

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Marco Antônio de Jesus

**ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DE LAJES COMPOSTAS
POR VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS EM CONCRETO ARMADO
SUBMETIDAS À MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS**

Santa Cruz do Sul

2017

Marco Antônio de Jesus

**ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DE LAJES COMPOSTAS
POR VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS EM CONCRETO ARMADO
SUBMETIDAS À MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS**

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil
da Universidade de Santa Cruz do Sul –
UNISC para a obtenção do título de
Engenheiro Civil.

.
Orientador: Prof. M.Sc. Christian Donin

Santa Cruz do Sul

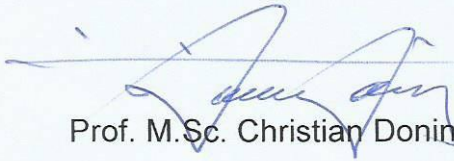
2017

Marco Antônio de Jesus

**ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DE LAJES COMPOSTAS POR
VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À
MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. M.Sc. Christian Donin



Prof. M.Sc. Christian Donin
Professor Orientador - UNISC



Prof. Dr. Eduardo Rizzatti
Professor Examinador - UFSM



Prof. M.Sc. Henrique Luiz Rupp
Professor Examinador - UNISC

Santa Cruz do Sul

2017

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Lucildo de Jesus e Teresinha Maciel de Jesus (em memória), pela formação do meu caráter e a sempre me ensinar a não medir esforços para alcançar os meus objetivos.

Aos meus irmãos Vitor, Paulo, Virgínia, Kiko e Kika, e cunhados Cabeça, Zã, Evandro, Cris e Flavinha, e sobrinhos Júlio, João Vitor (gordinho), Laura, Lucas, Mariah e Rafaela pelo carinho, compreensão com as minhas ausências, exemplos e conselhos.

A minha Namorada Rosângela Dalcin Merlin, pelo amor, dedicação, paciência e compreensão que teve comigo durante todo este período da minha jornada acadêmica.

Ao meu orientador Christian Donin, pelos ensinamentos transmitidos, pelo incentivo e dedicação na orientação deste trabalho.

Agradeço ao colega Rafael Ozório Moreira, pelos ensinamentos trocados, pelos momentos vividos ao longo desta jornada.

Aos laboratoristas Rafael Fernando Henn, Henrique Eichner e a laboratorista Lidiane Kist, por toda ajuda, apoio e incentivo, que muito contribuíram na realização deste trabalho.

Agradeço também aos colegas e amigos que de alguma forma ajudaram na conclusão deste trabalho, Rodrigo Bender, Rodrigo Furrati, Maria Eduarda Schneider, Rodrigo Trojahn e Willian Goettert dos Santos.

Aos meus colegas de trabalho do setor C.O.D, por não medirem esforços para me ajudar com as trocas de serviço, pois sem estas trocas não seria possível chegar no fim desta jornada.

RESUMO

O presente trabalho analisa o momento negativo em lajes confeccionadas com vigota de concreto armado. Primeiramente foram observados alguns tipos mais usuais de lajes na construção civil, as considerações básicas relacionadas ao propósito deste trabalho, bem como métodos de projetos, cálculos dispostos na norma NBR 6118:2014 e também na literatura disponível deste seguimento. Após, foram confeccionadas quatro lajes idênticas, cada uma contendo dois balanços compostos por vigotas de concreto armado, material inerte (EPS), malha de aço CA-60 de 5mm e capa de concreto para um experimento o qual fora realizada análise estrutural da resistência quanto ao esforço dos momentos negativos das lajes. Posteriormente os resultados foram comparados com os métodos de cálculos relacionados ao tema deste trabalho, contendo esse ainda a análise de um beiral muito utilizado nas construções cotidianas.

Palavras-chave: Momento negativo; vigotas de concreto armado; análise estrutural.

ABSTRACT

The present paper analyzes the negative bending moment in slabs made of reinforced concrete joists. Firstly, it analyzed some common types of slabs in civil construction and its basic considerations, as well as design methods, calculations set in the building code NBR 6118:2014, and also in literature about this subject. Secondly, four identical slabs were made. Each of them had two cantilever reinforced concrete joists, styrofoam, steel mesh of 5mm CA-60, incased in concrete in order to realize the experiment, which had been performed with the scope of analyzing the structural resistance related to the negative bending moment of the concrete slabs. Finally, the results were compared with calculation methods from the building code and also compared with calculation methods of eaves, which are very common in civil construction.

Keywords: Negative bending moment; reinforced concrete joist; structural analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Largura de mesa colaborante.	20
Figura 2- laje pré-moldada de concreto armado.	20
Figura 3 - Laje contínua unidirecional, submetida momentos fletores positivo e negativo.	23
Figura 4 - Diagramas de momentos elástico com plastificação no apoio central em uma laje contínua unidirecional.	25
Figura 5 - Região maciça da laje sobre o apoio interno.	27
Figura 6- Extensão da armadura negativa nos apoios com continuidade entre lajes.	30
Figura 7 - Seção transversal adotada para cálculo da laje.	30
Figura8- Esquema estrutural da nervura da laje e principais características das ações considerando-a elástica e de inércia constante.	32
Figura 9 – Situação para o cálculo do máximo momento negativo resistente pela nervura sem considerar região maciça.	33
Figura 10 – Esquema estrutural da laje com seção maciça próximo ao apoio central.	34
Figura11 - Esquema estrutural da laje sem seção maciça próxima ao apoio central e com momento negativo igual ao máximo resistido pela seção.	35
Figura12-Esquema estrutural da laje do problema para três soluções: dois tramos isostático, contínua com seção do apoio plastificada e com seção do apoio maciça.	36
Figura 13 – Seção transversal das vigas ensaiadas.	37
Figura 14– Esquema do ensaio.	38
Figura 15- Esquema da laje com vão duplo.	39
Figura 16 - Seção de verificação da laje (apoio).	40
Figura 17 – Vigotas de concreto armado.	44
Figura 18 – Geometria da vigota.	44
Figura 19 – Material inerte de EPS.	45
Figura 20 - Protótipo experimental.	45
Figura 21 – Forma em vista explodida .	46
Figura 22 – Forma concluída.	47
Figura 23 – Malha negativa.	48

Figura 24 – Armadura da viga de apoio central.	49
Figura 25 – Material para confecção do concreto.	50
Figura 26 – Lajes concretadas.	50
Figura 27 – CP após ensaio de compressão.	52
Figura 28 – Aço rompido após o ensaio de tração.	55
Figura 29 - Equipamento utilizado nos ensaios.	57
Figura 30 – Esquema do ensaio para análise de momentos negativos.	58
Figura 31 – Posicionamento da viga central na máquina.	58
Figura 32 – Posicionamento da laje e dispositivos para o ensaio.	59
Figura 33 – distribuição de tensões e deformações da laje	59
Figura 34 – Seção longitudinal de um beiral de 80 cm em balanço.	62
Figura 35 – Faixa do beiral a ser dimensionada para o exemplo	62

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Resultados dos ensaios de compressão dos CP's de concreto.	53
Quadro 2 - Resultados dos ensaios de compressão dos CP's do concreto das vigotas.	53
Quadro 3 - Resultados do ensaio de tração em barras de aço CA-50 10mm.....	55
Quadro 4 - Resultados do ensaio de tração em barras de aço CA-60 5mm.	56
Quadro 5 – Valores de momentos de cálculos (Md) para mais de uma barra de 5mm de diâmetro.	64
Quadro 6 – Resultados experimentas.	65
Quadro 7 – Resultados dos momentos de ruptura resistidos pelos protótipos.	66
Quadro 8 - Resultados teóricos	67
Quadro 9 – Frações dos cálculos pelo experimento.....	69
Quadro 10 – Comparativo de cálculos do exemplo do balanço de 80cm.	70

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Ensaio de resistência à compressão em CP's das vigotas de concreto.....	54
Gráfico 2 - Ensaio de tração em barras de aço 5,00 mm CA-60	56
Gráfico 3 – Ensaio de flexão dos protótipos.....	66
Gráfico 4 – Comparação gráfica do momento do experimento x momentos de cálculos e de estimativa de ruptura.	68

