

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE LAJES LISAS COM ARMADURA DE COMBATE À PUNÇÃO

Orientando (Dijalma Motta Leopoldo), Orientador (Alexandre Vargas);

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1) djalmamotta@hotmail.com, (2) avargas@unesec.net

RESUMO

Lajes lisas são elementos estruturais que transferem as cargas diretamente ao pilar sem a introdução de vigas nesse sistema. Esse tipo de estrutura requer um estudo mais detalhado no trecho próximo ao pilar, por apresentar um nível alto de tensões geradas pela área de influência da laje sobre a área da seção do pilar, o que pode ocasionar ruptura por cisalhamento (punção) nesse local. O presente estudo analisa experimentalmente 6(seis) lajes lisas de concreto armado, com dois tipos de armadura para o combate a punção, sendo elas do tipo estribos e armaduras composta por pino (studs). Foram moldadas três amostras para cada tipo de armadura com as mesmas dimensões para as lajes e pilares, mesmas características para o concreto usinado, mesma taxa de armadura de flexão, porém com diferença nas armaduras em combate a punção. Todas as amostras foram ensaiadas até a ruptura, submetidas à carga no centro (punção simétrica), simulando um pilar interno. A aplicação da carga do pilar na laje foi transmitida por uma placa metálica de dimensões 20 x 20 x 5 cm, fixada entre a laje e o cilindro hidráulico. O objetivo foi avaliar e comparar a eficiência dos dois tipos de armaduras testadas, além da carga de ruptura para as duas propostas. Os resultados obtidos evidenciaram que as duas armaduras de punção atenderam o previsto pela norma NBR6118: 2007, porém, a armadura tipo pino apresentou maior capacidade de carga de ruptura com uma vantagem de 5,76% acima da armadura tipo estribos.

Palavras chaves: lajes lisas, punção, cisalhamento em lajes.

1.INTRODUÇÃO

Nos dias atuais existem vários sistemas estruturais disponíveis para elaboração de um projeto. O sistema de lajes apoiada diretamente sobre pilares, denominado lajes lisas, tem sua utilização cada vez mais difundida no meio técnico. Além de todos os esforços e estudo da estabilidade global, um estudo em particular se faz necessário nesse modelo, a punção.

Segundo MELGES (1995 p.3), punção é um tipo de ruína que pode ocorrer quando forças concentradas são aplicadas diretamente nas lajes, causando a sua perfuração. Nas lajes lisas, esta situação é típica na região da ligação laje-pilar.

Com relação ao comportamento das lajes sob o carregamento de punção, ensaios mostram que as fissuras radiais são inicialmente maiores que as fissuras transversais, LEONHARDT e MÖNNIG (1979 p.114). Por isso, as fissuras radiais surgem em primeiro lugar, e somente no ato do colapso há formação de uma fissura quase circular, que limita o contorno de um sólido deslocado ao redor do pilar.

Em virtude da existência da fissuração diagonal, a ruína para pilares internos, com carregamentos simétricos (sem excentricidades), apresenta uma superfície de ruína troncônica ou tronco-piramidal, partindo do contorno da área carregada e se estendendo até a outra face da laje, com uma inclinação entre 30° a 35° em relação ao plano médio da laje.

Para CORDOVIL (1997 p.39), a distância dessa fissura circular indica até onde a superfície de ruptura se estende. Em lajes sem armadura de cisalhamento, essa superfície atinge distâncias que variam entre duas a três vezes a altura útil da laje. Esta superfície de ruína pode ser alterada em função de dois parâmetros, posição do pilar e presença de armadura de punção.

Os principais benefícios do uso da armadura de punção são o aumento da resistência e da ductilidade da ligação laje-pilar significando que sua ruptura não ocorrerá mais de maneira frágil e sem aviso, permitindo que a estrutura se deforme antes de romper. RABELLO (2010 p. 43)

De acordo com a NBR6118: 2007 as armaduras para resistir à punção, quando necessárias, devem ser constituídas por estribos verticais ou conectores (*studs*), com preferência pela utilização destes últimos.

Portanto, este trabalho se propõe a avaliar o comportamento de dois tipos de armaduras preconizadas pela NBR 6118:2007 para combate a esse esforço. Como objetivos a serem alcançados, destaca-se:

- Estudar lajes lisas de concreto armado.
- Dimensionar as armaduras de cisalhamento com os critérios da NBR 6118:2007.
- Empregar nas amostras dois tipos de armaduras em combate a punção.
- Executar seis modelos de lajes lisas.
- Submeter as lajes a um ensaio experimental.

