

ASPECTOS DE VIABILIDADE ENTRE SISTEMAS ESTRUTURAIS PROTENDIDOS

Felipe Hellinger Fernandes¹

¹ UNIVALI / f_hellinger@hotmail.com

Fábio Albino de Souza²

¹ Unicamp / IDD/ EBPX / Departamento de Estruturas – DES / fabio@ebpx.com.br

Resumo

As estruturas de concreto são uma realidade comum no cenário atual da construção no Brasil. No entanto, mesmo com todos os estudos já desenvolvidos sobre as vantagens do concreto protendido, esse método construtivo ainda sofre uma barreira cultural por parte de construtores e engenheiros, razão pela qual, elaborou-se este artigo, objetivando a comparação entre dois modelos estruturais, em concreto protendido, sem vigas (CP-I e CP-II). O Modelo CP-I é estruturado por lajes maciças protendidas e pilares, com feixes concentrados de cordoalha no sentido vertical da planta e protensão distribuída no plano horizontal. Uma adaptação do CP-I deu origem ao Modelo CP-II, constituído por vigas-faixas protendidas com a mesma espessura das lajes nervuradas passivas. A segunda composição estrutural mescla a economia da supressão de vigas aparentes, com a redução de peso propiciado pelas lajes nervuradas e a maior eficiência do aço CP 190 nas faixas mais críticas. Efetuou-se a comparação entre os dois modelos, em relação à análise técnica e econômica, a fim de avaliar a viabilidade da utilização de lajes protendidas para um edifício de 14 pavimentos. Os parâmetros construtivos foram verificados conforme as exigências da NBR 6118:2014, visando manter certa equivalência técnica entre os modelos. Por fim foram elaborados orçamentos analíticos para cada modelo e comparados a fim de apreciar o mais viável técnica e economicamente. Constatou-se a configuração estrutural CP-II, como melhor opção técnica e econômica para o caso analisado.

Abstract

The concrete structures are a common reality in the current construction scenario in Brazil. However, even with all the studies already developed on the advantages of post-tensioned concrete, this constructive method still suffers a cultural barrier on the part of builders and engineers, which is why this article was elaborated, aiming to compare two structural models post-tensioned concrete without beams (CP-I and CP-II). The Model CP-I is structured by post-tensioned solid slabs and column, with concentrated bundles of upright chordal and horizontally distributed prestressing. An adaptation of CP-I gave rise to the Model CP-II, consisting of post-tensioned beams of the same thickness as passive ribbed slabs. The second structural composition combines the economics of bare beam suppression with the weight reduction provided by ribbed slabs and the greater efficiency of CP 190 steel in the most critical ranges. A comparison was made between the two models in relation to the technical and economic analysis in order to evaluate the feasibility of using post-tensioned slabs for a 14-story building. The constructive parameters were verified according to the requirements of NBR 6118: 2014, aiming to maintain some technical equivalence between the models. Finally, analytical budgets were prepared for each model and compared in order to appreciate

the most technically and economically feasible. The CP-II structural configuration was found to be the best technical and economic option for the case analyzed.

Introdução

Com a utilização do Concreto Protendido, verifica-se a possibilidade de retirar as vigas de uma edificação e transferir sua contribuição para as lajes ou para núcleos rígidos (paredes estruturais).

A ausência de vigas em uma estrutura permite uma execução mais econômica, visto que o tempo e material dispendidos para montagem das formas e das ferragens desses elementos é um fator considerável em uma obra. Outro aspecto importante a ser analisado é a facilidade na passagem de tubulações sem a preocupação de que haverá uma viga no caminho. Evitando assim a necessidade de desvios e principalmente furações de vigas que ocorrem frequentemente em obras, muitas vezes sem consentimento do projetista estrutural e ignorando os possíveis prejuízos que esses furos podem gerar na estrutura.

Além disso, o uso de lajes planas permite um pé direito mais alto e maior flexibilidade arquitetônica.

Segundo Figueiredo Filho apud Melges (2001), as lajes lisas (sem vigas) apresentam diversas vantagens como: simplificação das formas, simplificação das armaduras, facilidade no ato da concretagem, maior flexibilidade na passagem das instalações elétricas, hidráulicas e de ar condicionado; redução da altura total do edifício (lajes menos espessas) e ampla liberdade na definição de espaços internos.

Por outro lado, a estabilidade global de uma estrutura é dada pelos elementos: laje, pilar e viga que se apresentam como o “esqueleto” da edificação. É impossível a retirada de um desses elementos sem prejuízo direto na estabilidade global da estrutura.

Segundo Lins (2013, p.20), “a estabilidade global pode ser interpretada como a capacidade que uma determinada estrutura tem de transmitir ações de primeira e segunda ordem, que tendem a provocar tombamento da estrutura, para as fundações, mediante características de rigidez da mesma”.

Para Emerick (2005), os pilares e vigas formam pórticos que resistem às ações verticais e horizontais, garantindo a estabilidade global da estrutura. As ações verticais são transmitidas para os pórticos pelas estruturas dos pavimentos e as ações horizontais, decorrentes do vento, são levadas aos pórticos pelas paredes externas. As lajes, que apresentam boa rigidez no plano horizontal, são responsáveis por promover a distribuição dos esforços entre os elementos de contraventamento.

A esse respeito, Melges (2001, p.3) defende que a ausência de vigas faz com que as lajes-cogumelo e as lajes lisas apresentem pequena rigidez às ações horizontais, caracterizadas por ventos, desaprumo, excentricidades, efeitos de segunda ordem e terremotos.

Diante do apresentado, torna-se fundamental a avaliação da viabilidade técnica de sistemas estruturais protendidos sem vigas em prédio de 14 pavimentos em relação às flechas, estabilidade global, esforços e consumo de materiais.

Metodologia

Para alcançar o objetivo proposto, foi importante a modelagem de dois sistemas estruturais em concreto protendido para o mesmo conjunto arquitetônico, a fim de compará-los, sendo um com lajes planas protendidas e o outro com protensão em faixas maciças, e lajes nervuradas armadas. Os dois modelos utilizam a mesma configuração dos pilares, alterando apenas a parte da laje.