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
2	JUSTIFICATIVA	13
3	OBJETIVOS	14
3.1	Objetivos gerais.....	14
3.2	Objetivos específicos.....	14
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
4.1	Lajes	15
4.1.1	Lajes maciças	15
4.1.2	Lajes cogumelo.....	16
4.1.3	Laje nervurada	16
4.1.4	Laje pré-moldadas com vigota de concreto armado	17
4.2	Ações e solicitações	18
4.3	Dimensionamento de lajes pré-moldadas	19
4.3.1	Largura colaborante de vigas de seção “T”	19
4.3.2	Geometria de lajes com vigotas de concreto armado.....	21
4.3.3	Momentos resistentes pela seção da nervura	22
4.3.4	Momentos negativos	23
4.3.5	Cisalhamento	29
4.4	Detalhamento de projeto.....	29
4.5	Pesquisas sobre o tema.....	31
5	METODOLOGIA.....	43
5.1	Protótipo para teste.....	43
5.1.1	Geometria.....	43
5.1.2	Execução dos protótipos	46
5.1.3	Materiais	51
5.2	Análise experimental.....	57
5.2.1	Equipamento e modelo de ensaio.....	57
5.3	Análise teórica	59
5.3.1	Momento de cálculo (Md).....	59
5.3.2	Momento estimado de ruptura (M.est, rup).	61
5.4	Exemplo de dimensionamento de um beiral usual.....	62

5.4.1	Dimensionamento de uma faixa de laje de 39cm x 80cm	63
6	RESULTADOS	65
6.1.1	Resultados experimentais	65
6.1.2	Resultados teóricos	67
7	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	68
7.1	Análise dos momentos do experimento x de cálculo e de estimativa de ruptura.	68
7.2	Análise dos resultados do exemplo do beiral.....	69
8	CONCLUSÃO.....	71
9	REFERÊNCIAS	73

1 INTRODUÇÃO

A engenharia, em um aspecto geral, tem por objetivo minimizar custos e tempo com a maior eficiência e eficácia possível. Algumas áreas deste ramo como a engenharia mecânica, apostam em mecanização e automação dos processos, na engenharia elétrica esta prática não é diferente, mas na engenharia civil isso tem se desenvolvido vagarosamente, em boa parte, pela complexidade de automatizar este setor da engenharia, pois os elementos necessários geralmente são de grandes dimensões e onerosos, o que dificulta, e muito, na hora de transportar e até mesmo de incluir estes produtos em um orçamento.

Estas são algumas das razões pelas quais a engenharia civil é uma das áreas que menos se desenvolveu de maneira concreta em aspectos tecnológicos, porque não é só com máquinas que se trabalha neste segmento, mas, basicamente, é um processo que envolve pessoas que muitas vezes não tem o conhecimento necessário para executar as tarefas das quais são submetidas, causando, portanto, elevados custos a uma obra ou até mesmo patologias das mais diversas formas, seja invertendo as armaduras de um elemento estrutural ou até mesmo dimensionando de maneira equivocada estas armaduras, ocorrendo, deste modo, que o setor tenha elevados coeficientes de segurança, inclusive, por não incluir, comumente, um processo de construção de precisão (mecanizado) e rigoroso.

Portanto o estudo de momentos negativos em lajes pré-moldadas com vigota de concreto armado é uma maneira de evitar estas patologias que ocorrem, geralmente, por fissuras nas uniões destas com vigas ou até mesmo com outras lajes ou elementos confeccionados com materiais diferentes como tabelas e etc.

2 JUSTIFICATIVA

Este é um estudo de fundamental importância para a construção civil, pois é muito utilizado em obras de pequeno e grande porte, porém executado muitas vezes de maneira equivocada, necessitando, deste modo, ser aprimorado com a finalidade de evitar possíveis danos estruturais.

Com as mais diferentes patologias que ocorrem na área da construção civil, pretende-se, com este trabalho, contribuir para a extinção destes problemas que são causadas por mau dimensionamento das armaduras negativas em lajes pré-fabricadas de vigota de concreto armado.

E com o entendimento dos momentos fletores negativos pode-se evitar patologias ou, até mesmo, o colapso de estruturas como sacadas, beirais e marquises (entre outros tipos de balanço) evitando, com isso, acidentes inclusive fatais.

3 OBJETIVOS

3.1 Objetivos gerais

Os objetivos deste trabalho é realizar estudos de momentos fletores negativos em lajes com vigota pré-moldadas de concreto armado, com o intuito de contribuir para melhoria dos processos construtivos, tanto em projeto como em execução.

3.2 Objetivos específicos

Este trabalho tem como finalidade essencial, ensaiar quatro protótipos de lajes com vigota de concreto armado e comparar esses experimentos com momentos de cálculo e momento estimado de ruptura.

- Revisar os fundamentos de momentos fletores negativos em lajes na literatura existente, assim como, pesquisas e estudos semelhantes ao propósito deste trabalho;
- Confeccionar formas de acordo com a geometria dos protótipos, através de ensaios caracterizar os materiais utilizados na confecção dos protótipos, assim como, construir e ensaiar estes protótipos;
- Realizar cálculos teóricos de acordo com os parâmetros estabelecidos pela NBR 6118:2014;
- Analisar e comparar os resultados teóricos e experimentais obtidos, apresentando conclusões destes resultados, assim como, sugerir métodos diferenciados para estudos futuros.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 Lajes

Lajes, elemento estrutural de extrema importância para uma edificação, haja vista que estas são responsáveis por receber diretamente as cargas oriundas do uso específico da edificação, além de garantir a estanqueidade contra infiltração de fluidos ou até mesmo resistir à dilatação térmica de uma laje de cobertura, por exemplo. Araújo (2014) e Silva (2005), salientam que a principal função das lajes é receber e transmitir a sua carga para as vigas que a conduzem aos pilares chegando até as fundações, mas há lajes que sustentam a carga para quais foram projetadas passando esta diretamente para os pilares (lajes cogumelo). Outras possuem pequenas vigas denominadas nervuras o que lhes permitem maiores vãos e um suporte de carga mais elevado.

Com o passar do tempo as lajes ficaram mais eficientes deixando de ser maciças e robustas, cheias de vigas e pilares para sua sustentação, ganhando maiores vãos, utilizando menos materiais, sendo mais leves, com um ganho de resistência, muito mais elevado - cerca de quase três vezes o de uma laje convencional - porém nem sempre será o método mais vantajoso financeira e construtivamente devido à complexidade da sua execução.

4.1.1 Lajes maciças

As lajes maciças são pioneiras na construção civil, pois possuem um dos métodos construtivos mais simples para implementação em uma edificação. Entretanto, em virtude de seus próprios pesos, muitas vezes se tornam inviáveis em grandes vãos devido as suas espessuras elevadas e totalmente preenchidas com concreto armado. Geralmente moldadas no local podem ser de concreto armado ou concreto protendido. Outro ponto negativo quando comparado a uma laje pré-moldada de concreto armado é a grande quantidade

de formas e escoras que acabam, muitas vezes, inviabilizando financeiramente este tipo de construção, porém facilitam as instalações prediais embutidas como hidráulica e elétrica e também em pequenos vãos onde se exige uma maior rigidez este é um dos métodos mais indicados.

4.1.2 Lajes cogumelo

Muito semelhante às lajes maciças, todavia não necessita de vigas para descarregar as cargas provenientes de seu uso, descarregando-as diretamente nos pilares, devido a esta particularidade este tipo de laje sofre altos esforços de punção, o que pode ser solucionado com um elemento denominado capitel - que nada mais é do que um aumento da seção transversal da laje na região logo acima do pilar, formando uma espécie de sapata, com área maior que a do pilar, localizada logo acima deste só que confeccionada junto à laje e não junto aos pilares. Levando-se em conta que este método não usa vigas pode ser uma solução interessante quando se tem a necessidade de passar tubulações onde estas estariam, ou no uso de aberturas zenital.

4.1.3 Laje nervurada

Lajes nervuradas são utilizadas para vencer grandes vãos onde seria inviável a utilização de laje maciça, pois a altura da laje maciça seria relativamente ampla, gerando um peso próprio impraticável nestes casos. Conforme NBR 6118:2014, as lajes nervuradas podem ser moldadas no local ou pré-moldadas, e basicamente possuem dois elementos, quais sejam mesa (região plana onde os esforços de compressão atuam) e nervura (elemento que denomina a característica desse tipo de laje, localizada abaixo da mesa onde são empregadas as armaduras de tração, muito próxima à base dessa nervura). Entre as nervuras e antes da concretagem são instalados material inerte do tipo plástico ou isopor com a exclusiva função de preencher os

espaços, o que torna este tipo de laje mais leve e com uma resistência na ordem de quase três vezes maior que uma laje convencional.