- Avaliar o comportamento estrutural referente à sua carga última de ruptura.
- Realizar uma análise comparativa entre os modelos, com os resultados obtidos através do ensaio, com os estimados pela NBR 6118:2007.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para a realização do ensaio experimental, foram confeccionadas 6 (seis) amostras de lajes lisas divididas em dois grupos de lajes de concreto armado, todos com a mesma altura, mesma resistência para o concreto usinado (f_{ck}), armadura de flexão e mesma seção, tanto do pilar quanto da laje, porém com armaduras de punção diferentes. Nas lajes do grupo 1 foram adotadas armaduras tipo estribos figura 1-a, e as do grupo 2 foram ensaiadas com armaduras tipo pino figura 2-b.

Quanto a sua caracterização a Tabela 1, mostra a distribuição das amostras dentro de cada grupo, com a nomenclatura adotada para cada laje.

Tabela 1- Identificação das lajes.

Grupo	Modelos de armaduras	Identificação		
1	Tipo estribos	L1 T.E	L2 T.E	L3 T.E
2	Tipo pino	L4 T.P	L5 T.P	L6 T.P

Fonte- Autor (2012)

Figura1- Modelos com as armaduras dispostas

Figura1-a

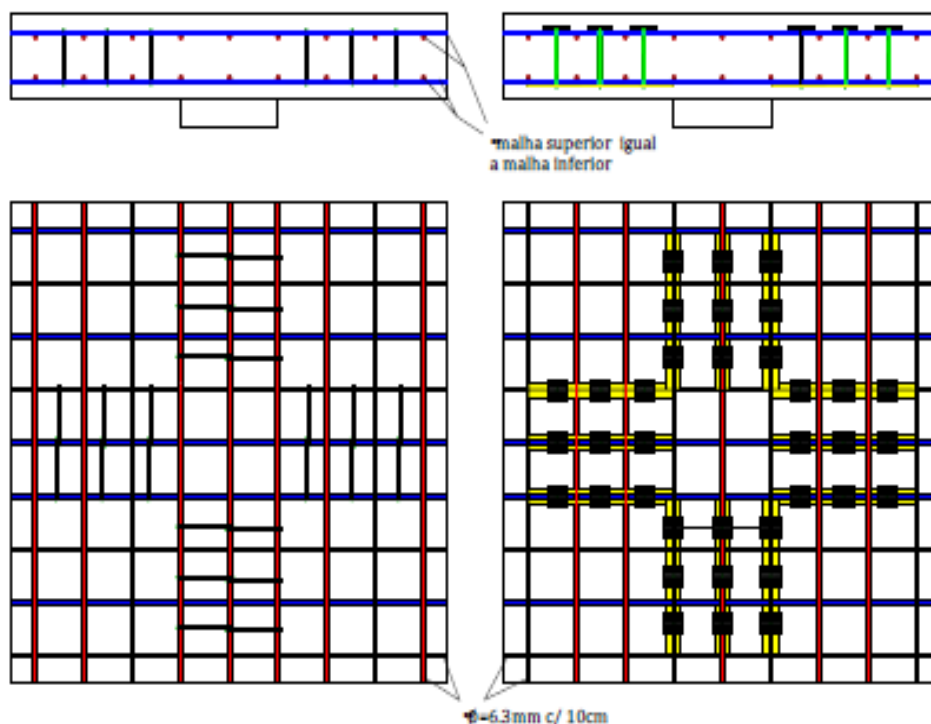


Figura1-b



Fonte- Autor (2012)

Figura 2- Esquema de montagem das armaduras.



Fonte- Autor (2012)

A altura “h” das amostras foi de 16 cm, adotada de acordo com a NBR 6118:2007. O concreto foi usinado fornecido pela empresa Polimix de resistência característica de 20 MPa, onde as lajes receberam uma malha de armadura a flexão nas faces superior e inferior, ambas com espaçamento de 10cm e com diâmetro de 6.3 mm nas duas direções.

O sistema de ensaio foi baseado no trabalho realizado por CORDOVIL (1997 pg21), com algumas adaptações. Todas as lajes foram submetidas a romper por punção, com uma carga aplicada de cima para baixo no centro das amostras, de forma simétrica, onde foi possível avaliar a carga de ruptura máxima suportada.

