

4. Estudo do Comportamento de Lajes Nervuradas

Neste capítulo é apresentada a metodologia da análise numérica utilizada para a avaliação de lajes nervuradas tradicionais, bem como os novos modelos descritos na seção 2.4 deste trabalho. Por fim, é apresentado o estudo de um novo conceito construtivo e sua contribuição para a rigidez geral da laje, sendo este as faixas nervuradas.

Para isso, é utilizado, assim como no capítulo 3, o *software Robot 2012*. O modelo utilizado, descrito em detalhes também no capítulo 3, utiliza elementos de casca para representar a capa maciça de concreto e elementos de viga para representar as nervuras. A excentricidade entre os eixos desses dois elementos estruturais (*offset*) é modelada explicitamente através de ligações rígidas. A malha de elementos finitos possui dimensões máximas de 25x25 cm².

A análise realizada avalia os deslocamentos dos diversos tipos de lajes, assim como os momentos fletores nas nervuras, e, posteriormente, o dimensionamento destas. Com isto, é possível fazer o comparativo entre os modelos, relacionando comportamento estrutural e quantidade de materiais utilizados, sendo este último de grande importância para o construtor, por estar relacionado à economia de recursos.

São criados modelos baseados em uma laje tipo, sendo inerente a ela as dimensões e espaçamento entre nervuras, carregamento aplicado e propriedades mecânicas dos materiais. A variação é feita apenas nas dimensões l_x e l_y e nas condições de contorno.

Os resultados são apresentados tanto numericamente através de tabelas como em gráficos a fim de evidenciar as diferenças entre os diversos modelos. Nesta análise, foi considerado o comportamento elástico linear do concreto, ou seja, não fissurado.

4.1.

Análise Numérica de Laje Nervurada Simplesmente Apoiada

A laje padrão utilizada foi definida com base na adoção usual de construtoras no Brasil, principalmente no nordeste do país, já que a cultura da construção civil, assim como a diversidade de materiais, sofre mudanças em cada região. No nordeste brasileiro, uma empresa que atua fortemente no segmento de formas de polipropileno é a Impacto Protensão, tendo sede também em algumas cidades do Centro-Oeste e Sudeste do país. Sendo assim, optou-se pela utilização das formas catalogadas por essa empresa como referência na composição da laje.

Para as propriedades mecânicas dos materiais empregados no cálculo, adotou-se a combinação de valores normativos e valores recorrentes em obras, estando estes dispostos na Tabela 4.1.

Parâmetro		Valor
f_{ck}	Resistência característica do concreto	35 MPa
f_{yk}	Resistência característica de escoamento do aço CA50	500 MPa
E	Modulo de elasticidade longitudinal	33130 MPa
G	Modulo de elasticidade transversal	13252 MPa
ν	Coefficiente de Poisson	0,2
-	Peso Específico do Concreto armado	25 kN/m ³

Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas dos materiais empregados.

Para a determinação da geometria e de uma altura ótima para análise, realizou-se um pré-dimensionamento da laje quadrada, com 6 metros de lado, utilizando-se a metodologia proposta por Carvalho [4], a qual está formulada na Equação 4.1. Este cálculo não é normatizado pela NBR 6118:2007 [1], sendo, portanto, necessária a verificação posterior de suas tensões, bem como seus deslocamentos.

$$d \geq \frac{l}{\psi_2 \psi_3} \quad (4.1)$$

Onde:

d : altura útil da laje;

l : menor dos dois vãos;

ψ_2 : coeficiente dependente das condições de vinculação e dimensões da laje;

ψ_3 : coeficiente dependente do tipo de aço.

Para a laje tipo quadrada ($\lambda = 1$) e com os quatro bordos apoiados, denominado caso 1 de Marcus, o coeficiente ψ_2 tem valor de 1,5. Para o ψ_3 , devido ao aço utilizado ser o CA-50, tem-se que seu valor é de 17. Com a substituição destes coeficientes na Equação 4.1, obtêm-se a altura total mínima da placa a ser adotada.

$$d \geq \frac{6}{1,5 \times 17} \Rightarrow d \geq 0,235 \text{ m}$$

Através deste valor de referência, optou-se por uma altura total de 25 cm, correspondente à espessura da capa mais altura da nervura. Por meio do catálogo da empresa Impacto Protensão [8], pôde-se escolher o melhor tipo de forma para atender à altura desejada, sendo esta decisão condicionada ao volume de vazios proporcionado por cada caixa.

A configuração final do sistema é dada por: altura da capa (hm) de 4 cm, altura da nervura (h) de 21 cm, proporcionando uma altura total (ht) de 25 cm. As dimensões da nervura são de: 7 cm de largura inferior (bi), 13 cm de largura superior (bs), e 10 cm de largura média (br), totalizando uma área da seção transversal de 454 cm².

O espaçamento adotado entre eixos das nervuras foi igual a 61 cm, visto que, para este valor, a norma dispensa a verificação da mesa à flexão e das nervuras ao cisalhamento. Temos, portanto, a geometria final apresentada através da Figura 4.1.

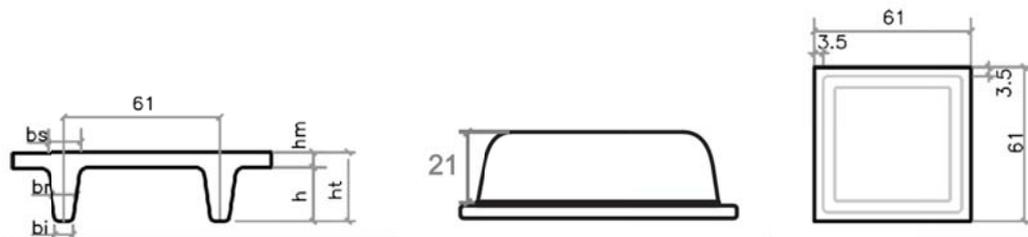


Figura 4.1 – Geometria das formas da laje tipo, Especificações Técnicas [8].

Ainda a fim de tornar o estudo mais próximo aos casos usuais da indústria da construção, utilizaram-se, para carregamento, os valores indicados pela NBR 6120:1980 [2], para edifícios residenciais. Sendo assim, o carregamento permanente totalizou, além do peso próprio da estrutura, o valor de 1,5 kN/m², e o carregamento acidental utilizado foi de 2 kN/m².