4.1.4 Laje pré-moldadas com vigota de concreto armado

Carvalho e Figueiredo (2014) enfatizam que lajes com vigota de concreto armado, são também denominadas, “laje nervurada”, uma vez que estas possuem nervuras (vigotas) em uma única direção, são constituídas de vigotas confeccionadas na indústria com rígido controle de qualidade. Elas podem ser do tipo trilho onde possuem na base barras retas de aço paralelas entre si revestidas com concreto para resistir aos esforços de tração ou treliça espacial de aço essa constituída de três banzos paralelos espaçados e ligados por outro aço no formato senoidal com todos os pontos de contato soldados dando um formato transversal final de um triângulo. O posicionamento destas vigotas deve ser paralelo à direção da menor dimensão da área onde será executada a laje (direção dos esforços), pois desta forma se tem o menor deslocamento perpendicular dos esforços atuantes, obtendo com isso uma melhor eficiência deste elemento.

As tabelas são elementos de enchimento utilizados para preencher os espaços entre as vigotas, são industrializadas e suas dimensões espaciais padronizadas pela ABNT NBR 14859-2:2016, podendo ser maciças ou vazadas. Sempre constituídas de materiais leves e suficientemente rígidas para não gerar efeitos danosos ao concreto e as armaduras. Por se tratar de um material de resistência relativamente baixa, não tendo função estrutural, deve ter-se o cuidado no momento da confecção da laje, pois ao menor esforço que ela for submetida, como instalação da tubulação hidráulica e elétrica ou carga concentrada em um só ponto antes da concretagem, pode danificar a peça causando até mesmo acidentes indesejados na obra.

Mesa, denominação dada à capa de concreto na parte superior da laje, pode ser particionada tipo “T” ou confeccionada na dimensão total da laje onde,

segundo a ABNT NBR 6118:2014, a espessura sem tubulação embutida deve ter $1/15$ de distância entre as faces das nervuras e não inferior a 4cm, e no caso de ser previsto tubulação embutida até 10mm de diâmetro, a mesa deve ter 5cm de espessura. A norma ainda prevê situações em que o diâmetro da tubulação embutida é superior a 10mm devendo então ser de 4cm mais o diâmetro da tubulação a espessura da mesa. No caso de tubulação cruzada deve-se ter 4cm mais duas vezes o diâmetro da tubulação como espessura da mesa. Geralmente a mesa pertence a uma dimensão onde há somente compressão esmagamento do concreto e como este funciona de maneira eficiente neste tipo de esforço. Não há pretensão de pôr armadura, mas são previstas algumas armaduras para evitar fissuras e também armaduras negativas que será tema a ser estudado neste trabalho.

Juntando todos estes elementos mencionados acima tem-se a laje pré-moldada de concreto armado que não deve, sob qualquer circunstância, possuir espessura inferior a 10cm e, conhecendo suas ações atuantes como carga acidental, peso próprio da estrutura e sobrecarga permanente (revestimento do forro e piso) pode ser dimensionada de maneira segura e eficiente. Esse tipo de laje tem a vantagem de não precisar de formas no momento da concretagem da mesa, pois as tabelas fazem o preenchimento dos espaços, necessitando também poucas escoras e pontaletes, mas, de contraponto, se destacam os altos valores dos deslocamentos transversais quando comparados aos das lajes maciças e a dificuldade de execução das instalações prediais.

4.2 Ações e solicitações

Conforme NBR 6118:2014, para não levar uma estrutura ao estado limite último e o de serviço, deve-se considerar todas as ações passivas de danos na análise desta estrutura.

Carvalho e Figueiredo (2014), as ações das lajes pré-moldadas se dão rotineiramente somente nas vigas em que os elementos da laje se apoiam, desconsiderando as ações desta nas vigas paralelas aos elementos.

No caso de lajes com vigotas de concreto armado, cargas acidentais (q), cargas permanentes (g_1) e sobrecargas permanentes (g_2).

Conforme expressa a NBR 6120:1980 item 2.2.1.2, cargas acidentais são carregamentos oriundos de pessoas, móveis, utensílios e veículos que se encontram distribuídos uniformemente sobre as lajes e tem seus valores mínimos indicados na Tabela 2 contida nesta mesma norma.

Cargas permanentes são provenientes do peso próprio da estrutura.

Sobrecargas permanentes originam-se de carga de forro, elemento de acabamento abaixo da laje, e piso, elemento de acabamento acima do piso.

4.3 Dimensionamento de lajes pré-moldadas

4.3.1 Largura colaborante de vigas de seção “T”

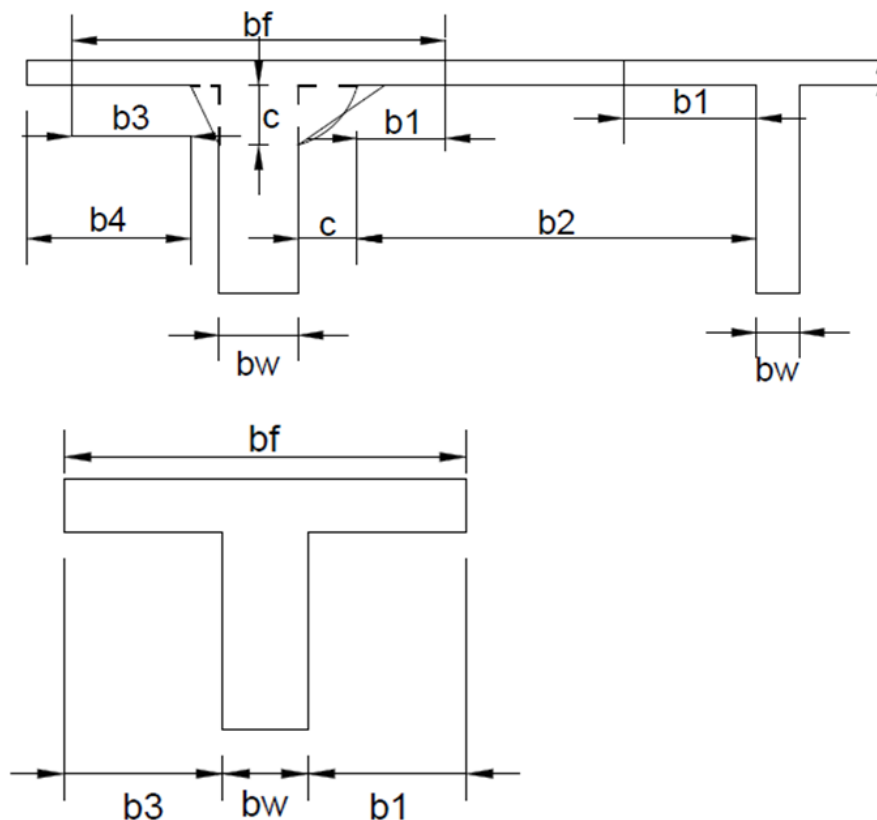
De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 14.6.2.2, a “largura colaborante da mesa de uma viga (bf) deve ser dada pela largura da alma de uma viga (bw) acrescida de no máximo 10% da distância ‘ a ’ entre pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga em que haja laje colaborante”, sendo que “a distância ‘ a ’ pode ser estimada, em função do comprimento ‘ l ’ do tramo considerado”, conforme as seguintes condições:

- viga simplesmente apoiada: $a = 1,00 l$;
- tramo com momento em uma só extremidade: $a = 0,75 l$;
- tramo com momentos nas duas extremidades: $a = 0,60 l$;
- tramo em balanço: $a = 2,00 l$.

A ABNT NBR 6118:2014, item 14.6.2.2 aponta que para ser calculada com uma única largura colaborante, as vigas devem ser contínuas para todas

as seções, inclusive nos apoios sob momentos negativos, desde que a largura desta seja calculada no trecho de momentos positivos onde a largura resulte mínima. Dessa forma, devem-se respeitar os limites b_1 e b_3 , Figura 1.

Figura 1- Largura de mesa colaborante.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014, adaptado pelo autor.