Arquitetura

O modelo arquitetônico utilizado divide-se em embasamento e torre, sendo o embasamento composto por três pavimentos: térreo, mezanino, G1 e tipo diferenciado e a torre é composta por nove pavimentos tipo e pavimento de cobertura, conforme Figura 1:

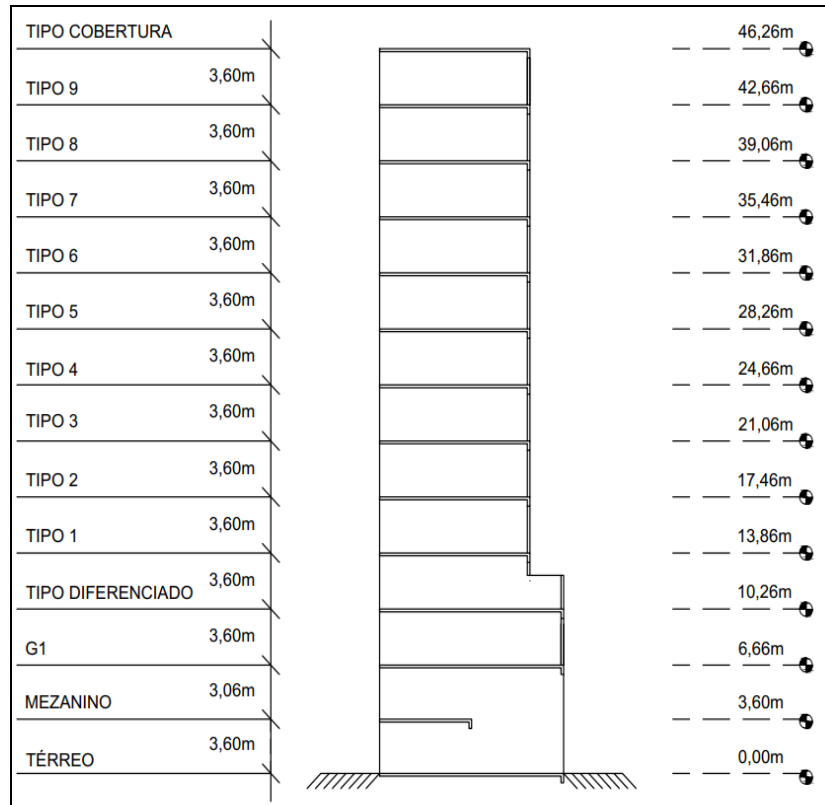


Figura 1 – Corte do Edifício

A Figura 2 apresenta a planta do projeto arquitetônico do pavimento tipo, com as medidas externas de 38,97x20,75m onde se distribuem 17 suítes.



Figura 2 - Projeto arquitetônico do pavimento tipo

Considerações de projeto

O edifício foi modelado como um pórtico espacial somado com o modelo de cada pavimento simulado em grelha. De acordo com a TQS Informática (2017), os pilares e vigas das estruturas são simulados por barras na estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares foram calculados com o pórtico espacial.

De acordo com o modelo estrutural IV selecionado no TQS para o cálculo do edifício, os efeitos gerados apenas pelas ações verticais foram calculados nas lajes. Assim, nos pavimentos simulados por grelha de lajes, os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas são transferidos como cargas para o pórtico espacial. Percebe-se assim uma integração entre os modelos de pórtico espacial e grelhas.

O tipo de concreto utilizado para dimensionamento e detalhamento das vigas, pilares e lajes foi o C35, que apresenta resistência à compressão de 35MPa após 28 dias de cura. Optou-se por esse material, porque atende a resistência necessária em relação à classe de agressividade ambiental ademais é de fácil na maioria das usinas de concreto.

A figura 3 traz a relação entre a resistência e a classe de agressividade.

Classe de agressividade			Concreto armado	Concreto protendido
☐ I - Fraca	Rural ou submerso	Insignificante	$\geq C20$	$\geq C25$
☒ II - Moderada	Urbano	Pequeno	$\geq C25$	$\geq C30$
☐ III - Forte	Marinho	Grande	$\geq C30$	$\geq C35$
☐ IV - Muito forte	Industrial ou sob ação de respingos de água salgada	Elevado	$\geq C40$	$\geq C40$

Figura 3 - Relação CAA x Resistência do concreto. (TQS, 2017)

Ainda sobre a resistência do concreto, é importante frisar que o valor de $f_{ck} = 35\text{MPa}$ é sua resistência apenas para compressão. Sendo assim, o valor de resistência para tensões de tração (f_{ct}) deve ser calculado através das equações recomendadas pela NBR 6118:2014:

$$f_{ct} = \alpha f_{ctk,inf} \quad (1)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (2)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (3)$$

Onde:

f_{ct} = resistência do concreto à tração direta;

α = é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

$f_{ctk,inf}$ = resistência do concreto à tração na flexão;
 $f_{ct,m}$ = resistência à tração média do concreto.

Para seções retangulares o fator α tem valor de 1,5.

Assim é possível se obter o valor de resistência à tração na flexão utilizada no projeto em estudo para combinação frequente:

$$f_{ct,f} = 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 35^{2/3} \quad (4)$$

Para a verificação das tensões no ato da protensão, optou-se por realizar a protensão na idade em que o concreto atingir a resistência característica à compressão de $f_{ckj} = 21\text{MPa}$, aproximadamente 5 dias.

Com esse valor foi possível calcular as tensões máximas de tração e compressão da estrutura no ato da protensão.

De acordo com a NBR 6118:2014, a tensão máxima de compressão na seção do concreto não deve ultrapassar 70% da resistência característica f_{ckj} prevista para a idade de aplicação da protensão, dessa forma tem-se que:

$$\text{Tensão máxima de compressão no ato da protensão} = 0,7 \cdot f_{ckj} = 14\text{Mpa} \quad (5)$$

Para a tensão máxima de tração do concreto a norma recomenda que não deve exceder 1,2 vezes a resistência à tração $f_{ct,mj}$ correspondente ao valor especificado, conforme a equação:

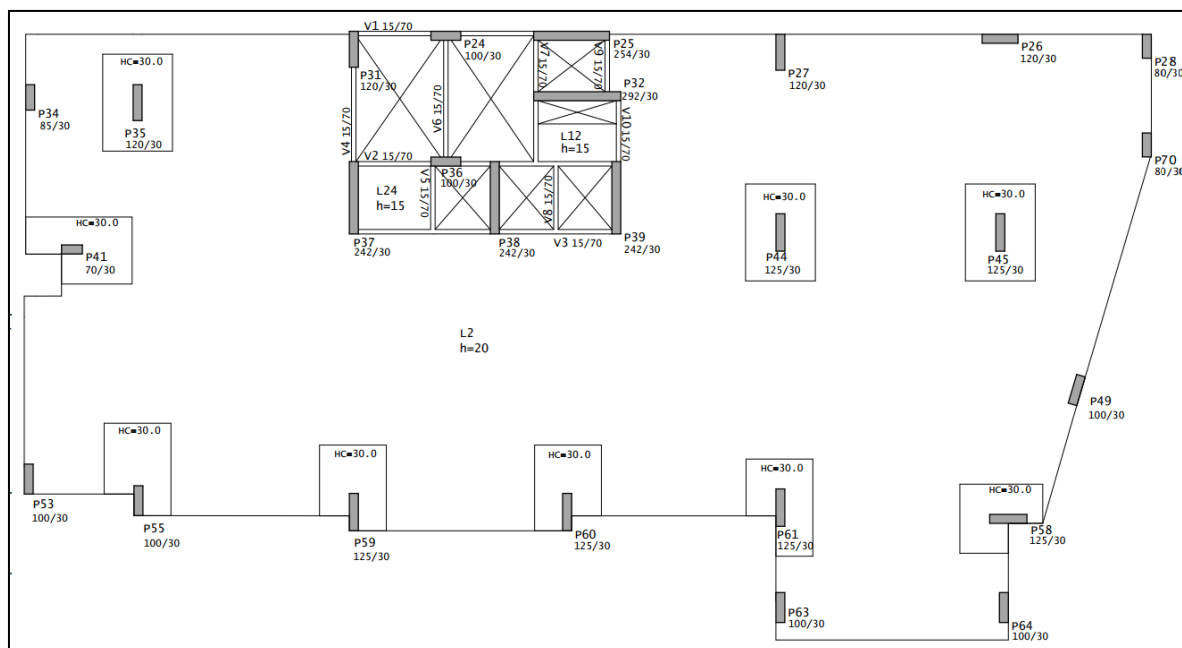
$$\text{Tensão máxima de tração no ato da protensão} = 1,2 \cdot f_{ct,mj} = 2,74\text{Mpa} \quad (6)$$

Para a tensão máxima de compressão nas combinações quase permanente e frequente, foi utilizado o valor de $0,60 f_{ck} = 21\text{Mpa}$.

Modelo CP-I

No modelo CP-I utilizou-se laje maciça com 20cm de espessura e capiteis ao redor dos pilares com 30cm de espessura.

Para o lançamento do contorno da laje maciça foi necessária inserção de um fechamento de bordo em volta dos pilares externos. As dimensões dos pilares podem ser consultadas na planta de formas do Modelo CP-I, representada na Figura 4.



Um aspecto importante do projeto com lajes protendidas é em relação ao fator multiplicador de deslocamentos verticais, que faz a simulação da deformação lenta. O fator para estrutura protendida deve ser utilizado com valor de 1,00, pois, segundo a TQS Informática (2017), as combinações de protensão já possuem valores definidos para essa simulação, não sendo necessária a utilização desse fator.

Inicialmente, os esforços da estrutura foram processados sem a aplicação da protensão, onde foram verificados os deslocamentos máximos.

Deslocamentos máximos

O deslocamento máximo obtido na estrutura foi de -4,80cm, como exibido na Figura 5.

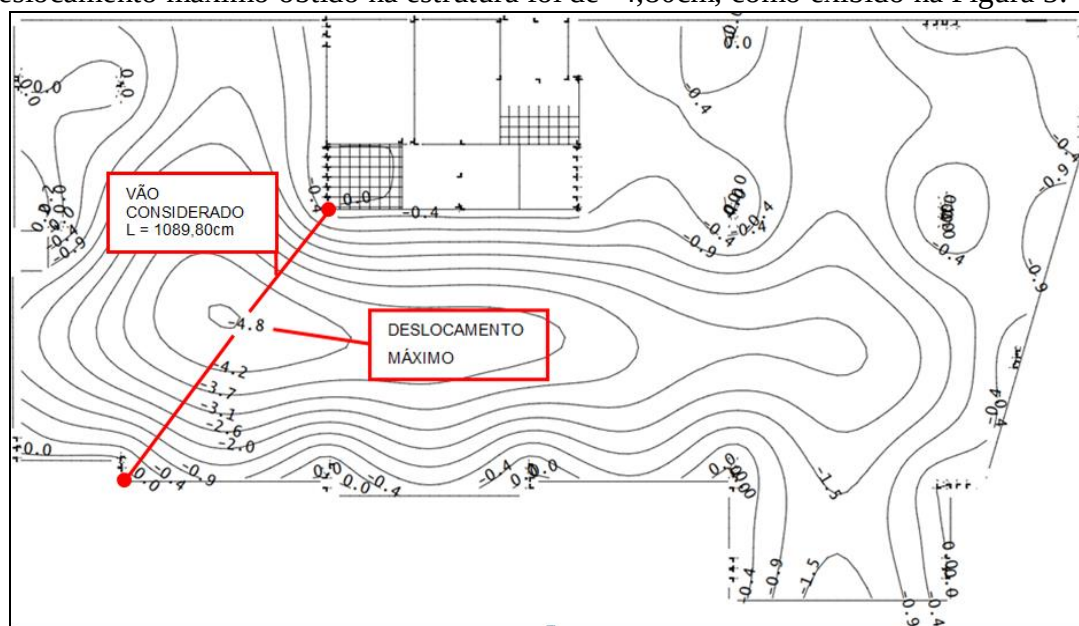


Figura 5 - Deslocamentos laje maciça sem protensão | CP-I

Utilizando o limite para deformação de $L/250$, prescrito pela NBR 6118:2014, sendo “L” o vão entre apoios que não se deslocam, a deformação máxima limite para o vão em questão é $f.lim = -4,36cm$. Sendo assim, o valor $f = -4,80cm$ está fora dos limites aceitáveis pela norma. Dessa forma, observa-se que a protensão pode ser uma boa maneira de tornar essa laje, com as mesmas dimensões e geometria, viável.