Para as combinações de carga, a NBR 6810:2007 [1] fornece a relação apresentada na Equação 4.2 para a combinação no Estado Limite Último, no caso de esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais em concreto armado. Já para a combinação no Estado Limite de Serviço, adota-se a Equação 4.3 para o caso de combinações quase permanentes de serviço, sendo esta utilizada na verificação do estado limite de deformações excessivas.

$$F_d = \gamma_g F_{gk} \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_g \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk} \right) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (4.2)$$

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (4.3)$$

Onde:

F_d : é o valor de cálculo das ações para combinação última;

$F_{d,ser}$: é o valor de cálculo das ações para combinação de serviço;

$F_{gk}, F_{\varepsilon k}$: são as ações permanentes diretas e indiretas respectivamente;

F_{qjk} : são as ações variáveis direta, sendo a F_{q1k} a principal delas;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_g, \gamma_{\varepsilon q}$: são coeficientes Tabelados;

$\psi_{0\varepsilon}, \psi_{2j}$: são coeficientes Tabelados.

Para os coeficientes γ , utilizaram-se os valores correspondentes às ações desfavoráveis para o dimensionamento da laje, tanto no carregamento permanente como na sobrecarga, sendo este de 1,4 no ELU. Já para o fator de redução de

combinação quase frequente ψ_{2j} , foi adotado o valor tabelado de 0,3, sendo este valor para cargas acidentais de edifícios onde não há predominância de pesos de equipamentos atuando em um grande período de tempo, ou grande concentração de pessoas, que foi o caso escolhido para este estudo.

4.1.1. Laje Nervurada Ortogonal

Com a definição da geometria, assim como as propriedades mecânicas dos materiais e o carregamento utilizado, iniciam-se os processos de verificação e dimensionamento da laje, feitos no Estado Limite de Serviço e Estado Limite Último, respectivamente. As Figuras 4.2 a 4.4 mostram as lajes de referências adotadas para estudo do deslocamento e dimensionamento das nervuras à flexão.

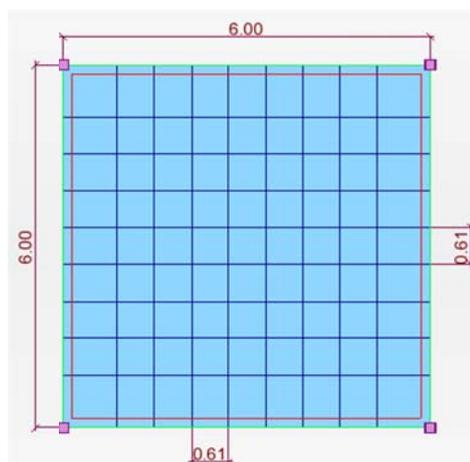


Figura 4.2 – Laje de referência 1.1, Marcus caso 1– 6 x 6 m² ($\lambda=1$).

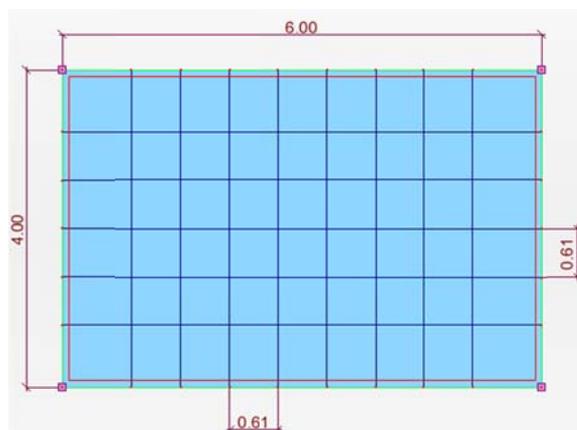


Figura 4.3 – Laje de referência 2.1, Marcus caso 1– 6 x 4 m² ($\lambda=1,5$).

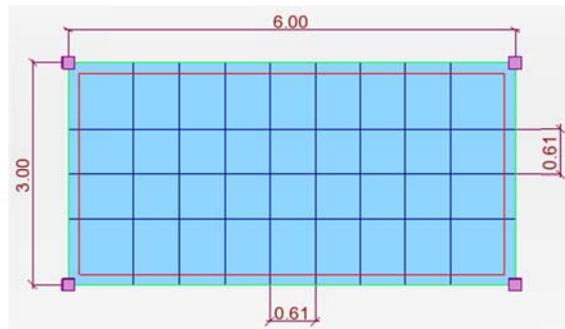


Figura 4.4 – Laje de referência 3.1, Marcus caso 1– 6 x 3 m² ($\lambda=2$).

O caso 1 de Marcus indica a não continuidade da laje, ou seja, para que o cálculo dos esforços seja feito através dos métodos clássicos, é necessária a suposição de que a laje esteja simplesmente apoiada em seus bordos, não gerando momento negativo. No entanto, quando adotado o método dos elementos finitos, a laje trabalha em conjunto com as vigas de bordo e os pilares de forma global, ocasionando, assim, um pequeno momento negativo nestas regiões, como pode ser observado através da Figura 4.5. Como a rigidez da viga ou do pilar são consideravelmente maiores do que a da laje, na maioria das vezes este momento é desprezado na prática.

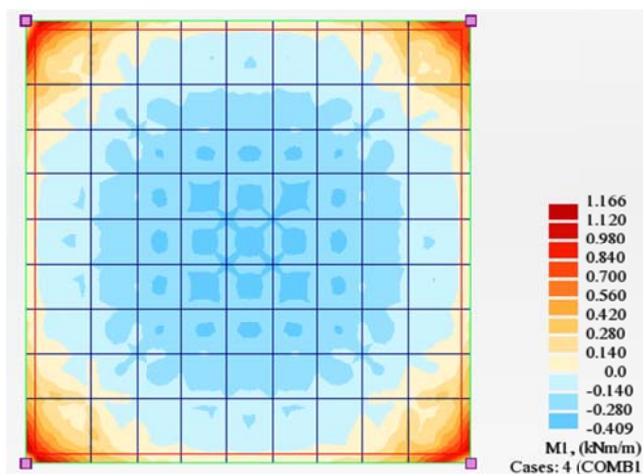


Figura 4.5 – Momentos principais nas direções x e y, $\lambda=1$.