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0,10 \cdot a \\ b_w + 2 \cdot b_1 \end{cases} \quad (1)$$

Adota-se, segunda a ABNT NBR 6118:2014, item 14.6.2.2, a Equações 2 e 3;

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 \cdot b_2 \\ 0,1 \cdot a \end{cases} \quad (2)$$

$$b_3 \leq \begin{cases} b_4 \\ 0,1 \cdot a \end{cases} \quad (3)$$

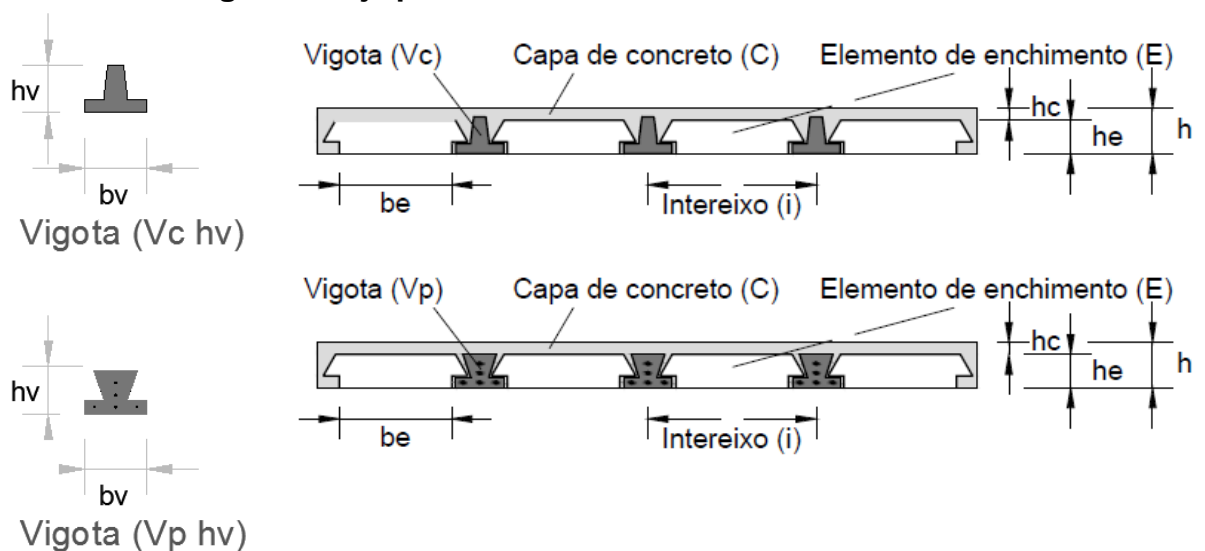
Carvalho e Figueiredo (2014), completam com a Equação 4

$$b_f \leq b_w + 2 \cdot b_3 \quad (4)$$

4.3.2 Geometria de lajes com vigotas de concreto armado

Lajes de vigotas de concreto armado têm seus dimensionamentos regidos pela NBR 14859-1:2016. E a sua geometria e partes constituintes podem ser elucidada pela Figura 2.

Figura 2- laje pré-moldada de concreto armado.



Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014), adaptado pelo autor.

h = altura da laje

h_c = altura da mesa ou capa

h_e = altura material inerte

h_v = altura da vigota

b_e = base material inerte

b_v = base vigota

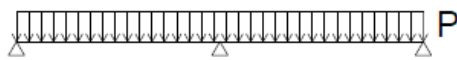
4.3.3 Momentos resistentes pela seção da nervura

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2014, p. 136), “se conhecemos a resistência do concreto (f_{ck}), a largura da seção (bw), a altura útil (d) e o tipo de aço (f_{yd} e ξ_{yd}), o cálculo da quantidade de armadura longitudinal para seções transversais retangulares, é adquirido através do equilíbrio das forças atuantes na seção”.

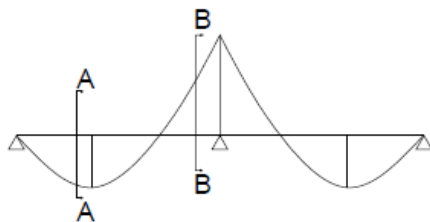
As lajes pré-moldadas possuem, se analisadas transversalmente, a forma de um “T” constituído da mesa parte superior e nervura parte inferior onde, pode se considerar que em uma laje contínua com apoio intermediário resistirá melhor aos momentos positivos, região de atuante dos esforços de compressão entre os apoios, do que os momentos negativos na parte superior da laje próximo ao apoio intermediário, conforme Figura 3 (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014).

Figura 3 - Laje contínua unidirecional, submetida momentos fletores positivo e negativo.

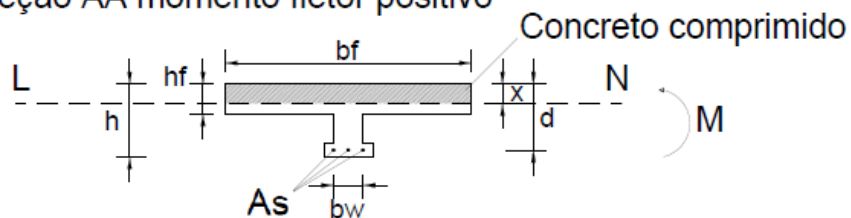
Esquema estrutural de laje unidirecional contínua



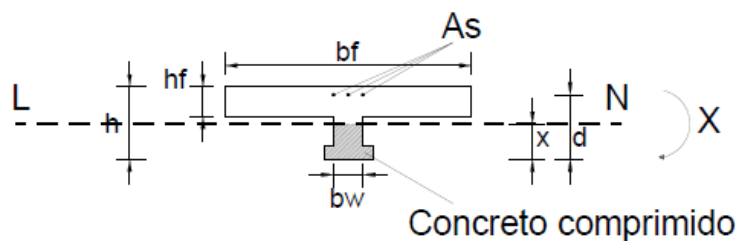
Esquema estrutural de laje unidirecional contínua



Seção AA momento fletor positivo



Seção BB momento fletor negativo



Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014), adaptado pelo autor.

4.3.4 Momentos negativos

Momentos negativos são esforços de tração atuantes na parte superior de lajes biapoiadas próximo aos apoios intermediários, e em lajes em balanços, como a de uma sacada, por exemplo.

Desse modo, é possível não obter próximo aos apoios intermediários seção suficiente para resistir aos momentos negativos totais encontrados no cálculo elástico, se considerado o concreto armado com comportamento linear

e homogêneo, características do estágio I (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014; FLÓRIO, 2004).

Carvalho e Figueiredo (2014, p. 376), acrescentam que “pode-se, nestes casos, considerar que o momento negativo resistente (região superior do apoio) seja menor que o momento atuante obtido do cálculo elástico, quando se considera a seção funcionando no estágio I” incidindo na seção a plastificação ou a redistribuição de momentos, surgindo uma rótula plástica no apoio.

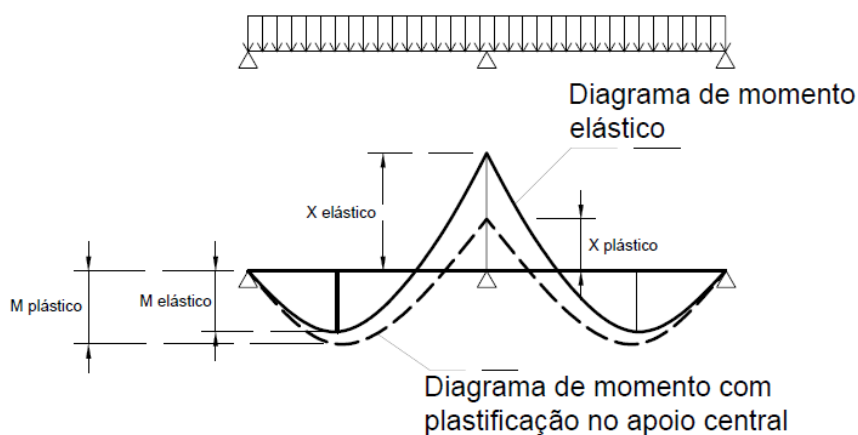
Ainda segundo o autor o surgimento de uma rótula plástica no apoio e os efeitos da plastificação do concreto, apresentando a mesma laje unidirecional contínua da Figura 4, no diagrama de momento fletor com a plastificação na região do apoio e devido comportamento elástico da Figura 4. No apoio intermediário (negativo) o momento para uma carga p é determinado pela Equação 5. Considerando os dois tramos iguais.

$$X_{\text{elástico}} = \frac{p.l^2}{8} \quad (5)$$

No caso da seção no apoio resistir a esse momento, a Figura 4 é o diagrama que o representa (diagrama de momento elástico), calculado de forma usual. Já no caso, da seção ser capaz de resistir a um momento fletor inferior ($X_{\text{plástico}}$), representado também na Figura 4, será apresentado no tramo valores de momento positivo maiores ($M_{\text{plástico}}$) maior que o elástico usual (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014; FLÓRIO, 2004).

Figura 4 - Diagramas de momentos elástico com plastificação no apoio central em uma laje contínua unidirecional.

Esquema estrutural de laje unidirecional contínua



Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014), adaptado pelo autor.

Devido à dificuldade de determinar o valor de $X_{plástico}$, consideram-se simplesmente apoiados os elementos pré-moldados, tendo que, para uma mesma solicitação “ p ”, os vãos a ser vencidos tendem a ser limitados ou possuir uma seção maior, devido aos momentos positivos serem maiores que nos elementos contínuos (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014).