Sendo assim, utilizou-se feixes concentrados de cordoalhas no sentido vertical da planta e feixes distribuídos no sentido horizontal, conforme a Figura 6:

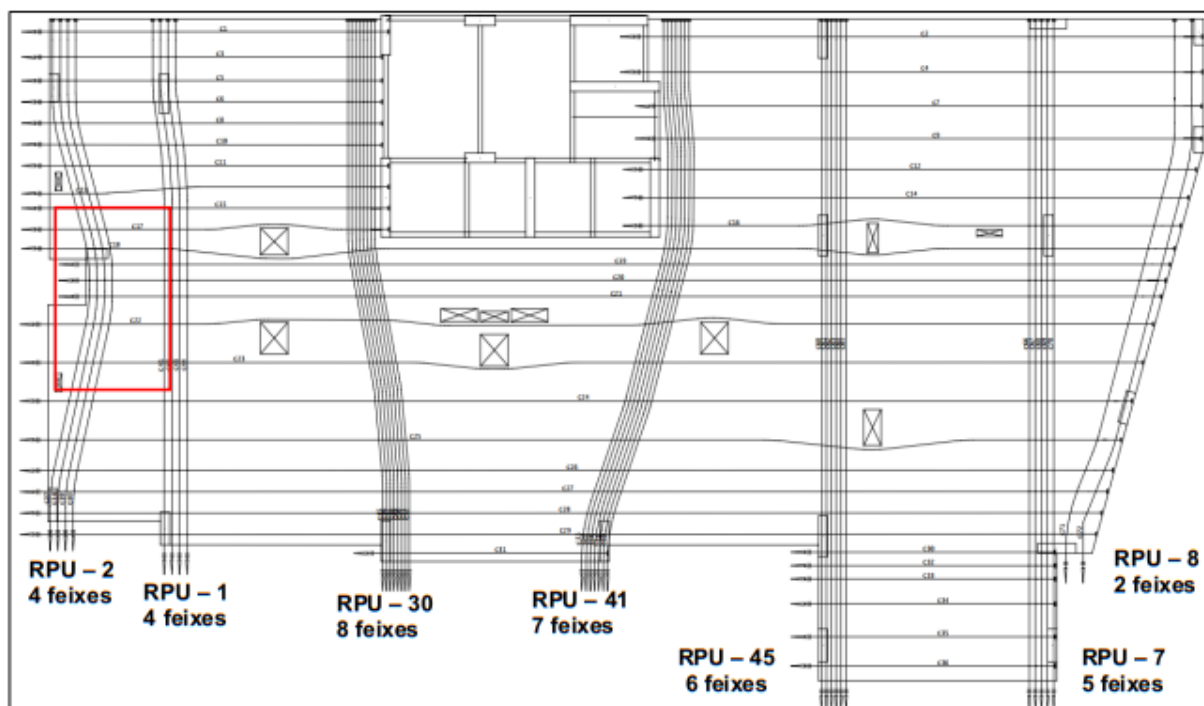


Figura 6 – Distribuição das cordoalhas | CP-I

Ainda em relação à Figura 6, foi identificado, no trecho marcado em vermelho, um desvio no plano da laje com inclinação máxima maior do que $1/10$, sendo assim, foi necessária a previsão de armadura para resistir a esse esforço, conforme prescrito na NBR 6118:2014. A Figura 7 indica a utilização de grampos para combate da força provocada pelo desvio.

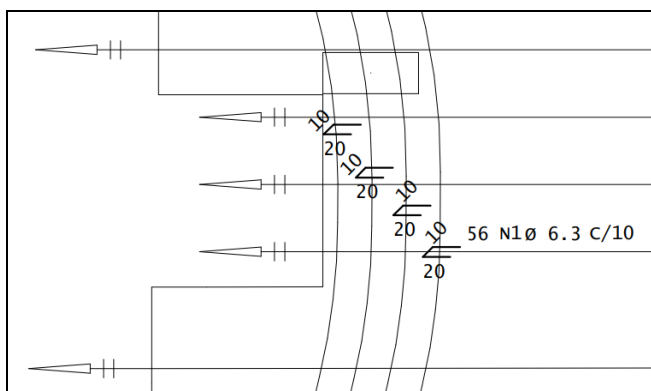


Figura 7 - Detalhe armadura para desvio.

Com a aplicação da protensão, identificou-se uma redução na deformação máxima da estrutura, de acordo com a Figura 8:

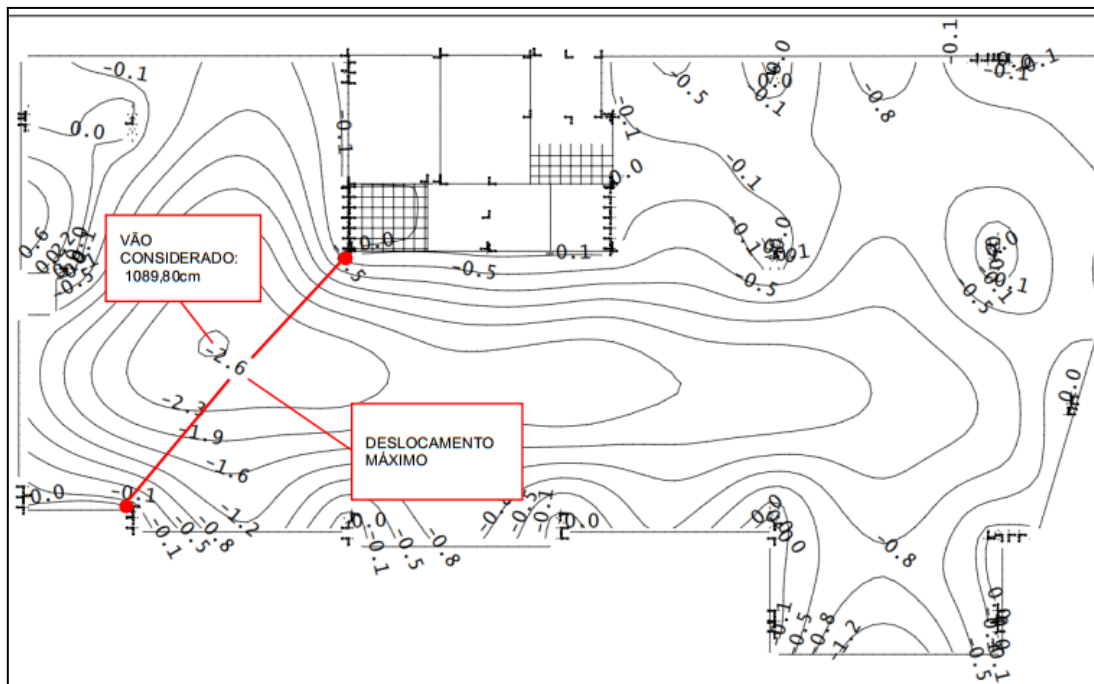


Figura 8 – Deformação máxima | CP-I

A deformação máxima de -2,60cm está dentro dos limites aceitáveis prescritos na NBR 6118:2014. É importante salientar que a flecha apresentada poderia ser reduzida com a utilização de mais cabos de protensão.

Armadura passiva

Com o dimensionamento e detalhamento dos cabos de protensão finalizados foi feita a transferência de armadura passiva para o detalhamento destas armaduras.