A partir dos três modelos adotados para estudo no caso 1 de Marcus, tem-se uma amostragem satisfatória, já que eles cobrem todo o domínio de λ , sendo este variável de 1 até 2, para casos de lajes armadas em duas direções. Obtêm-se, então, os deslocamentos no Estado Limite de Serviço e o dimensionamento das nervuras a partir dos momentos obtidos no Estado Limite Último. Estes valores estão apresentados na Tabela 4.2.

	$\lambda=1$		$\lambda=1.5$		$\lambda=2$	
	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
δ (cm)	-0.50	-	-0.43	-	-0.31	-
P (Kg)	-	89.43	-	54.83	-	32.39
V (m ³)	-	2.40	-	1.55	-	1.05

Tabela 4.2 – Deslocamentos, peso de aço e volume de concreto para lajes ortogonais, no caso 1.

Por fim, é necessário garantir a integridade da estrutura contra o esmagamento das bielas nas faixas de concreto. Para isso, foi calculada a tensão de cisalhamento na faixa no contorno C do pilar, obtida no Estado Limite Último, e comparada com a tensão resistente no modelo 1.

Para a tensão resistente 2, é feita a verificação das tensões de compressão nas bielas, assegurando o não rompimento destas devido ao cisalhamento excessivo da peça. Para esse cálculo, são admitidas as diagonais de compressão inclinadas 45° em relação ao eixo longitudinal da peça. Esta verificação é feita em função das tensões tangenciais solicitantes e realizada no modelo 1 de cálculo. Com isso, têm-se:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,86$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v f_{cd} = 0,27 \times 0,86 \times \frac{35}{1,4} = 5,80$$

Portanto, a tensão de cisalhamento resistente da peça é de 5,805 MPa. Já para o modelo 2, é necessário o cálculo da armadura transversal no ponto de cortante máximo, sendo variável em cada modelo.

Para a o caso 1 de Marcus, a Tabela 4.3 nos mostra os valores obtidos.

λ	τ_{Sd} (MPa)	τ_{Rd2} (MPa)	Resultado
1	4,26	5,80	Não esmaga o concreto
1,5	5,76	5,80	Não esmaga o concreto
2	3,92	5,80	Não esmaga o concreto

Tabela 4.3 – Verificação da tensão de compressão das bielas, no caso 1.

Pode-se, então, concluir que a tensão de compressão das bielas não ultrapassa o limite, não havendo, portanto, necessidade do aumento da espessura da viga faixa. Por fim, deve-se encontrar a taxa de armadura a ser utilizada na viga faixa para resistir ao esforço cortante. Devido ao objetivo deste trabalho se limitar ao estudo da laje nervurada, e não de suas vigas faixas, este cálculo não é contemplado aqui.

4.1.2. Laje Nervurada Rotacionada

Como já abordado anteriormente, as tensões oriundas de carregamentos uniformemente distribuídos na placa se dissipam em um fluxo que segue em direção aos apoios de maior rigidez. Para o caso de lajes, estes elementos são os pilares, os quais estão situados, no caso estudado, nos vértices da laje. A maior rigidez destes elementos e sua posição na geometria do sistema faz com que o carregamento caminhe a uma angulação de aproximadamente 45° dos eixos cartesianos convencionais x e y .

Desta forma, os modelos de lajes apresentados anteriormente (Seção 4.1.1) são utilizados aqui, com o diferencial das nervuras, que agora não mais são apresentadas ortogonais aos eixos cartesianos, e sim com uma inclinação de 45° .

No entanto, as dimensões da laje, assim como as propriedades mecânicas e seu carregamento, continuam iguais aos do modelo de nervuras ortogonais, a fim de permitir a comparação entre os resultados obtidos (figuras 4.6 a 4.8).

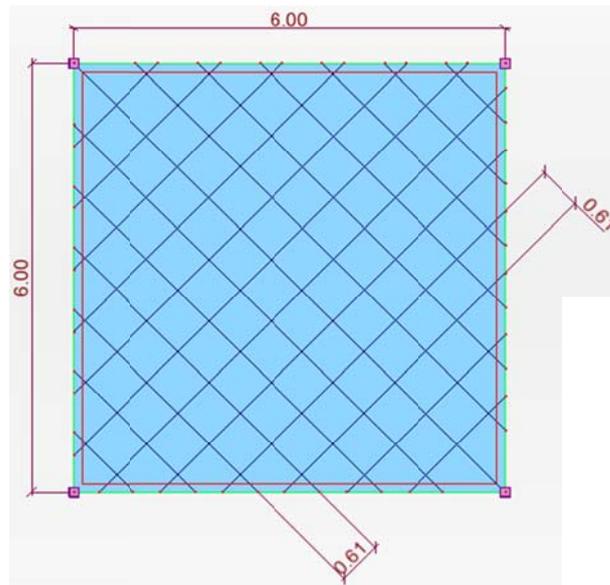


Figura 4.6 – Laje de referência 1.2, Marcus caso 1– 6 x 6 m² ($\lambda=1$).

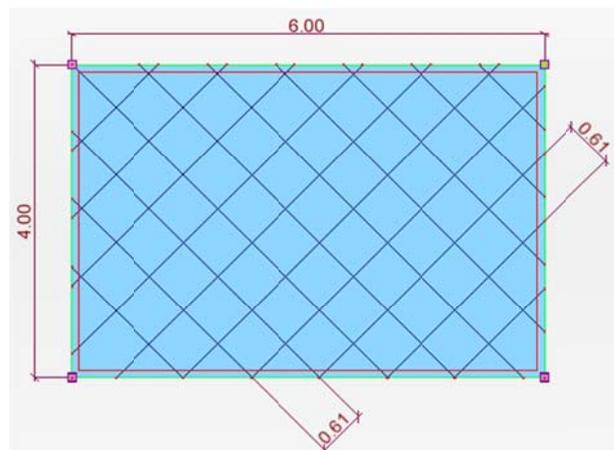


Figura 4.7 – Laje de referência 2.2, Marcus caso 1– 6 x 4 m² ($\lambda=1,5$).