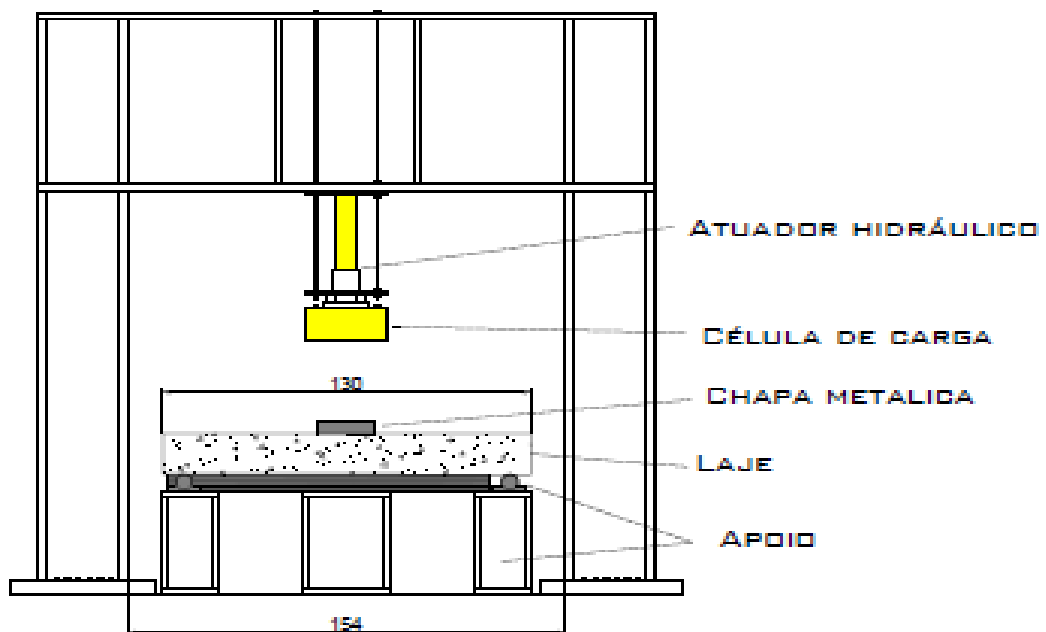
Os ensaios foram realizados no L.E.E- Laboratório Experimental de Estruturas da UNESC, localizado no Iparque. Para a realização dos ensaios foram utilizados os seguintes equipamentos: Pórtico metálico montado para suportar e servir de reação nas bordas das lajes, cilindro hidráulico com capacidade de carga de 500 kN de marca ENERPAC, placa metálica com seção de (20x20)cm para simulação do pilar, todos ilustrados na figura 3 e figura 4.

Figura3- Equipamentos do ensaio



Fonte- Autor (2012)

Figura 4-Esquema frontal do ensaio



Fonte- Autor (2012)

2.1 EQUAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO E DE DISTRIBUIÇÃO DE ARMADURAS DE PUNÇÃO DE ACORDO COM A NBR 6118:2007.

Para o dimensionamento e detalhamento das armaduras, foram utilizadas as equações a seguir:

$$\tau_{sdo} = \frac{f_{sd}}{\mu_o \cdot d} \quad \text{Eq 1}$$

Onde:

f_{sd} é a força ou reação concentrada de cálculo.

μ_o é o valor numérico do perímetro de controle.

d é a altura útil média da laje ao longo do perímetro de contorno c , deve ser calculado com a média das alturas úteis nas duas direções ortogonais (dx e dy).

$$\tau_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \quad \text{Eq2}$$

Onde:

$$\alpha_v = 1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{Eq3}$$

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão cilíndrica (MPa).

α_v é o fator de correção da resistência do concreto, dado por.

$$\tau_{rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad \text{Eq4}$$

Onde

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad \text{Eq5}$$

ρ_x e ρ_y é a taxa de armadura nas duas direções ortogonais, calculadas com a largura igual à dimensão do pilar, ou área carregada, mais “3d” para cada um dos lados (ou até a borda da laje, se esta estiver mais próxima).

d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' em cm.

f_{ck} é a resistência característica à compressão cilíndrica do concreto, em MPa.

$$\tau_{sd} = 0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 1,5 \cdot \frac{d \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha}{u \cdot d \cdot s_r} \quad \text{Eq6}$$

onde:

s_r é o espaçamento radial entre a armadura de punção, não deve ser maior que $0,75d$, com d em cm.