O autor também menciona algumas providências que podem ser tomadas para solucionar esses casos.

a) Aumentar altura da nervura fazendo com que a região de concreto comprimido seja aumentada, deixando a altura útil maior ou igual que a mínima seguindo critérios estabelecidos na ABNT NBR 6118:2014, “a capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for o x/d , tanto maior será essa capacidade” e para uma ductilidade apropriada em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU não deve ultrapassar os limites.

I. $x/d \leq 0,45$, para concretos com $fck \leq 50$ MPa;

II. $x/d \leq 0,35$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$.

Segundo Carvalho e Figueiredo (2014), com isso, as regiões do apoio onde normalmente o momento fletor é mais intenso e a seção de concreto comprimida é pequena, a altura disponível (d) deve ser verificada devendo (d) ser maior ou igual que a mínima (d_{min}), dada pela Equação 6:

$$d = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd} \cdot (0,68 \cdot \xi - 0,272 \cdot \xi^2)}} \quad (6)$$

Com $\xi = x/d = 0,45$ (concretos com $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$), pode ser utilizada a Equação 7

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd} \cdot (0,68 \cdot 0,45 - 0,272 \cdot 0,45^2)}} = 2,0 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad (7)$$

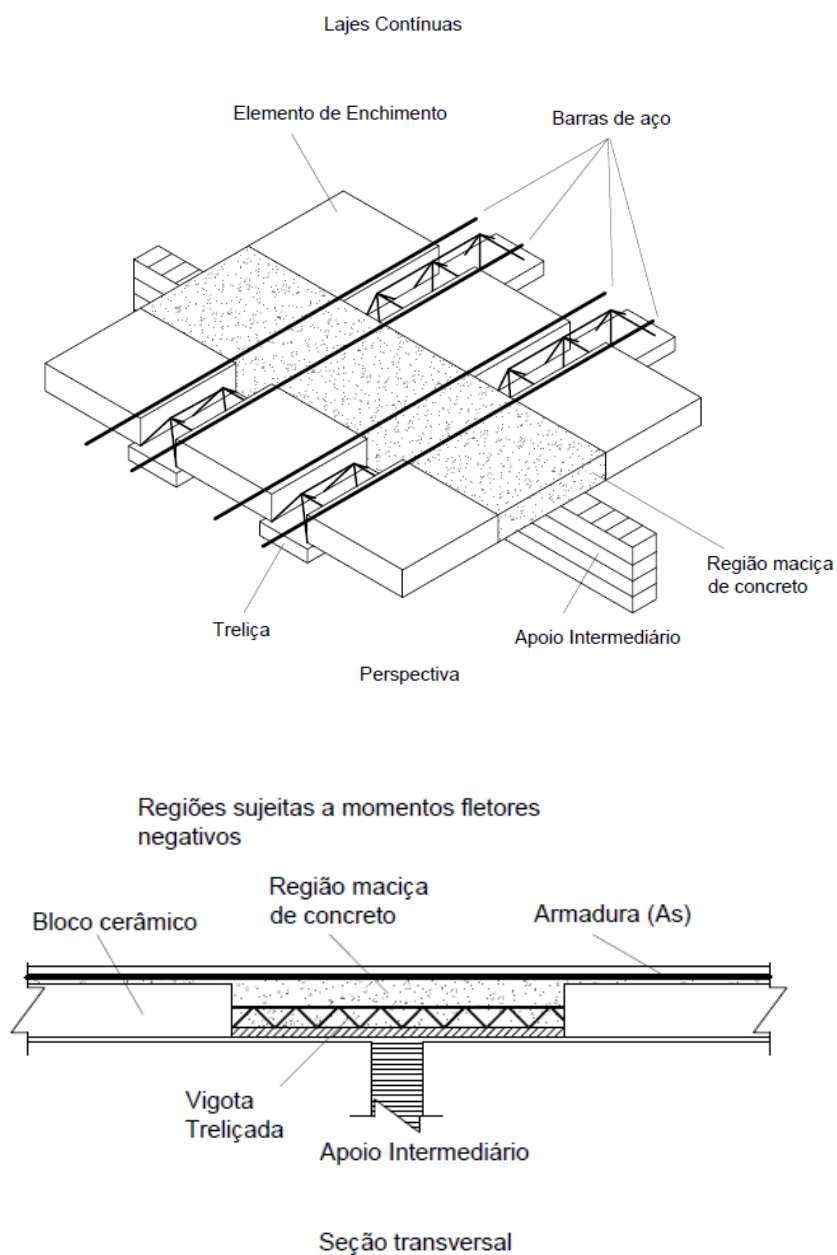
Com $\xi = x/d = 0,35$ (concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$), pode ser utilizada a Equação 8

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd} \cdot (0,68 \cdot 0,35 - 0,272 \cdot 0,35^2)}} = 2,2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad (8)$$

O autor ainda afirma que a seção irá trabalhar de forma dúctil garantindo os ELU, para isso a altura útil da seção no apoio deve ser maior que a altura útil mínima ($d > d_{min}$), empregando o momento obtido através da análise linear.

- b) Confecção de um trecho maciço junto ao apoio intermediário Figura 5, retirando o material inerte usado no preenchimento e no lugar deste adicionar concreto com barras de aço no sentido transversal ao apoio intermediário podendo utilizar uma altura útil menor que a mínima, passando a laje nesta seção a ter a largura de concreto comprimido aumentada, diminuindo os momentos negativos, tornado esta região tanto quanto eficiente à flexão do meio do tramo em que a seção “T” atua.

Figura 5 - Região maciça da laje sobre o apoio interno.



Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014), adaptado pelo autor.

Carvalho e Figueiredo (2014) salientam que este método, para efeito de cálculo de esforços, não é levado em conta na rigidez apesar de melhorar o acabamento na junção laje viga.

- c) Visando a garantia da ductilidade da seção de acordo com a norma, emprega-se um trecho com armadura dupla na seção do apoio quando esta seção necessitar uma altura útil menor que a mínima esta armadura contribuirá para o concreto ter uma seção menor, ajudando a diminuir os momentos negativos, aumentando a resistência às tensões de compressão que este proporciona. A imposição é que nos ELU a seção deve trabalhar com $x/d = 0,45$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa e que só após esta regra deve-se calcular a armadura dupla;
- d) Redistribuir, diminuindo o momento fletor negativo (M), aumentando o positivo, multiplicando o momento negativo na seção do apoio por $(\delta.M)$ e deve-se seguir os limites da ABNT NBR 6118:2014 item 14.6.4.3 para profundidade da linha neutra (x/d);

I $x/d \leq (\delta - 0,44) / 1,25$ – para concreto com $f_{ck} \leq 50$ MPa

II $x/d \leq (\delta - 0,56) / 1,25$ – para concreto com $50\text{MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa.

Este coeficiente deve, ainda, obedecer aos limites de:

- I. $\delta \geq 0,90$ para estruturas de nós móveis
- II. $\delta \geq 0,75$ em qualquer outro caso.

Caso adotada a redistribuição fora dos limites normativos, deve-se calcular como análise plástica ou empregando análise não linear, explicitando a capacidade de rotação das rótulas plásticas.

- e) Permitir a plastificação da seção do apoio, segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 14.6.4.4, “para verificações de estados limites últimos pode ser efetuada a análise plástica da estrutura, com a simulação de rótulas plásticas localizadas nas seções críticas” e “é obrigatória a verificação das rotações nas rótulas plásticas, correspondentes aos mecanismos adotados, que não podem superar a capacidade de rotação plástica das seções transversais correspondentes”.

4.3.5 Cisalhamento

Conforme elucidam Carvalho e Figueiredo (2014), pode dar-se a verificação ao cálculo de armadura transversal e cisalhamento deste tipo de laje como vigas, pois o comportamento das vigotas de concreto armado é o mesmo que uma viga simples apoiada ou contínua, mas isso só será permitido pelas normas se essas lajes forem moldadas no local, já que as nervuras possuem alturas bastante pequenas, o que colabora na dificuldade de instalar as armaduras. Essa prática não se estende as armaduras treliçadas mesmo que estas contenham diagonais laterais que contribuem para resistência ao cisalhamento.

4.4 Detalhamento de projeto

Donin (2015) orienta que na NBR 6118:2014 não contém especificações sobre qual comprimento de armadura negativa deve ser adotado nos apoios com continuidade de laje e, portanto, recomenda utilizar-se do critério contido na versão da norma NB 1 de 1978. Conforme Figura 6, sobre as bordas de contato entre as duas lajes é suposto que há um diagrama triangular para representar o momento fletor negativo, este triângulo possui base de comprimento $(2 \cdot 0,25l_x)$, sendo l_x o menor vão entre os vãos menores das duas lajes.

$$l_x \geq \begin{cases} l_{x1} \\ l_{x2} \end{cases} \quad (9)$$

Donin (2015) salienta que a o comprimento de ancoragem básico (l_b) deve ser respeitado pela armadura negativa além da seção onde o momento fletor é nulo, conforme Figura 6, nesta mesma figura podemos verificar três diferentes soluções para armadura negativa.