Para o cálculo da armadura passiva, a NBR 6118:2014 recomenda a utilização de armadura passiva mínima negativa em cima dos apoios para cordoalha não aderente. Esse valor de

$A_{s,min}$ foi desprezado no cálculo pelo software, foram analisados os valores para os momentos atuantes na estrutura sem essa consideração.

A partir disso, calcularam-se separadamente os valores de armadura passiva mínima para cada pilar através da equação 10 prescrita pela NBR 6118:2014.

$$A_s \geq 0,00075 h \ell \quad (10)$$

Onde:

h = Altura da laje;

ℓ = Vão médio da laje medido na direção da armadura a ser colocada.

Os valores calculados pelo software foram comparados com os valores de armadura mínima da norma, utilizou-se para o dimensionamento o maior valor. Em 80% dos casos adotou-se a armadura mínima.

A distribuição das armaduras foi feita baseada na região transversal a ela, compreendida pela dimensão dos apoios, acrescida de 1,5h para cada lado, como prescrito na NBR 6118:2014.

Consumo

A partir do consumo de concreto foram determinadas as taxas de armadura e espessura média da estrutura, como indica a Tabela 1.

Tabela 1 - Consumos do Modelo CP-I

Resultados do modelo CP-I	
Consumo de armadura CP190 (kg)	22014
Consumo de armadura CA50 (kg)	80430
Consumo de concreto (m ³)	1376,9
Taxa de armadura CP190 por m ³ (kg/m ³)	15,99
Taxa de armadura CA50 por m ³ (kg/m ³)	58,41
Área total estruturada (m ²)	5140,44
Taxa de armadura CP190 por m ² (kg/m ²)	4,28
Taxa de armadura CA50 por m ² (kg/m ²)	15,65
Espessura média (m ³ /m ²)	0,27

Punção

O modelo CP-I foi verificado quanto à punção e apresentou necessidade de armadura para resistir a este esforço. A NBR 6118:2014 recomenda a previsão de armadura mínima de punção em casos que a estabilidade global do edifício dependa da resistência da laje. O modelo IV do TQS desconsidera a participação da laje na estabilidade global, dessa forma a armadura de punção foi detalhada apenas resistir às tensões atuantes. A Figura 9 demonstra o detalhamento da armadura de punção em planta.

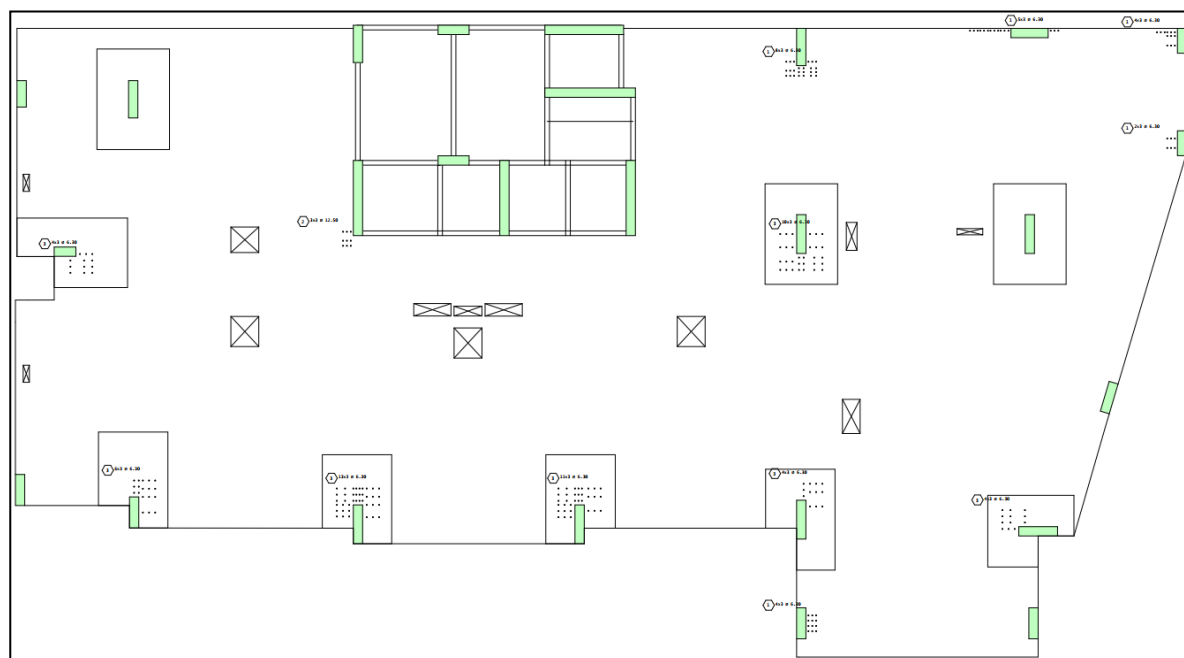


Figura 9 – Armadura de punção em planta

Modelo CP-II

A partir da análise do modelo CP-I, identificou-se a necessidade de um modelo que utilize protensão, porém de uma forma mais otimizada, visto que, a utilização da laje plana maciça

de 20cm gerou elevado peso da estrutura, carregando bastante os pilares, e identificou-se uma alta taxa de armadura passiva em função das armaduras mínimas exigidas.

O modelo CP-II foi feito para mesclar os benefícios da protensão, com as vantagens da laje nervurada armada, que apresenta boa eficiência de acordo com o vão. No modelo CP-II foi feita protensão apenas em vigas faixas internas largura de 100cm e mesma altura que a laje, 31 cm. Na borda da estrutura foram utilizadas vigas de 15x70 e no núcleo do edifício as vigas não foram alteradas.

Os pilares do Modelo CP-II foram mantidos praticamente iguais, com exceção do pilar marcado em azul na Figura 10 que necessitou de alteração na sua posição e dimensões para dar suporte às vigas marcadas em vermelho.