A_{sw} é a área da armadura de punção por camada.

f_{ywd} é a resistência de cálculo da armadura de punção. Deve ser menor que 300 MPa para conectores do tipo pino e 250 MPa para estribos (CA-50 ou CA-60).

α é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje.

u' é o valor numérico do perímetro de controle C' , distante $2d$ da face do pilar.

f_{ck} é a resistência característica à compressão cilíndrica do concreto, em MPa.

2.2 DIMENSIONAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DAS ARMADURAS DE PUNÇÃO DE ACORDO COM A NBR 6118:2007.

A partir dos dados compilados na tabela 2, procederam-se os cálculos através dos critérios da norma NBR 6118:2007, onde foi realizada a verificação das tensões nos perímetros de controles e a determinação da área de aço necessária.

Tabela 2- Dados iniciais

Altura útil D	Taxa de armadura ρ	Resistência do concreto usinado fck	Perímetro de controle	
			μ_c	$\mu_{c'}$
12,37cm	0,4%	20Mpa	80 cm	235 cm

Fonte-Autor (2012)

Com as equações de dimensionamento da norma NBR 6118 (2007), determinou-se as tensões solicitantes e tensões resistentes em cada perímetro de controle, e ainda foram realizadas as verificações seguindo a ordem de cada perímetro conforme a tabela 3.

Tabela 3- Resultados obtidos nos cálculos

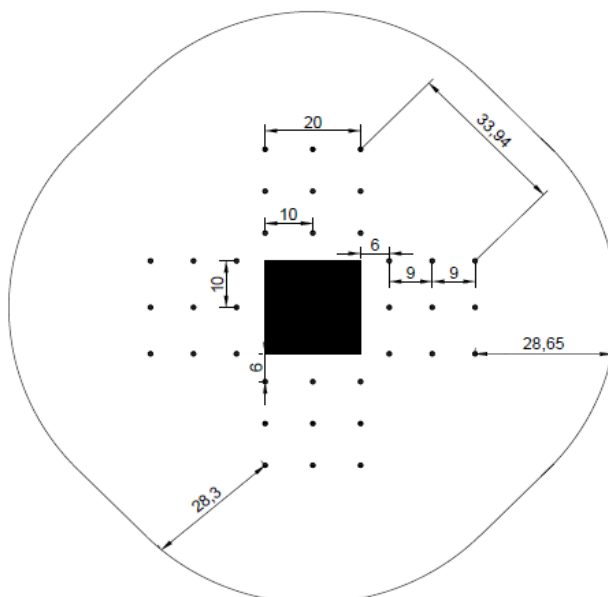
Perímetro critico C		
σ_{sd} (MPa)	σ_{rd2} (MPa)	Verificação
2,54	3,55	$\sigma_{sd} < \sigma_{rd2}$ Passou
Perímetro critico C'		
σ_{sd} (MPa)	σ_{rd1} (MPa)	Verificação
0,87	0,59	$\sigma_{sd} < \sigma_{rd1}$ Não passou
Como a tensão solicitante é maior que a tensão resistente será adicionado armadura de punção		
Armadura de punção dimensionada		
2,34 cm ² de aço por camada		
Perímetro critico C''		
σ_{sd} (MPa)	σ_{rd1} (MPa)	Verificação
0,52	0,59	Passou

Fonte-Autor (2012)

De acordo com a tabela 3, no perímetro critico C' a verificação realizada mostra que o valor encontrado para a tensão solicitante de 0,87 MPa se encontra superior ao valor da tensão resistente de 0,59 MPa, sendo obrigatório dimensionar armaduras de punção em torno do pilar, aumentando a tensão resistente e fazendo com que a mesma se estabeleça igual a tensão solicitante respeitando a verificação ($\sigma_{sd} < \sigma_{rd1}$) proposto pela norma.

O dimensionamento encontrado foi uma área de aço de 2.34 cm² por camada, onde será necessária a quantidade de 12 barras de aço com o diâmetro de 5,0mm dispostas em cada camada, para compensar a área de aço calculada, formando o arranjo de armaduras de combate à punção com três camadas, totalizando em 36 hastes conforme a figura 5.