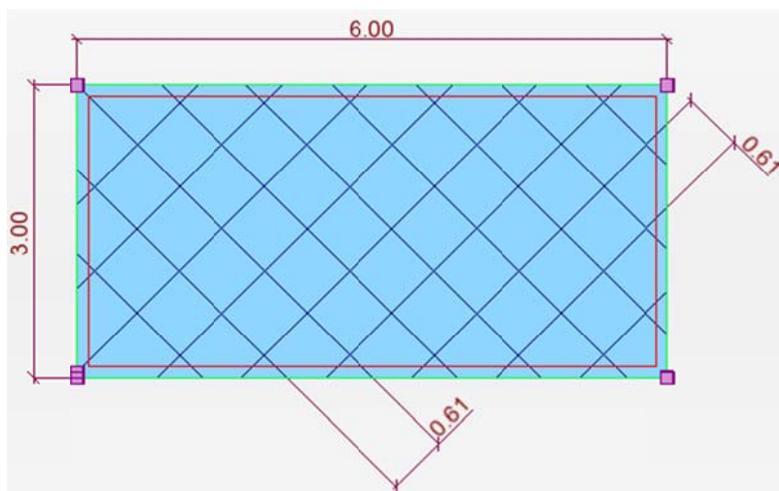


Figura 4.8 – Laje de referência 3.2, Marcus caso 1– 6 x 3 m² ($\lambda=2$).

A Tabela 4.4 apresenta os valores para os deslocamentos máximos das lajes rotacionadas, obtidos no Estado Limite de Serviço, assim como o peso de aço e volume de concreto determinados através do dimensionamento das peças no Estado Limite Último.

	$\lambda=1$		$\lambda=1.5$		$\lambda=2$	
	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
δ (cm)	-0.51	-	-0.45	-	-0.32	-
P (Kg)	-	90.35	-	68.71	-	46.69
V (m ³)	-	2.73	-	1.93	-	1.45

Tabela 4.4 – Deslocamentos, peso de aço e volume de concreto para lajes rotacionadas, no caso 1.

Assim como nas lajes ortogonais, é necessária a verificação das faixas de bordo ao esmagamento da biela no contorno crítico do pilar. A Tabela 4.5 apresenta os resultados obtidos no caso 1.

λ	τ_{Sd} (MPa)	τ_{Rd2} (MPa)	Resultado
1	3,92	5,80	Não esmaga o concreto
1,5	5,40	5,80	Não esmaga o concreto
2	2,97	5,80	Não esmaga o concreto

Tabela 4.5 – Verificação da tensão de compressão das bielas, no caso 1.

4.1.3. Laje Nervurada Tridirecional

Com a finalidade de dar uma maior rigidez ao conjunto, foi elaborada a laje tridirecional, sendo esta constituída da laje rotacionada acrescida de uma terceira nervura em uma das direções ortogonais, dando três possíveis caminhos de carga. Neste estudo, é realizada, então, a análise desta em três variações de tamanho, como feito nos outros dois sistemas, e, então, observado se o acréscimo de peso é contrabalanceado pela rigidez da estrutura.

Os três modelos tridirecionais adotados estão representados através das Figuras 4.9, 4.10 e 4.11.

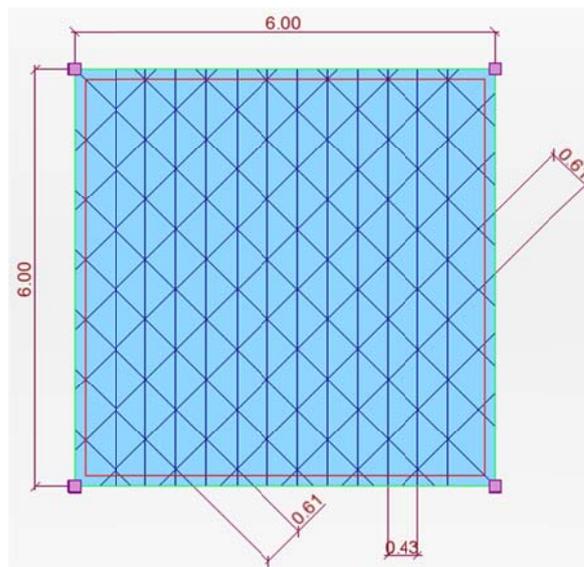


Figura 4.9 – Laje de referência 1.3, Marcus caso 1– 6 x 6 m² ($\lambda=1$).

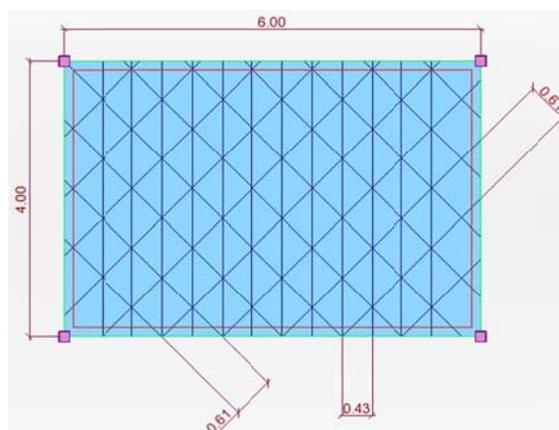


Figura 4.10 – Laje de referência 2.3, Marcus caso 1– 6 x 4 m² ($\lambda=1,5$).

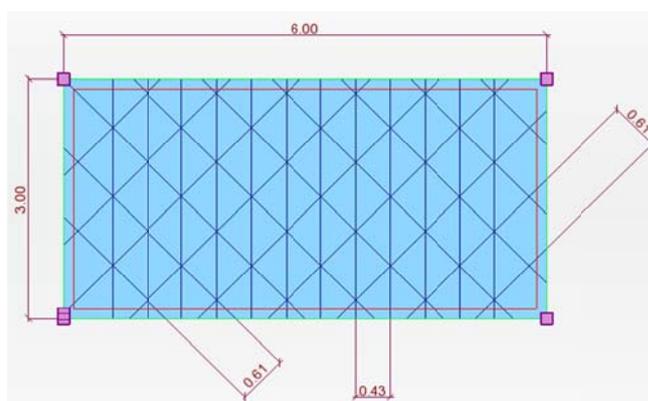


Figura 4.11 – Laje de referência 3.3, Marcus caso 1– 6 x 3 m² ($\lambda=2$).