Donin (2015) descreve que a solução número 1 é a que consome mais aço apesar de ser a mais simples, já as soluções 2 e 3 tem uma maior economia de aço, mas, na prática, a solução 3 é a preferida, pois só o que varia é o ponto de início da instalação, devendo as barras ficarem se

alternando ao longo do apoio intermediário, outro ponto positivo desta solução é o fato destas barras possuírem apenas um formato, tornando mais prática e rápida a sua confecção. A Equação 10 define o comprimento total da barra negativa da solução 3.

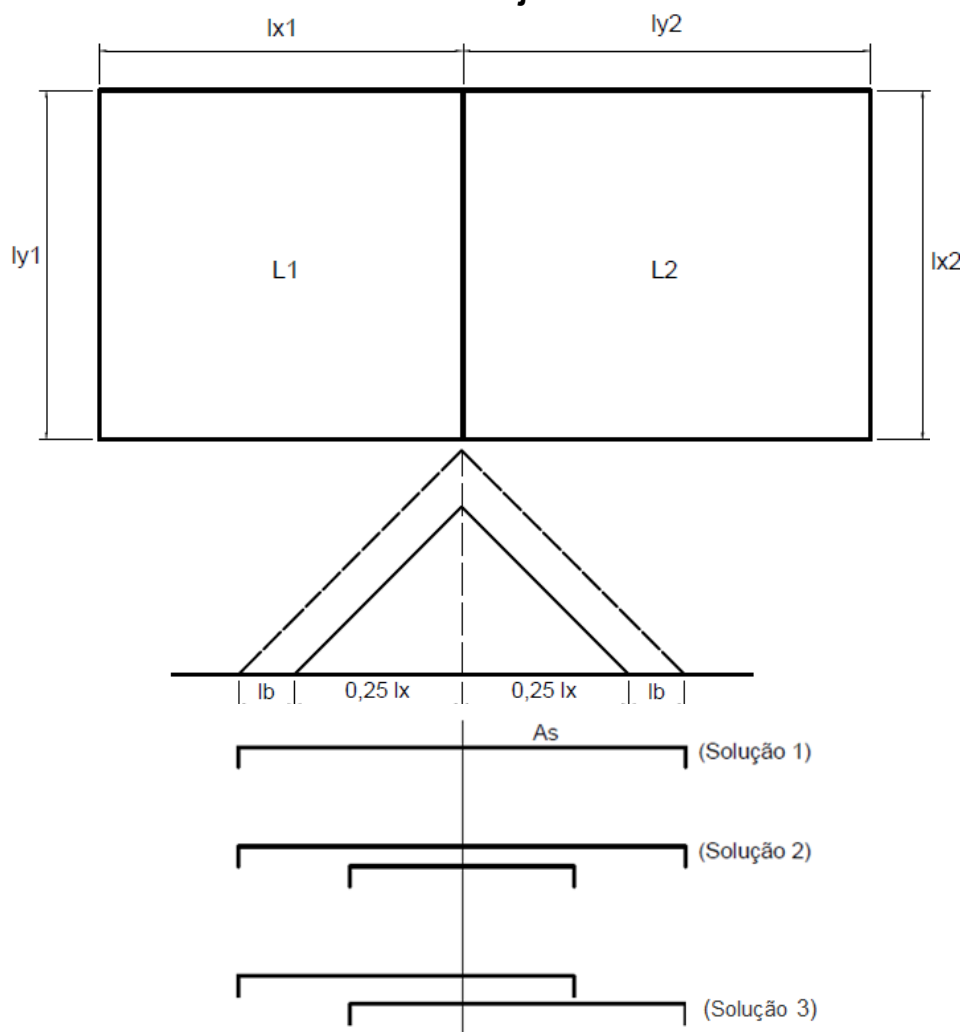
$$C = 1,5 \cdot (0,25 \cdot l_x + l_b) + l_{ganchos} \quad (10)$$

l_x = vão da laje conforme definido na Equação 9

l_b = comprimento de ancoragem básico (l_b)

$l_{ganchos}$ = comprimento dos ganchos nas extremidades da barra.

Figura 6- Extensão da armadura negativa nos apoios com continuidade entre lajes.



Fonte: Donin (2015), adaptado pelo autor.

4.5 Pesquisas sobre o tema

Flório (2004) calculou a armadura de uma nervura de laje pré-fabricada que contém dois vãos de 4,00m com seção transversal (conforme Figura 7) com as seguintes características:

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ (20000 kN/m²);

Aço CA-50;

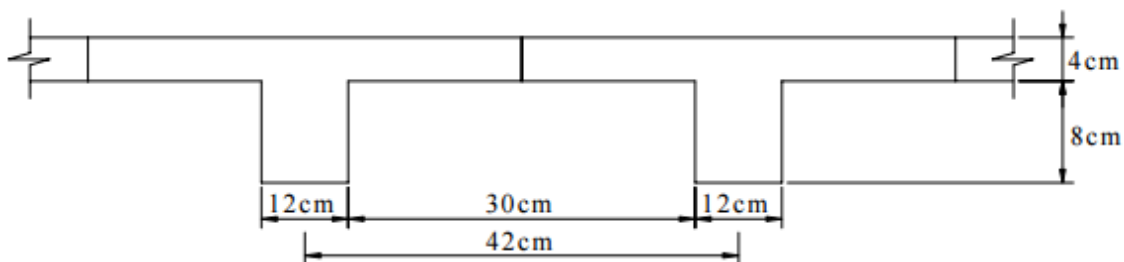
Distância do centro de gravidade da armadura à borda mais tracionada 2,0 cm;

Peso próprio = 1,62kN/m²;

Peso de piso mais revestimento igual a 0,90 kN/m²;

Carga acidental $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$.

Figura 7 - Seção transversal adotada para cálculo da laje.



Fonte: Flório, M.C. (2004).

a) Esquema estrutural e momentos fletores Figura 8

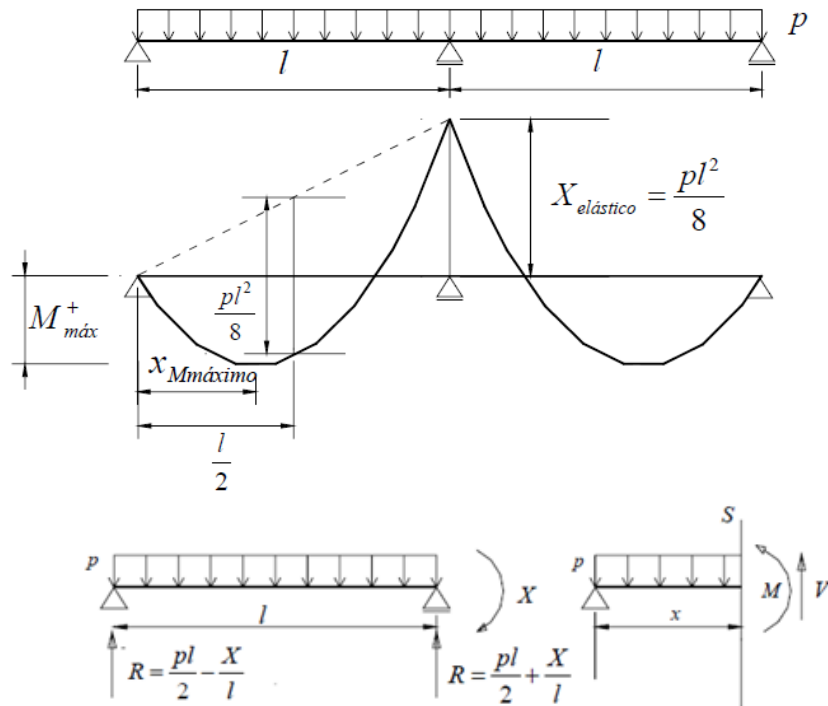
Flório (2004) calculou o diagrama de momento fletor da laje como o de uma viga, tendo em vista a teoria da elasticidade ou linear, considerando que o concreto armado não sofre fissuras.

$$\text{Momento positivo} \quad \leftrightarrow \quad M_{máx}^+ = \frac{9 \cdot p \cdot l^2}{128} \quad (11)$$

$$\text{Momentos negativos} \quad \leftrightarrow \quad x = \frac{p \cdot l^2}{8} \quad (12)$$

$$\text{Reação do apoio R} \quad \leftrightarrow \quad R = \frac{p \cdot l}{2} - \frac{x}{l} = \frac{3p \cdot l}{8} \quad (13)$$

Figura8- Esquema estrutural da nervura da laje e principais características das ações considerando-a elástica e de inércia constante.