Figura 5- Disposição da armadura referente ao calculo



Fonte- Autor (2012)

Ainda, conforme a figura 5 o arranjo de armaduras das amostras foram feitas em forma de cruz, portanto, a disponibilização, execução e posicionamento das armaduras tipo estribos e tipo pinos, foram realizadas de acordo com os espaçamentos ilustrados.

A figura 6 demonstra as etapas realizadas no ensaio experimental, onde foi seguido à suposta ordem: posicionamento da laje e da chapa de simulação do pilar, introdução do prolongador entre a chapa e o cilindro hidráulico, verificação de simetria, e início do ensaio.

Figura6-Instrumentação do ensaio



Fonte- Autor (2012)

3.RESULTADOS E DISCUSSÕES

O ensaio dos corpos de provas cilíndrico, realizado no Laboratório de Materiais de Construção Civil, mostra a resistência do concreto usinado dosado a um fck de 20 MPa, conforme a tabela 4.

Tabela 4-Tensão resistente dos corpos de prova

Corpo de prova	Idade		N° CPs	f'c (Mpa)
CP 1	28	Dias	5	9,6
CP 2	28	Dias	5	10,7
CP 3	28	Dias	5	10,4
CP 4	28	Dias	5	10,2
CP 5	28	Dias	5	10,5

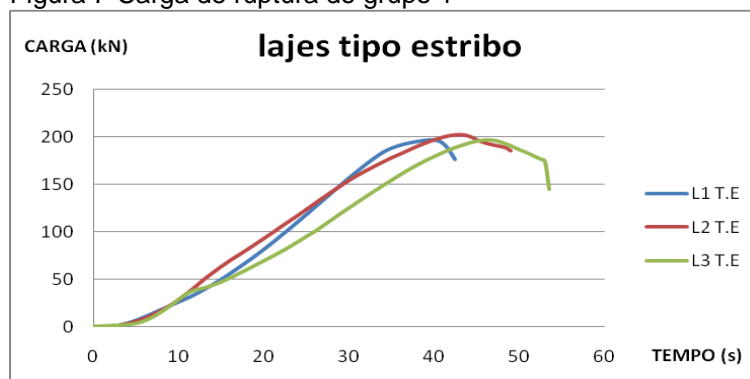
Média	10,3
Devs. Padrão	0,57
Coef. Var.(%)	5,87

Fonte- Autor (2012)

De acordo com a tabela 4, a resistência do concreto a compressão ficou delimitada em 10 MPa se estabelecendo abaixo da resistência solicitada de 20 MPa.

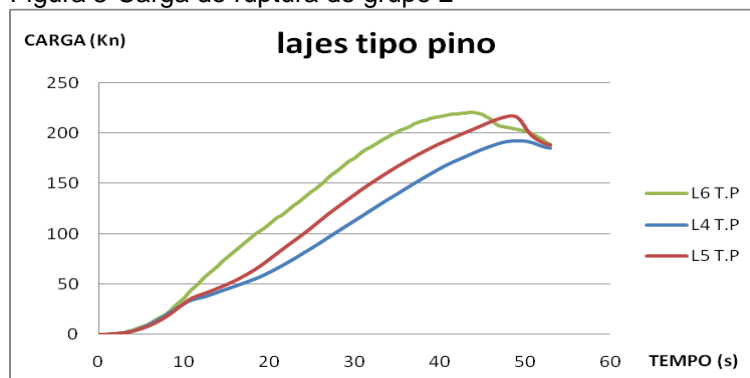
As figuras 7 e 8 mostram as cargas ultimas atingida pelas amostras de cada grupo, onde serão apresentadas primeiramente as do grupo 1, logo após as lajes do grupo 2.

Figura 7-Carga de ruptura do grupo 1



Fonte- Autor (2012)

Figura 8-Carga de ruptura do grupo 2



Fonte- Autor (2012)

De acordo com a figura 7, que representa as lajes tipo estribos, é notório observar que as amostras chegaram a uma carga de ruptura em média a 198,7 kN, onde as mesmas variaram entre 196,8 kN à 202,6 kN, estabelecendo uma proximidade de resultados com pouca variação entre as amostras do mesmo grupo.

Do mesmo modo a figura 8, representa as lajes tipo pinos, onde a carga média foi de 210,2 kN, e seus valores variaram entre 192,3 kN e 221,0 kN. No ensaio desse grupo houve uma variação na amostra L4T.P, ficando com o seu valor 14,92% abaixo da laje L6T.P, que obteve a maior carga dentro do grupo 2.