Têm-se, por fim, os valores dos deslocamentos para as lajes tridirecionais, peso total de aço das nervuras e seu volume de concreto, assim como a verificação das bielas comprimidas expostas nas Tabelas 4.6 e 4.7.

	$\lambda=1$		$\lambda=1.5$		$\lambda=2$	
	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
δ (cm)	-0.53	-	-0.54	-	-0.39	-
P (Kg)	-	162.08	-	102.45	-	68.71
V (m ³)	-	4.73	-	3.13	-	2.35

Tabela 4.6 – Deslocamentos, peso de aço e volume de concreto para lajes tridirecionais, no caso 1.

λ	τ_{Sd} (MPa)	τ_{Rd2} (MPa)	Resultado
1	4,26	5,80	Não esmaga o concreto
1,5	6,60	5,80	Esmaga o concreto
2	3,47	5,80	Não esmaga o concreto

Tabela 4.7 – Verificação da tensão de compressão das bielas, no caso 1.

4.2.

Análise Numérica de Lajes Nervuradas com Diversas Condições de Apoio

Devido às grandes dimensões dos edifícios residenciais e comerciais no Brasil, a adoção do sistema construtivo de laje nervurada bidirecional com diversas placas separadas por vigas se torna necessária, formando, portanto, uma continuidade entre estas. As continuidades provocam um efeito de diminuição da flecha e a redução do momento positivo, sendo este conseqüentemente balanceado pelo aumento do momento negativo. Com isso, deformações excessivas, eventualmente obtidas nestas lajes, podem ser reduzidas a níveis aceitáveis por norma.

Com o estudo realizado das lajes isoladas, pode-se constatar que aquela que apresenta menor variabilidade entre as analisadas é a quadrada, ou seja, $\lambda=1$, sendo esta adotada para estudo das demais condições de apoio.

Serão analisadas nesta seção lajes com as seguintes condições de apoio: laje engastada em apenas um bordo, denominada caso 2 de Marcus; laje engastada em dois apoios adjacentes, denominada caso 4 de Marcus; laje engastada em dois apoios paralelos, denominada caso 5 de Marcus; laje engastada em três apoios, denominada caso 7 de Marcus; laje engastada em todo seu bordo, denominada caso 9 de Marcus.

Com a utilização da continuidade, têm-se uma maior proximidade aos modelos físicos reais, pois, a grande maioria dos edifícios apresentam medidas que exigem a utilização de placas separadas. Para as lajes bidirecionais, a continuidade se dá de maneira simples, pois a ortogonalidade das nervuras proporciona um caminho linear e de fácil distribuição das tensões.

Para o caso da laje rotacionada, a continuidade das nervuras se dispõe de maneira semelhante às das convencionais, com a diferença do plano a qual os momentos irão atuar e ao fato de que, em algumas nervuras, a sua extremidade estará ligada a um pilar, ocasionando, portanto, um grande momento negativo nestas. Para a laje tridirecional, é observada uma mistura dos dois sistemas anteriores.

As placas estão ligadas através de faixas maciças de dimensão 70x25cm, permanecendo, estas, com a mesma espessura da laje. As Figuras 4.12 à 4.16 mostram os modelos bidirecionais (a), rotacionados (b), e tridirecionais (c), das lajes nos diversos casos de Marcus .

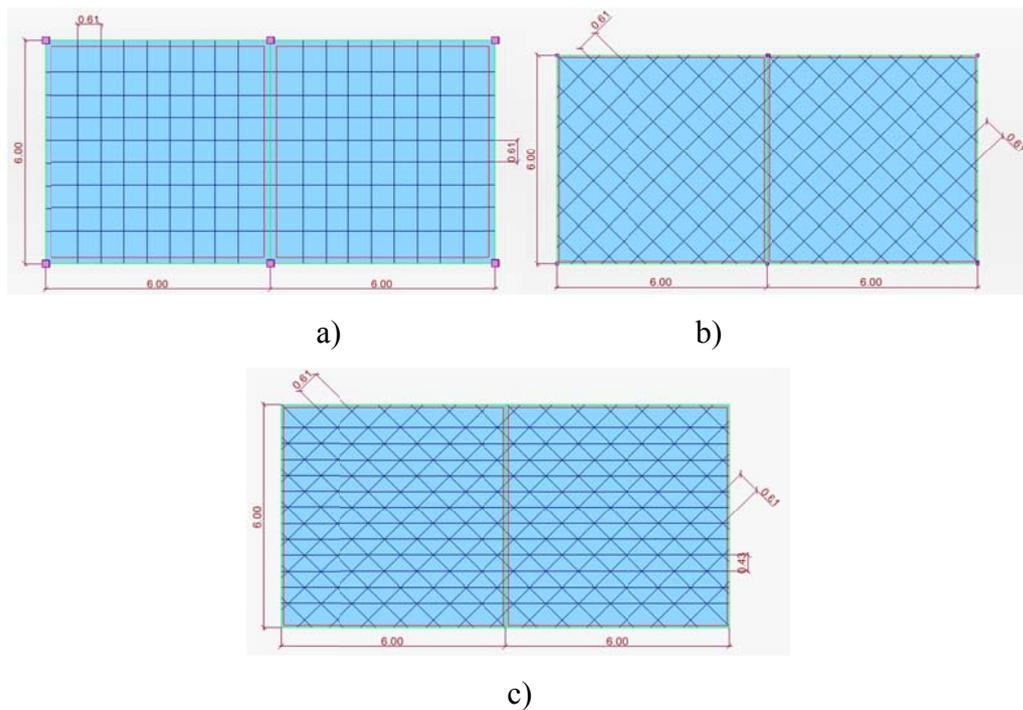


Figura 4.12 – Lajes de referência no caso 2 de Marcus.