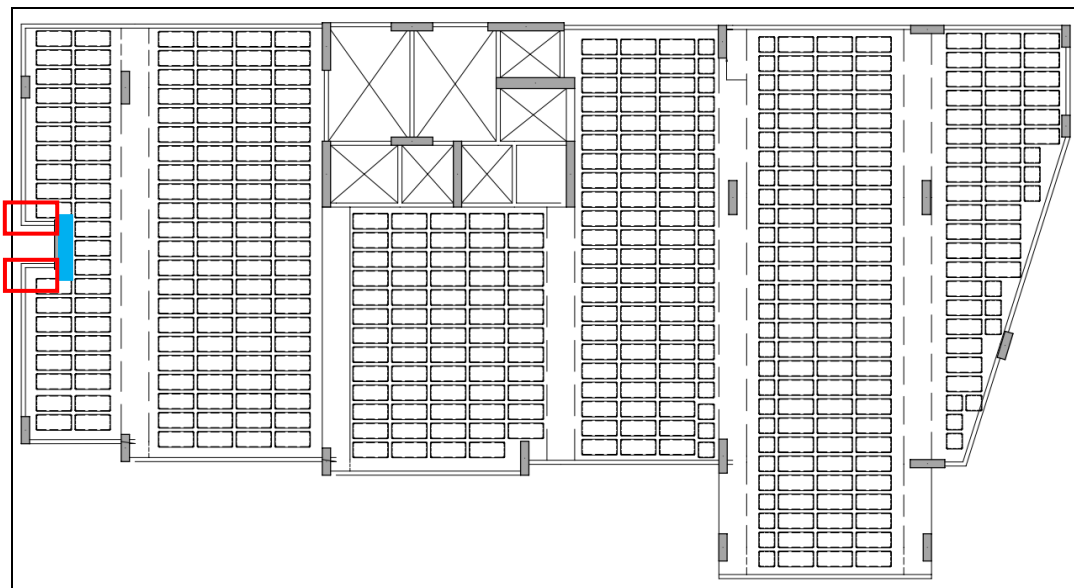


Figura 10 - Fôrmas CP-II

A Figura 11 representa a planta de formas com as medidas e posições dos elementos construtivos, as nervuras não foram representadas nessa figura para melhor visualização dos textos.

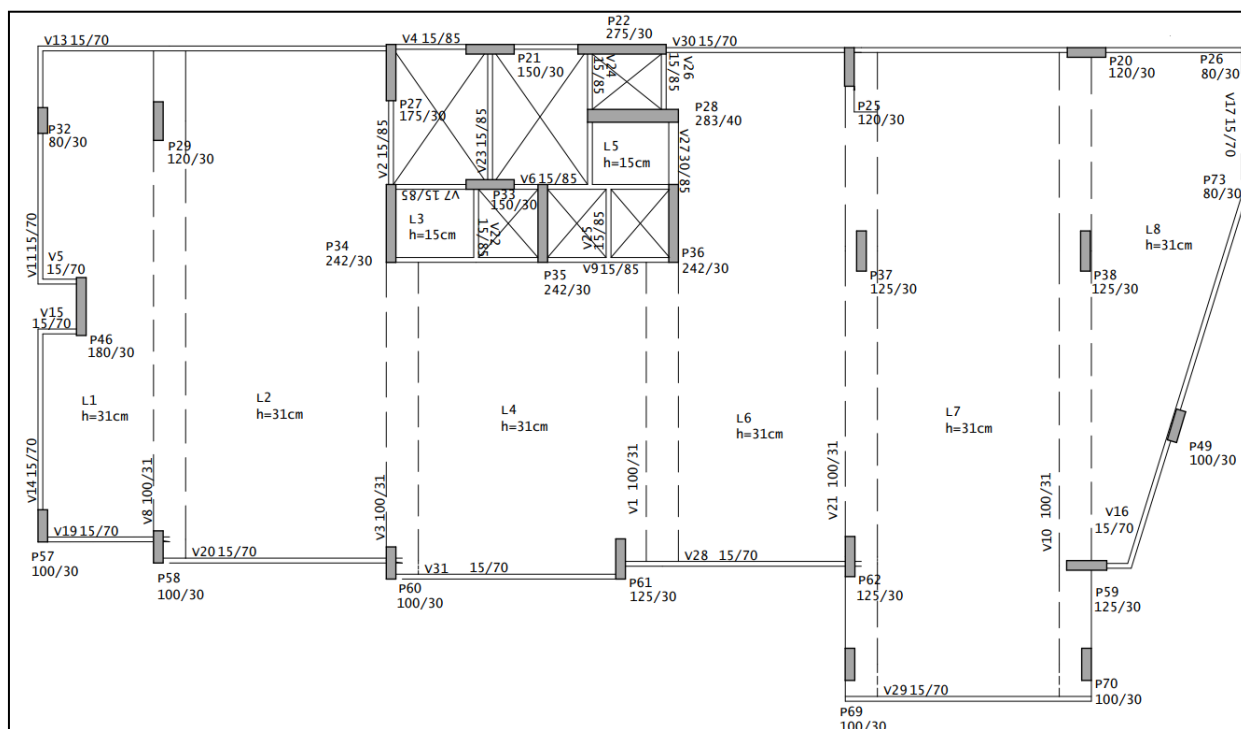


Figura 11 – Planta de fôrmas | CP-II.

A Figura 12 ilustra o traçado dos cabos nas faixas de protensão, foram utilizados 33 feixes com 2 cabos por feixe.