A tabela 5 contém os valores representativos para as cargas de ruptura de cada amostra dentro do seu respectivo grupo.

Tabela 5-Carga de ruptura das amostras no ensaio

Grupo	Nomenclatura	Carga de ruptura		Média	
1	L1tE	196,8	kN	198,73	kN
1	L2TE	202,6	kN	198,73	kN
1	L3TE	196,8	kN	198,73	kN
2	L4TP	192,3	kN	210,19	kN
2	L5TP	217,2	kN	210,19	kN
2	L6TP	221,0	kN	210,19	kN

Fonte- Autor (2012)

De acordo com a figura 9, foi possível notar o comportamento da ruptura das lajes que ocorreram de forma idêntica, onde a chapa de aço que simula o pilar, penetra na superfície da laje comprimida, ocorrendo à ruptura através do esmagamento e perfuração da laje na forma de um quadrado com fissuras que contornam as extremidades das chapas, característica típica da punção. Na face oposta da laje observou-se a superfície de ruína, onde fissuras radiais apareceram primeiramente em torno do pilar, surgindo de sua face para as extremidades, e logo após a carga se aproximar da ruptura, fissuras transversais surgiram, como mencionam LEONHARDT e MÖNNIG (1979 p.114).

Figura 9- ruptura das lajes.



Fonte-Autor (2012)

Apenas uma amostra do grupo 2 rompeu em torno da seção do pilar de maneira diferente figura 10, aparecendo uma fissura de forma circular em volta do pilar.

Figura 10- ruptura das lajes.



Fonte-autor (2012).

A carga de cálculo para o dimensionamento das armaduras nas estruturas pela norma NBR6118: 2007 foi de 246,96 kN, com uma análise entre a carga de cálculo com as cargas de ruptura das amostras contidos na tabela 3. Podemos observar que todas as cargas máximas atingidas pelas amostras durante o ensaio se encontraram abaixo da estimativa, ficando as amostras tipo estribos 24,26% abaixo e as tipo pino 17,49% inferior. Esse fato ocorreu devido à resistência do concreto não ter atingido o esperado.

Os resultados para as amostras dos corpos de prova cilíndricos tiveram uma variação referida ao adotado para concretagem das lajes. A resistência do concreto usinado ficou delimitada em 10MPa e teve a participação direta nos resultados esperados, onde as cargas estimadas para um concreto com resistência de 20Mpa, tiveram uma perda significativa devido a esse fato.

Para a realização da discussão final e a análise comparativa dos resultados, foi necessário fazer um ajuste nos cálculos, tendo consciência de que o concreto com 10 MPa não atinge o mínimo esperado pela norma NBR 6118: 2007, não recomendável portanto, a uma estrutura de concreto. Mesmo assim foram tomadas as devidas medidas de recalculas as amostras com a resistência de 10 MPa, chegando ao mais próximo possível de uma carga compatível com a área de armadura de combate a punção, dispostas nas amostras já concretadas. Com as equações do item 2.1, foi realizado um novo dimensionamento chegando a uma carga de serviço de 128.27 kN com sua carga de ruptura de 179.56 kN. A tabela 6 mostra um detalhamento das novas cargas de ruptura estimadas com as rupturas das lajes.

Tabela 6- Cargas de ruptura estimadas e as máximas atingidas pelas lajes.

Grupo	Nome	Fck (MPa)	Carga de ruptura (kN)	Média (kN)	Carga de ruptura estimada (kN)
1	L1TE	10	196,8	198,73	179,56
	L2TE	10	202,6		
	L3TE	10	196,8		
2	L4TP	10	192,3	210,19	179,56
	L5TP	10	217,2		
	L6TP	10	221		

Fonte- Autor (2012)

Em comparação das cargas ultimas das amostras com a da estimativa, as amostras do grupo 1, romperam na média, com uma carga de 10,11% acima da carga de ruptura estimada, enquanto as do grupo 2 romperam acima da carga máxima estimada com 17,05%.

Realizando a análise entre os dois tipos de armaduras empregados nas amostras, foi possível observar que as lajes com armaduras tipo pino, tiveram uma eficiência de 5,76% em relação às com armadura tipo estribos. Estatisticamente, considerando o valor da amostra L4T.P onde a mesma teve um resultado diferenciado das demais, os dois tipos de armaduras ficaram diferenciados por 11,46kN, com uma diferença percentual de 5,76% entre ambas, tabela 7.