Fonte: Flório, M.C. (2004).

- b) Antes de dimensionar a armadura na nervura, Flório (2004) verificou qual a parcela da “capa” da laje participa no trabalho de flexão da nervura, determinando o valor da Largura colaborante (b_f) para seção “T” com base da nervura (b_w) de 12cm.

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0,10 \cdot a \\ b_w + 2 \cdot b_1 \end{cases} \quad (14)$$

- c) Supondo que a linha neutra passe pela mesa, Flório (2004) verificou se a seção é retangular ou “T”, no caso dos momentos negativos a seção é retangular.

$$KMD = \frac{M_d}{b_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (15)$$

d) Cálculo da armadura positiva $As = \frac{M_d}{KZ \cdot d^2 \cdot f_{yd}} \quad (16)$

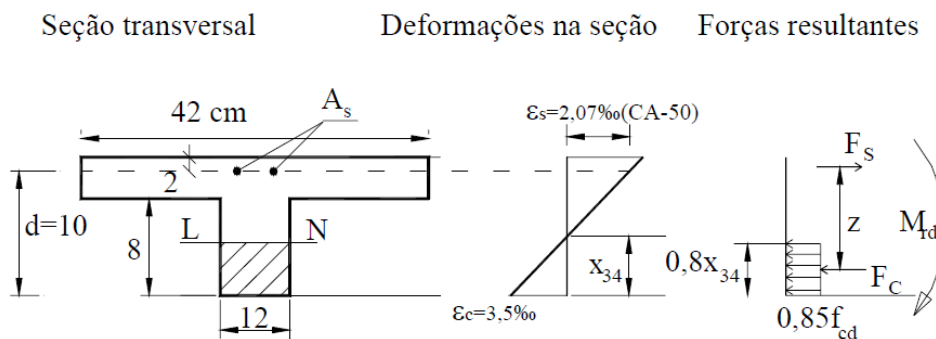
e) Cálculo da armadura negativa $A_s = \frac{1,4 \cdot 1,4 \cdot M_{neg}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{ck}}$ (17)

Conforme constatado por Flório (2004) através dos cálculos, no domínio 4 permaneceu o que não pode, diante disso, adotou a região maciça como solução, alongando a seção até o momento resistente da nervura ser igual ao atuante em cada lado do apoio.

f) Nesta etapa Flório (2004) calculou o momento resistente da seção, adotando CA50:

Pode-se perceber conforme Figura 9, que a região comprimida se dá na seção transversal inferior, comportando-se como retangular de base igual a 12cm com momento negativo em torno do apoio.

Figura 9 – Situação para o cálculo do máximo momento negativo resistente pela nervura sem considerar região maciça.



Fonte: Flório, M.C. (2004).

Com a linha neutra correspondendo ao domínio 3-4, calculou-se o momento máximo resistido (M_{rd}), determinando a força no concreto.

$$M_{rd} = b_w \cdot y \cdot z \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad (18)$$

g) Cálculo da largura da região maciça:

Com os valores do momento fletor máximo resistido pela seção da nervura, Flório (2004) encontrou no diagrama de momento fletor da laje o valor corresponde numericamente igual para esta seção.

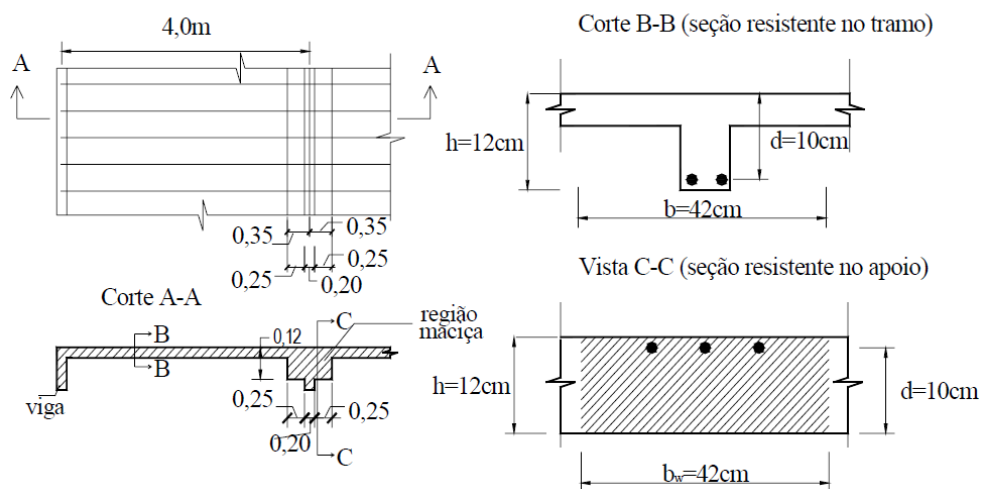
$$M_r = \frac{M_{rd}}{1,4} \quad (19)$$

$$M = Rx - \frac{px^2}{2} \quad (20)$$

Tendo como região maciça de cada lado do apoio $l - x \leftrightarrow$ considerado igual ao comprimento do elemento de enchimento.

Figura 10 – Esquema estrutural da laje com seção maciça próximo ao apoio central.

Vista Superior (admitindo viga de apoio com largura de 20cm)



Fonte: Flório, M.C. (2004).

h) Cálculo da armadura negativa, para $b = 42 \text{ cm}$ (região maciça):

Neste cálculo desprezou-se o carregamento causado pela criação da região maciça e a variação da inércia

$$M_{neg} = \frac{p.l^2}{8} \quad (21)$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (22)$$

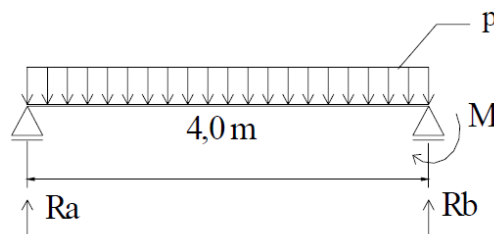
$$As = \frac{M_d}{KZ \cdot d^2 \cdot f_{yd}} \quad (23)$$

No caso de não haver região maciça, o cálculo das armaduras e momento de cálculo no apoio é igualado ao momento resistente da nervura que é definido como momento de plastificação para fim de comparação.

k) Armadura positiva calculada a partir do momento negativo resistente.

Flório (2004) considerou para este caso que o momento máximo negativo que poderá ocorrer na laje é o calculado igualmente aos itens f e g, tendo como base o esquema estrutural montado na Figura 11.

Figura11 - Esquema estrutural da laje sem seção maciça próxima ao apoio central e com momento negativo igual ao máximo resistido pela seção.



Fonte: Flório, M.C. (2004).

Flório (2004) verificou o momento positivo sendo igual ao momento máximo, e as armaduras correspondentes conforme item c. A laje considerada é composta de dois tramos isostáticos, sem continuidade, não possuindo momento negativo; e o positivo se dá pela Equação 24:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{p \cdot l^2}{8} \quad (24)$$

No caso a armadura foi calculada levando em conta a linha neutra passando pela mesa:

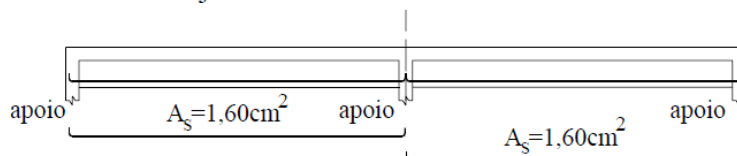
$$KMD = \frac{M_d}{b_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (25)$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ.d^2.f_{yd}} \text{ do cálculo elástico!} \quad (26)$$

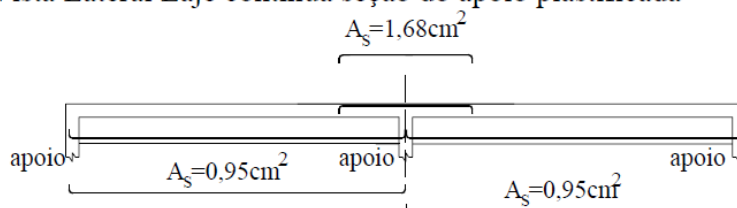
Com as situações estudadas por Flório (2004), foi detectado que o maior momento positivo se dá na laje com dois tramos isostáticos, onde o momento negativo é igual a zero e a taxa de armadura positiva é a maior; no caso da laje contínua com região maciça os momentos negativos tem o mesmo valor dos momentos positivos da laje com dois tramos isostáticos e a mesma taxa de armadura, contendo ainda momentos positivos com taxa de armadura inferior a da laje contínua sem região maciça, que apresentou as maiores taxas de armadura para ambos os momentos. Logo a situação da laje contínua sem região maciça é a mais desfavorável.