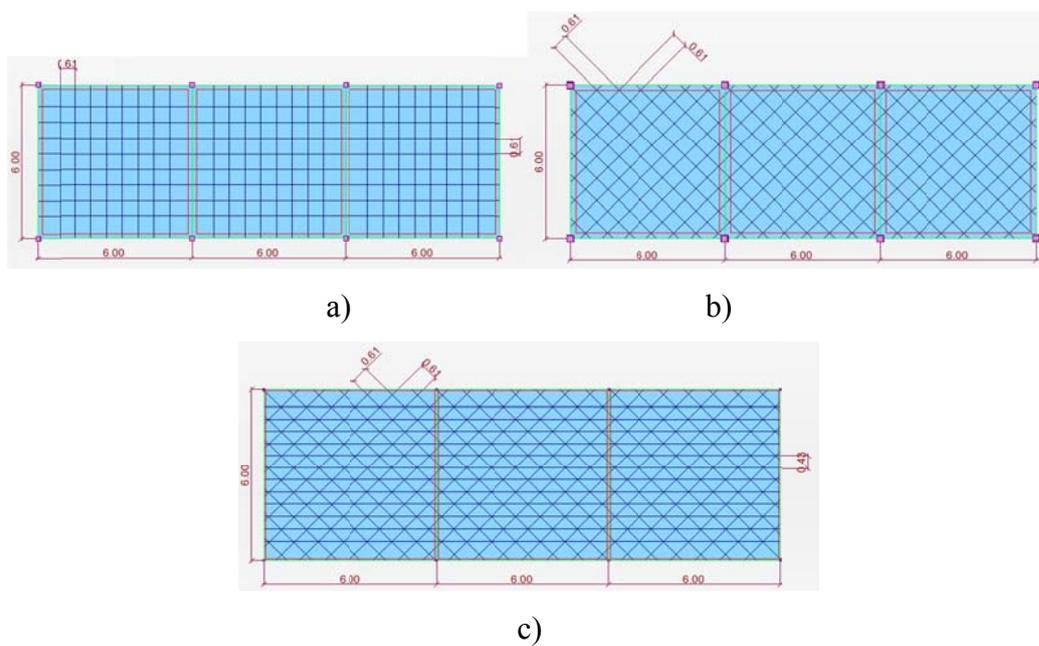
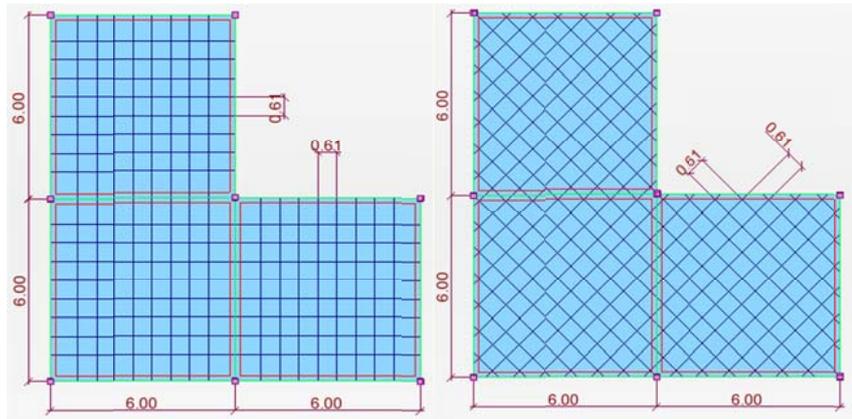
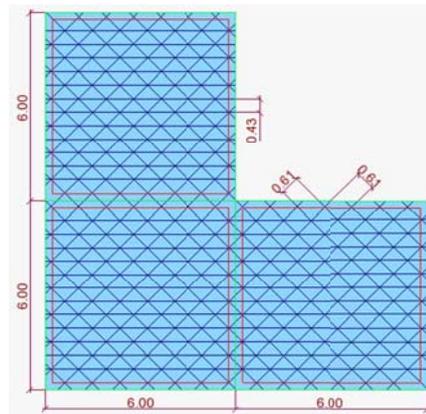


Figura 4.13 – Lajes de referência no caso 4 de Marcus.



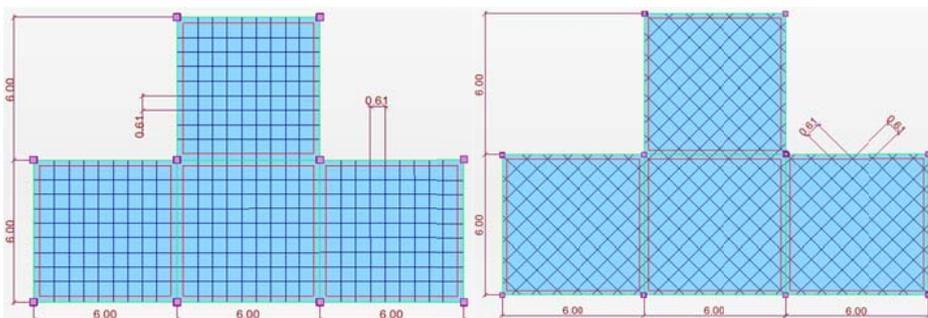
a)

b)



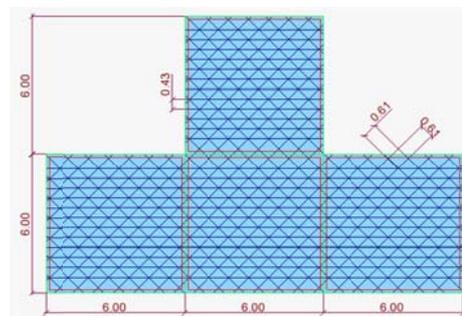
c)

Figura 4.14 – Lajes de referência no caso 5 de Marcus.



a)

b)



c)

Figura 4.15 – Lajes de referência no caso 7 de Marcus.