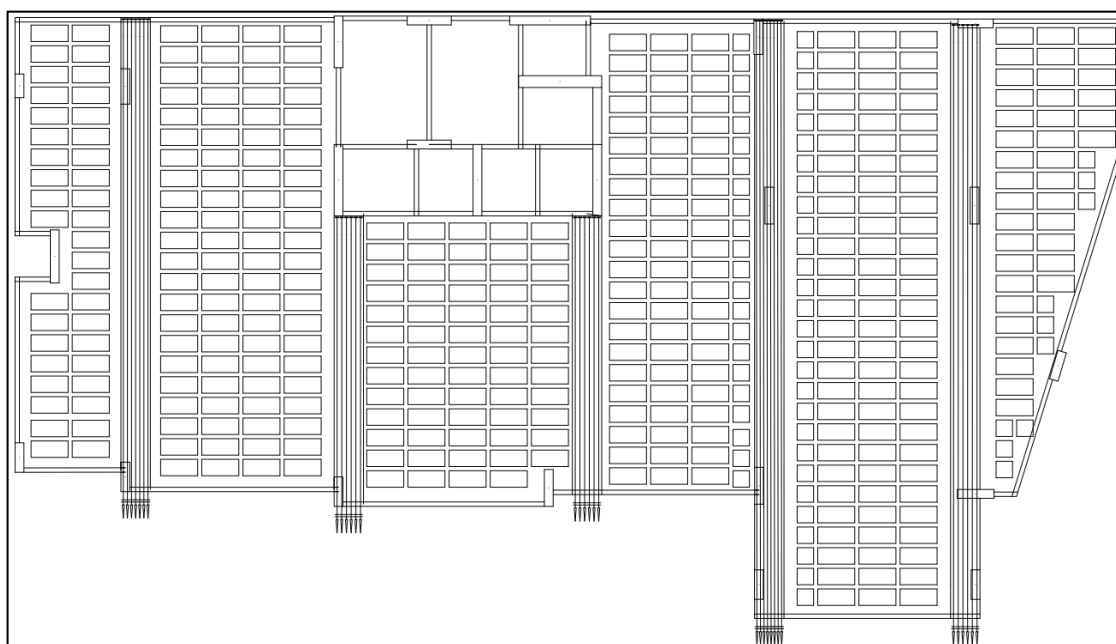


Figura 12 - Cabos em planta

A Figura 13 representa as flechas no pavimento tipo do Modelo CP-II

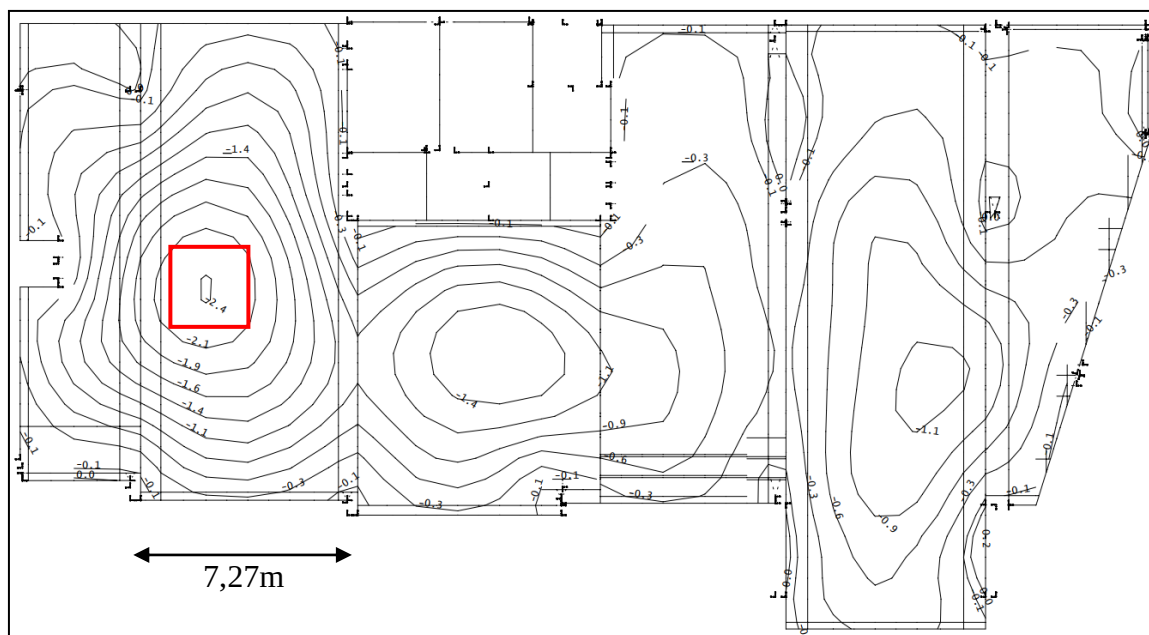


Figura 13 - Flechas modelo CP-II

A flecha apresentada pelo modelo CP-II teve valor de -2,40cm, a localização da flecha dificultou traçar uma reta entre os dois apoios que não se deslocam, dessa forma, considerou-se a distancia perpendicular entre os apoios mais próximos do local de flecha. Essa distancia está representada na Figura 12 e tem valor de 7,27m, o que, pela verificação prescrita na NBR 6118:2014 resulta em uma flecha limite de -2,91cm. Sendo assim é possível afirmar que a configuração estrutural proposta apresentou valores de deformação dentro dos limites aceitáveis previstos em norma.

Analise dos resultados

Estabilidade global

A Tabela 2 mostra a comparação do parâmetro Gama Z dos dois modelos estruturais.

Tabela 2 - Comparação Gama Z - CP-I x CP-II

Estabilidade Global		
	Modelo CP-I	Modelo CP-II
Gama Z	1,19	1,09

É possível identificar que o melhor parâmetro de estabilidade global foi obtido pelo modelo CP-II. As vigas de borda apresentaram um papel de travamento dos pilares externos e as vigas-faixas fizeram o travamento dos pilares internos, inclusive com duas delas ligadas diretamente ao núcleo rígido do edifício.

Em relação ao Modelo CP-I, é justificável que apresente o pior valor, visto que, os nove pavimentos Tipo contavam apenas com as vigas do núcleo. Ainda assim, o valor de 1,19 está dentro dos parâmetros aceitáveis pela NBR 6118:2014.

Deslocamentos limites

A Tabela 3 apresenta os valores das flechas máximas obtidas nos dois modelos.

Tabela 3 - Comparação flechas máximas - CP-I x CP-II

Flecha máxima		
	Modelo CP-I	Modelo CP-II
Flecha apresentada	2,60cm	2,40cm
Flecha limite	4,36cm	2,91cm

Existe a possibilidade de aumentar a quantidade de cabos para fazer a redução dessas flechas, tanto para o modelo com laje maciça quanto para o modelo com laje nervurada, porém acabaria elevando o valor final da estrutura.

Todas as flechas se apresentaram dentro dos limites aceitáveis. A flecha limite no Modelo CP-I apresentou valor elevado em comparação com o outro modelo, pois, no local onde a flecha se manifestou não haviam apoios próximos e o vão equivalente acabou ficando alto.

Taxas de consumo

A Tabela 4 apresenta as taxas de consumo de concreto e armadura em relação à área estruturada dos projetos de 5140,44m²

Tabela 4 - Taxas de consumo - CP-I x CP-II

Taxas de consumo		
	Modelo CP-I	Modelo CP-II
Espessura média (m ³ /m ²)	0,27	0,23
Taxa de armadura CA50 (kg/m ²)	15,65	15,28
Taxa de armadura CP190 (kg/m ²)	4,28	1,64

Para a armadura passiva, os modelos CP-I e CP-II tiveram os valores de 15,65kg/m² e 15,28kg/m², respectivamente, porém ressalta-se que o modelo CP-II utiliza boa parte dessa armadura com maior eficiência para atender os vãos entre as faixas de protensão, e o modelo CP-I utiliza boa parte dessa armadura de acordo com a armadura mínima passiva exigida pela NBR 6118.

Em relação às armaduras ativas, o modelo CP-II apresentou uma economia de aproximadamente 62% em relação ao modelo CP-I.

O consumo de concreto teve menor valor no modelo CP-II, visto que, possui lajes nervuradas unidirecionais, onde as regiões em que a laje não sofre solicitação são preenchidas com material inerte, para minimizar o peso da estrutura e economizar concreto.