Tabela 7- Método estatístico com todas as amostras

Tipo Estribo			Tipo Pino		
L1TE	196.8	kN	L4TP	192.3	kN
L2TE	202.6	kN	L5TP	217.2	kN
L3TE	196.8	kN	L6TP	221.0	kN
Média	198.7	kN	Média	210.2	kN
Desvio Padrão	3.37		Desvio Padrão	15.58	
Coefficiente de variação (%)	1.70		Coefficiente de variação (%)	7.41	

Fonte- Autor (2012)

Porém, se desconsiderarmos os resultados da amostra L4TP que trazem dúvidas quanto ao seu comportamento perante aos resultados do ensaio, o método estatístico comprova que as armaduras tipo pino, se encontram ainda mais acima que as armaduras tipo estribos, pois a diferença das médias fica em 20,4 kN, em um percentual de 10,26% maior, tabela 8.

Tabela 8- Método estatístico desconsiderando a amostra L4T.P

Tipo Estribo			Tipo Pino		
L1TE	196.8	kN	L4TP	192.3	kN
L2TE	202.6	kN	L5TP	217.2	kN
L3TE	196.8	kN	L6TP	221.0	kN
Média	198.7	kN	Média	219,1	kN
Desvio Padrão	3.37		Desvio Padrão	2,71	
Coeficiente de variação (%)	1.70		Coeficiente de variação (%)	1,24	

Fonte- Autor (2012)

De acordo com os resultados obtidos, os dois modelos romperam abaixo das cargas ultimas de ruptura, estimados pela norma NBR 6118: 2007 e pelos métodos estatísticos. Mesmo não desconsiderando o resultado da amostra L4T.P, as amostra do grupo 2, foram superiores as do grupo 1.

Para o ensaio experimental todos os dois tipos de armadura de punção podem ser empregados na estrutura, porém fica recomendado se possível, utilizar as armaduras tipo pino, pois este modelo de armadura, da uma melhor ancoragem, e melhor ductilidade entre as armaduras de flexão aumentando a ligação entre a laje e o pilar.

4. CONCLUSÃO

Com os resultados obtidos através do ensaio e comparados entre os dois modelos de armaduras e também analisados com as estimativas da NBR 6118:2007, mostram que para esse experimento, as duas armaduras se encontraram dentro das recomendações normativas, e as duas podem ser empregadas como armaduras para combater o efeito da punção em lajes lisas. De outro modo, em comparação entre os dois modelos, as armaduras tipo pino resistiram mais que as armaduras tipo estribos, ficando com uma superioridade na carga de ruptura de 5,76%, mostrando que se possível o ideal é empregar este modelo no combate da punção. Para pesquisas futuras fica a sugestão de realizar o mesmo experimento, porém testar nas amostras, taxas de armaduras diferenciadas e avaliar sua influência na resistência à punção.

5. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - NBR 6118. Procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.

CORDOVIL, F A B. *Lajes de Concreto Armado - Punção*. Ed.da UFSC, 1997. 225p.

FERREIRA, A. M, *Análise da punção e flechas em lajes maciças sem vigas de concreto de acordo com as prescrições da NBR 6118:2003*: SÃO CARLOS: UFSCAR, 2005, 182P.

GOMES, R.B. (1994). *Resistência à punção de lajes cogumelo de concreto armado com furos e armadura de cisalhamento*. Furnas Centrais Elétricas S.A., Relatório DCT.T.1.141.93-R0.

LEONHARDT, F.; MÖNIG, E. (1978). *Construções de concreto: casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado*. Rio de Janeiro, Interciência.v.2.

LIMA, J.S. (2001). *Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas*. São Carlos. 225p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MARTINELLI, Marina e CAMPOS FILHO, Américo, *Aplicação do Método dos Elementos Finitos ao Estudo de Lajes de Concreto Armado Submetidas à Punção*, Anais do V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003.

MELGES, J.L.P. (1995). *Punção em lajes: exemplos de cálculo e análise teórico-experimental*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

TRAUTWEIN, L.M. *Punção em lajes cogumelo de concreto armado: análise experimental e numérica*. 2006 277 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

RABELLO, F.T. (2010). *Análise comparativa de normas para a punção em lajes de concreto armado*. Florianópolis, SC, 248 p. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.