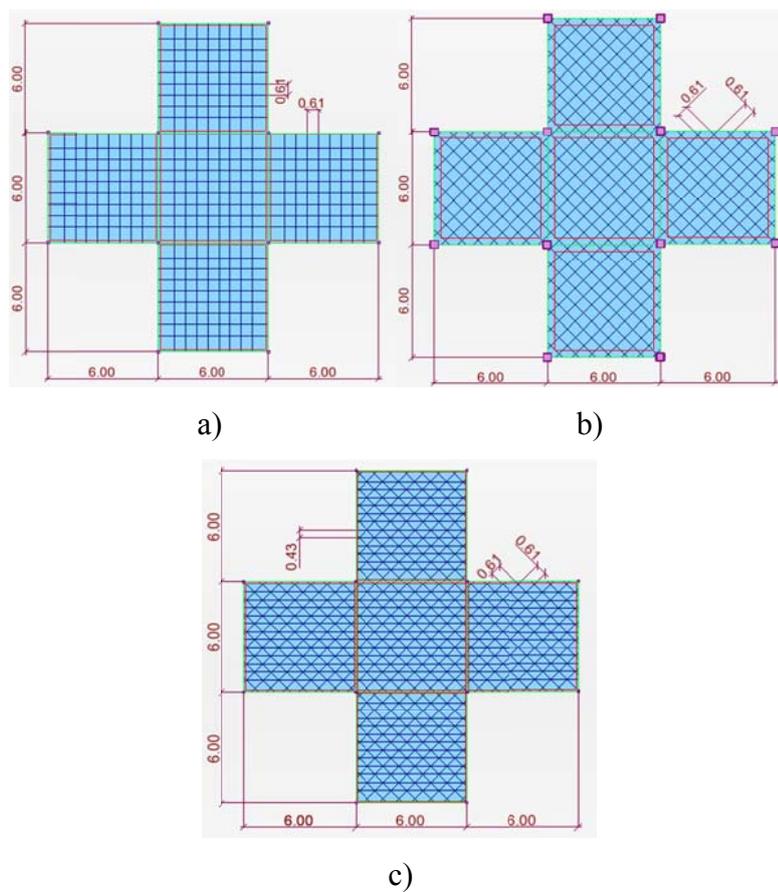


Figura 4.16 – Lajes de referência no caso 9 de Marcus.

Com o mesmo processo adotado anteriormente, as Tabelas 4.8 e 4.9 mostram o deslocamento, peso de aço e volume de concreto para cada caso de Marcus, assim como o estudo da verificação do colapso através da compressão da biela.

Caso	Modelo	Estado	δ (cm)	P (Kg)	V (m³)
2	BI	ELS	-0,44	-	-
		ELU	-	101,75	2,40
	ROT	ELS	-0,47	-	-
		ELU	-	103,59	2,73
	TRI	ELS	-0,50	-	-
		ELU	-	165,02	4,73
4	BI	ELS	-0,39	-	-
		ELU	-	104,91	2,40
	ROT	ELS	-0,43	-	-
		ELU	-	105,50	2,73
	TRI	ELS	-0,45	-	-
		ELU	-	176,21	4,73
5	BI	ELS	-0,39	-	-
		ELU	-	89,74	2,40
	ROT	ELS	-0,42	-	-
		ELU	-	106,18	2,73
	TRI	ELS	-0,41	-	-
		ELU	-	145,19	4,73
7	BI	ELS	-0,34	-	-
		ELU	-	97,49	2,40
	ROT	ELS	-0,39	-	-
		ELU	-	109,77	2,73
	TRI	ELS	-0,42	-	-
		ELU	-	167,66	4,73
9	BI	ELS	-0,30	-	-
		ELU	-	94,80	2,40
	ROT	ELS	-0,36	-	-
		ELU	-	105,074	2,73
	TRI	ELS	-0,34	-	-
		ELU	-	120,159	4,73

Tabela 4.8 – Deslocamentos, peso de aço e volume de concreto para lajes.

Caso	Modelo	τ_{sd} (MPa)	τ_{Rd2} (MPa)	Resultado
2	BI	3,54	5,80	Não esmaga o concreto
	ROT	3,76	5,80	Não esmaga o concreto
	TRI	4,43	5,80	Não esmaga o concreto
4	BI	3,85	5,80	Não esmaga o concreto
	ROT	3,47	5,80	Não esmaga o concreto
	TRI	4,06	5,80	Não esmaga o concreto
5	BI	4,09	5,80	Não esmaga o concreto
	ROT	3,66	5,80	Não esmaga o concreto
	TRI	4,38	5,80	Não esmaga o concreto
7	BI	3,70	5,80	Não esmaga o concreto
	ROT	3,39	5,80	Não esmaga o concreto
	TRI	4,23	5,80	Não esmaga o concreto
9	BI	1,27	5,80	Não esmaga o concreto
	ROT	0,88	5,80	Não esmaga o concreto
	TRI	3,39	5,80	Não esmaga o concreto

Tabela 4.9 – Verificação da tensão de compressão das bielas.

4.3.

Análise Numérica de Lajes Contínuas Ligadas por Vigas Faixas Nervuradas

Na maioria dos processos de cálculo, sejam eles analíticos ou simplificados, é realizada uma discretização da estrutura em peças menores, as quais se tenha conhecimento de uma determinada solução. Com um sistema estrutural formado pelo conjunto lajes, vigas e pilares, ocorre o mesmo, sendo, portanto, estudada cada peça isoladamente. Através deste processo, são encontradas aproximações, por vezes grosseiras do comportamento real, pois se sabe que a estrutura trabalha como um só elemento conectado entre si.

Neste processo, é realizado o cálculo dos esforços nas lajes, provenientes de carregamentos externos, sendo estas apoiadas em elementos de viga considerados

indeslocáveis verticalmente. Somente depois, através das cargas redistribuídas pela laje, é possível realizar o cálculo dos esforços internos na viga. Este processo não contempla a rigidez da estrutura como uma só grande peça, apresentando, portanto, deslocamentos finais aproximados e até irreais. O método do pórtico equivalente apresenta uma maior aproximação, pois, com ele, é considerada uma faixa de laje atuando em conjunto com os elementos de apoio, no caso os pilares.

Por apresentar maior seção transversal, as faixas dão maior rigidez à estrutura, tornando possível a construção de grandes pavimentos em concreto armado. No entanto, estas peças não são indeslocáveis verticalmente, trabalhando em conjunto com o restante da laje. Deve-se, então, determinar a rigidez deste elemento através do processo numérico, e como ele altera a configuração deformada da laje.

Através destes fatores, conclui-se que aproximações numéricas que consideram as peças estruturais trabalhando como um sistema único, levando em conta a rigidez de cada elemento e a interação entre elementos, reproduz o comportamento real com maior acurácia. As soluções para deslocamentos deste modelo podem ser encontradas através de métodos como o dos elementos finitos.