Consumo de armadura por elemento

Para análise mais detalhada dos consumos de armadura, foram separados os consumos para cada elementos estrutural: vigas, pilares e lajes, conforme a Tabela 5.

Tabela 5 - Comparativo consumo de armadura por elemento - CP-I x CP-II

Consumo de aço por elementos				
	Modelo CP-I	%	Modelo CP-II	%
Vigas (kg)	11.196,00	11%	15.345,00	18%
Pilares (kg)	34.116,00	33%	22.977,00	26%
Lajes (kg)	57.132,00	56%	48.726,00	56%
Total (kg)	102.444,00	100%	87.048,00	100%

Em relação aos pilares, nota-se que no Modelo CP-I foi onde houveram os pilares mais carregados do estudo, visto que, a utilização da laje maciça de 20cm gera peso elevado na estrutura.

Nota-se ainda, que o CP-II se apresentou mais vantajoso economicamente em relação à quantidade de armadura nas lajes, visto que, com a utilização das vigas de bordo e vigas-faixa, as lajes não sofreram carregamentos tão elevados e ainda tiveram boa parte da sua composição preenchida por material inerte.

Consumo de concreto por elemento

A Tabela 6 mostra a comparação dos modelos em relação ao volume de concreto para cada elemento.

Tabela 6 - Comparação do volume de concreto por elementos - CP-I x CP-II				
Consumo de concreto por elementos				
	Modelo CP-I	%	Modelo CP-II	%
Vigas (m ³)	36,90	3%	152,10	13%
Pilares (m ³)	341,90	25%	375,30	32%
Lajes (m ³)	998,10	72%	638,10	55%
Total (m ³)	1.376,90	100%	1.165,50	100%

Nota-se que, para ambos os modelos, o maior consumo de concreto se reflete nas lajes seguidas dos pilares. Porém, é importante avaliar as grandes diferenças entre os consumos de concreto nas vigas entre os modelos.

O modelo CP-I apresentou valores muito baixos de concreto nas vigas, pois foram mantidas somente as vigas do núcleo na sua configuração. Verifica-se que o Modelo CP-II, por causa das vigas de bordo, apresentou valores maiores de concreto nas vigas.

Em relação ao consumo total de concreto, verifica-se que o Modelo CP-II se apresentou o mais vantajoso, por causa das nervuras das lajes que propiciou uma grande economia de concreto.

Consumo de formas por elemento

A Tabela 7 retrata o consumo de fôrmas para cada modelo.

Tabela 7 - Consumo de fôrmas por elementos - CP-I x CP-II				
Consumo de formas por elementos				
	Modelo CP-I	%	Modelo CP-II	%
Vigas (m ²)	509,41	6%	1.629,00	17%
Pilares (m ²)	2.784,50	33%	2.952,00	32%
Lajes (m ²)	5.025,60	60%	4.766,09	51%
Total (m ²)	8.319,51	100%	9.347,09	100%

As vigas-faixas do Modelo CP-II, para o consumo de fôrmas, foram consideradas como faixas de laje maciça, visto que, não necessitam a utilização de montagem dos painéis laterais.

Conclusão

Esse estudo teve como objetivo geral fazer uma comparação técnica entre dois modelos em Concreto protendido sem vigas, foi feita uma estimativa de consumo dos materiais baseada nos 9 pavimentos tipo do edifício.

O Modelo CP-I empregou o uso de lajes maciças protendidas e pilares cercados por capiteis, apresentou uma característica boa em relação à quantidade de formas, se mostrando melhor do que o Modelo CP-II nesse quesito, principalmente pela ausência de vigas internas e vigas de bordo no seu lançamento, no entanto na parte de consumo de concreto e de armaduras, o Modelo CP-II apresentou maior vantagem. Ressalta-se que não foi analisada a diferença na carga das fundações, porém o modelo CP-I com lajes maciças, tende a apresentar maior consumo de materiais nas fundações, devido a carga da laje maciça.

O Modelo CP-II utilizou lajes nervuradas, cercadas por vigas-faixas protendidas no sentido vertical da planta. A utilização da protensão somente nas faixas especificadas propiciou uma redução na quantidade de armadura ativa em relação ao primeiro modelo protendido. No CP-II foram mescladas as vantagens da ausência de vigas internas aparentes, com a redução do peso da estrutura, devido às lajes nervuradas. Desencadeando uma redução significativa no consumo de concreto. Identificou-se que, a magnitude dos vãos máximos a serem vencidos entre as faixas, é de aproximadamente 7m, circunstâncias nas quais as lajes nervuradas apresentam alta eficiência.

Em relação à protensão das estruturas, além desses aspectos quantificados, salientam-se algumas perspectivas positivas, que não puderam ser apreciadas nesse estudo. Contudo, se faz necessária a explanação para melhor percepção do cenário global que envolve a predileção por determinada configuração estrutural.

Sobre a utilização de sistemas semelhantes ao modelo CP-I, com lajes maciças protendidas, faz-se a seguinte provocação de caráter fictício, comparando dois modelos, um sistema com vigas com altura 70cm e um sistema de lajes protendidas de espessura de 20cm. Para estipular uma altura útil 250cm de piso acabado até forro de um apartamento, num sistema com vigas seria necessário pé direito de 342cm – sendo 7cm de piso e contrapiso, 15cm para possibilidade de passagem de tubulação entre a viga e o forro –. Para um sistema com lajes protendidas de 20cm – sob as mesmas condições – seria necessário um pé direito de 292cm. A diferença entre os dois chegou a 50cm, supondo um edifício de 20 pavimentos em cidade regida por plano diretor com fator limitante de altura, resultaria em 10m de altura, o suficiente para colocar mais 3 pavimentos.

Esse estudo não abordou o cronograma físico financeiro da execução da estrutura, porém, no que diz respeito ao Modelo CP-I, é possível ainda, dissertar sobre a possibilidade de redução de custos com aluguel de fôrmas, escoras e travamento proveniente da utilização da laje maciça, e até com a mão de obra em si, visto que para em casos de funcionários próprios, uma execução mais rápida significa maior rendimento dos operários.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

EMERICK, A. A. **Projeto e execução de lajes protendidas**. Rio de Janeiro: Interciência, 2005.

LINS, F. F. V. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado**. 2013. 203f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2013.

MELGES, J. L. P. (2001). **Análise experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido**. São Carlos. 2v. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

TQS Informática Ltda, 2017. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/>>. Acesso em: 14 de novembro de 2017.