A nova metodologia de construção proposta permite, ao rotacionar as nervuras, a substituição de vigas faixas maciças por uma terceira linha de nervuras, processo este viabilizado com o novo sistema de formas da empresa Impacto Protensão.

Para representar essas estruturas, foi adotado o mesmo padrão de modelos utilizados anteriormente, ou seja, elementos de casca para representar a capa, e elementos de viga para representar as nervuras, vigas e pilares. Os modelos foram estudados por um conjunto de nove placas apoiadas nas faixas, sendo elas maciças (Figuras 4.17a e 4.17b) e nervuradas (Figura 4.17c).

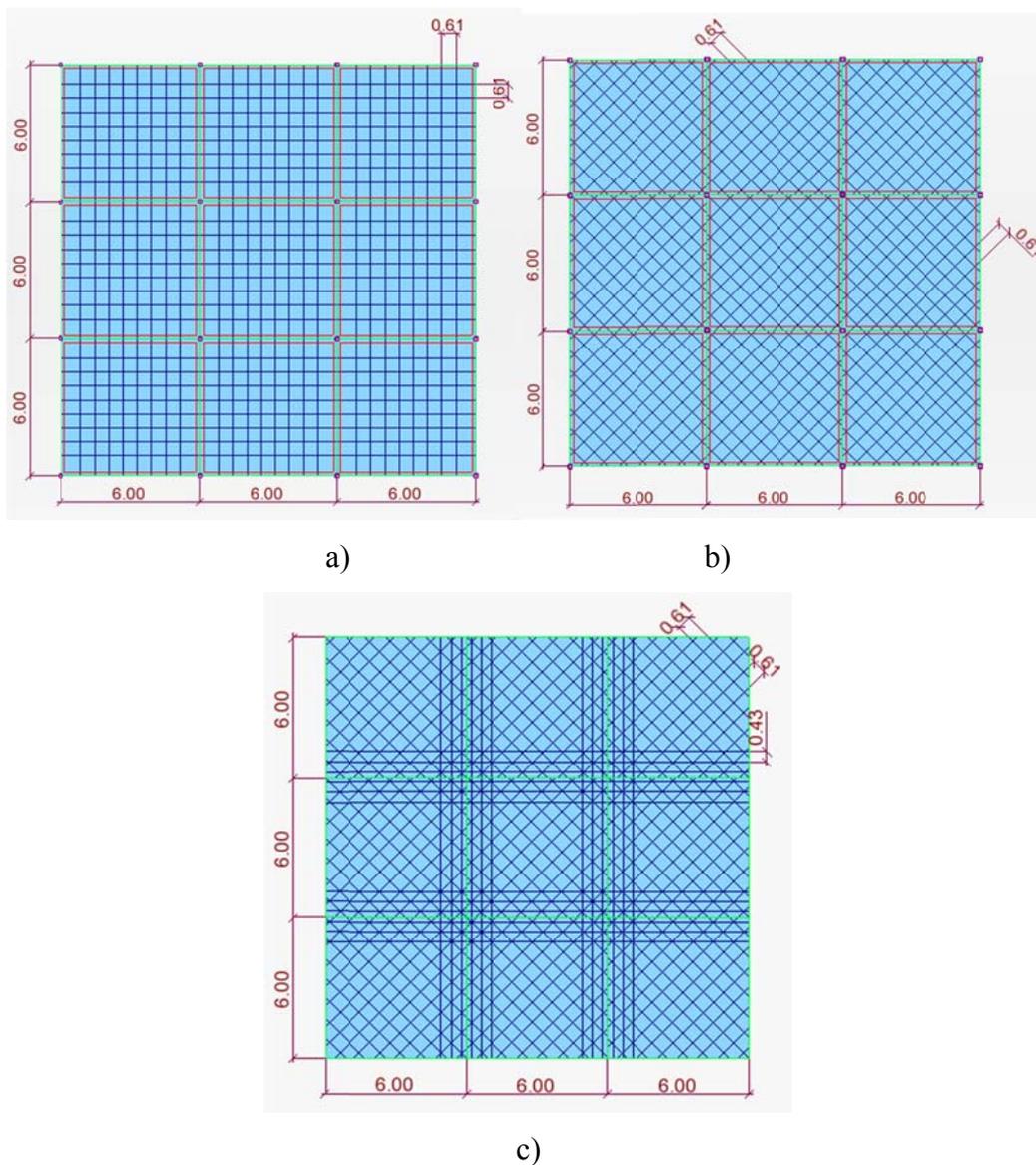


Figura 4.17 – Lajes de referência para estudo das faixas.

Os modelos apresentados na Figura 4.17a e 4.17b consistem no conjunto de nove placas apoiadas em faixas maciças modeladas através de elementos de viga, de dimensões de 25x70 cm. Para o modelo da Figura 4.17c, as placas se apoiam em um conjunto de seis nervuras em cada eixo, de seção transversal igual às das nervuras das lajes. Neste ultimo modelo, tornou-se necessária a utilização de vigas maciças no bordo para dar fechamento à placa e transmitir as devidas cargas aos pilares.

Para a análise dos resultados, considerou-se o efeito do deslocamento e o dimensionamento somente da laje central, pois, assim como no caso nove de Marcus, quis-se imprimir a continuidade da laje em todas as quatro faces da placa.

Os resultados para deslocamento, peso total de aço e volume total de concreto do conjunto nervuras/faixa, estão fornecidos na Tabela 4.10.

	BI		ROT		FAIXA NERV.	
	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
δ (cm)	-0,23	-	-0,36	-	-0,46	-
P (Kg)	-	271,13	-	313,57	-	383,32
V (m ³)	-	6,6	-	7,12	-	6,52

Tabela 4.10 – Deslocamentos, peso de aço e volume de concreto.

O resultado do estudo da compressão das bielas no contorno crítico do pilar, para as faixas e nervuras, estão apresentados na Tabela 4.11.

λ	τ_{sd} (MPa)	τ_{rd2} (MPa)	Resultado
BI	0,33	5,80	Não esmaga o concreto
ROT	3,43	5,80	Não esmaga o concreto
F.N.	5,94	5,80	Esmaga o concreto

Tabela 4.11 – Verificação da tensão de compressão das bielas.