Figura12-Esquema estrutural da laje do problema para três soluções: dois tramos isostático, contínua com seção do apoio plastificada e com seção do apoio maciça.

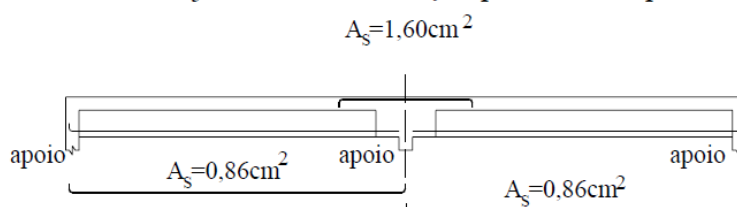
Vista Lateral Laje com dois tramos isostáticos



Vista Lateral Laje contínua seção do apoio plastificada



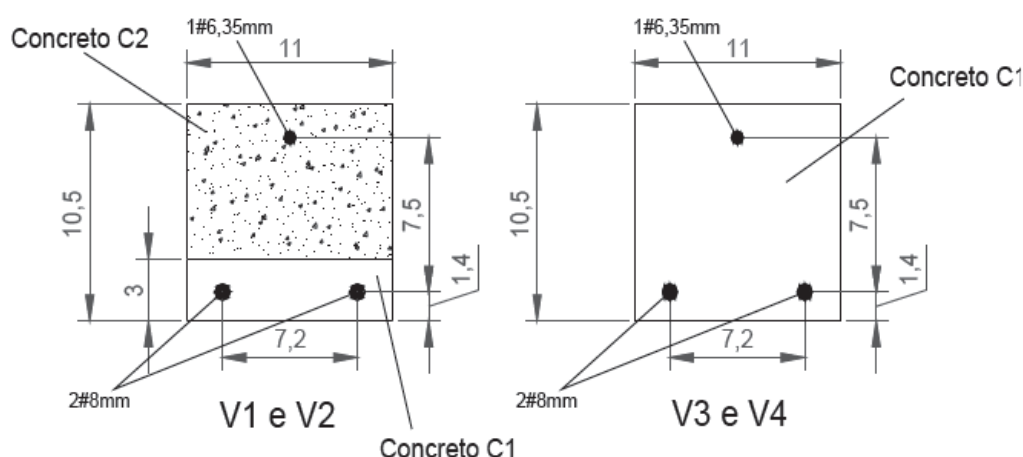
Vista Lateral Laje contínua com seção próxima ao apoio maciça



Fonte: Flório, M.C. (2004).

Santos e Piana (2010) utilizaram o laboratório de Materiais e Tecnologia da Construção da Universidade Estadual do Oeste do Paraná para realizar ensaios em quatro vigas com armadura treliçada conforme especificações da ABNT NBR 14862:2002c, levando em conta dimensões comerciais, e o concreto utilizado foi produzido in loco. Em duas das quatro vigas V1 e V2, com a finalidade de simular o cotidiano de uma obra, concretou-se somente a base das duas vigas, passado uma semana concretou-se o restante das mesmas. Com isso pode-se verificar qual a possibilidade de haver zona frágil na junção entre as concretagens, a seção pode ser vista na Figura 13. Para cada idade seis corpos de prova foram moldados e ensaiados com a finalidade de especificações características.

Figura 13 – Seção transversal das vigas ensaiadas.



Fonte: Santos e Piana (2010).

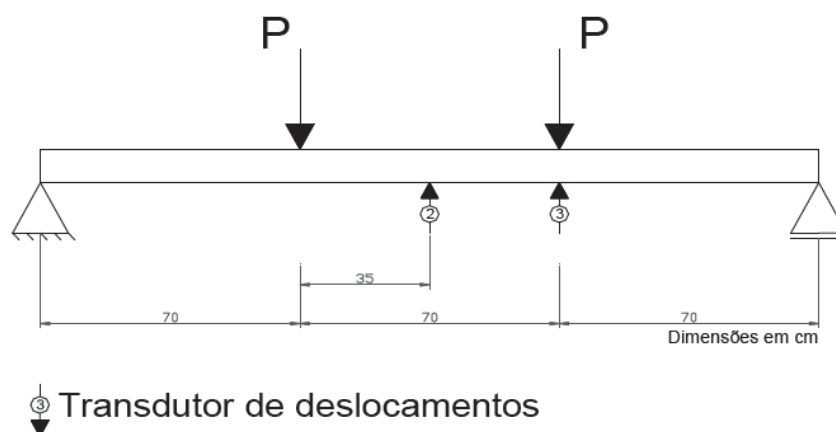
Santos e Piana (2010) obtiveram o módulo de deformação longitudinal do concreto através da correlação proporcionada pela ABNT NBR 6118:2003. Em corpos de prova de 15x30cm foram realizados ensaios de compressão diametral para determinar a resistência a tração do concreto; a resistência a compressão foi descoberta através de ensaios a compressão normal.

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (27)$$

Santos e Piana (2010) submeteram as vigas a quatro ensaio Stuttgart com dois pontos de carregamento, dividindo a viga em três partes iguais e carregando o trecho central desta, conforme representação na Figura 14.

Santos e Piana (2010) empregaram cilindros hidráulicos para aplicar as cargas e os deslocamentos foram obtidos através de transdutoras potenciométricos de precisão de 0,001mm e por meio do sistema de aquisição de dados, tendo como referência inicial dos deslocamentos a linha neutra.

Figura 14– Esquema do ensaio.

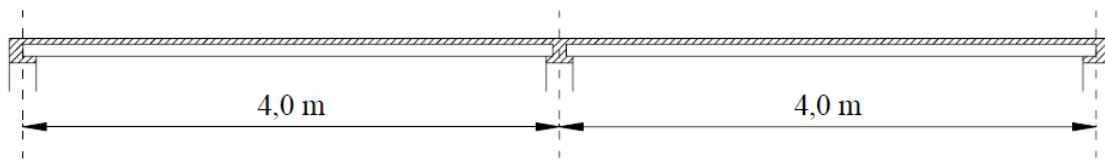


Fonte: Santos e Piana (2010).

Santos e Piana (2010) verificaram que, segundo critérios da ABNT NBR 6118:2003, o dimensionamento de elementos nervurados pré-moldados mostrou-se adequado perante a análise dos esforços últimos em relação aos esforços de flexão. E o modelo de Branson, recomendado pela norma para as deformações, revelou-se adequado, e os valores adquiridos bastante próximos dos experimentos.

Merlin (2002) apresentou um exemplo de cálculo para duas situações de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota protendida para demonstrar o que sucede quando há uma situação de tramo simplesmente apoiado e passamos para dois tramos contínuos.

Figura 15- Esquema da laje com vão duplo.



Fonte: Merlin (2002).

Merlin (2002) utilizou em uma primeira parte uma laje simplesmente apoiada com dois tramos verificando-a quanto ao estado limite último para solicitações normais e solicitações tangenciais, deformação excessiva e estado limite de fissuração com a solidarização entre o concreto moldado no local e o da vigota. Constatou uma força equivalente causada pela retirada do escoramento e sobrecarga permanente e de utilização.

Com os valores de resistência de cálculo dos materiais utilizados, determinou o valor do momento último, verificando então o estado limite último para solicitações normais. Após verificação da linha neutra, Merlin (2002), verificou que a mesma passa pela capa de concreto da mesa, averiguou ainda que a seção da laje adotada não era suficiente devido ao momento fletor solicitante ser maior que o momento último, adotando então uma carga menor para atender ao estado limite último para solicitações normais.

Quanto a verificação do estado limite último para solicitações tangenciais, Merlin (2002), utilizou a região do concreto moldado no local, verificou se não haveria cisalhamento entre os dois concretos e constatou que o cisalhamento de solicitação era menor que todos dos estado limites últimos. As verificações do estado limite de fissuração mostrou que a laje iria trabalhar com protensão completa, portanto a laje poderá estar em um ambiente muito agressivo.

Para verificar o estado limite de deformação excessiva, Merlin (2002), utilizou um programa computacional e para a carga de serviço empregou a combinação quase permanente de ações. Os efeitos de deslocamentos ao longo do tempo não foram considerados, mas os valores adquiridos estão muito aquém do limite estabelecido por norma, concluindo que para a situação de serviço a laje não apresentará fissuração. Detectou ainda que o

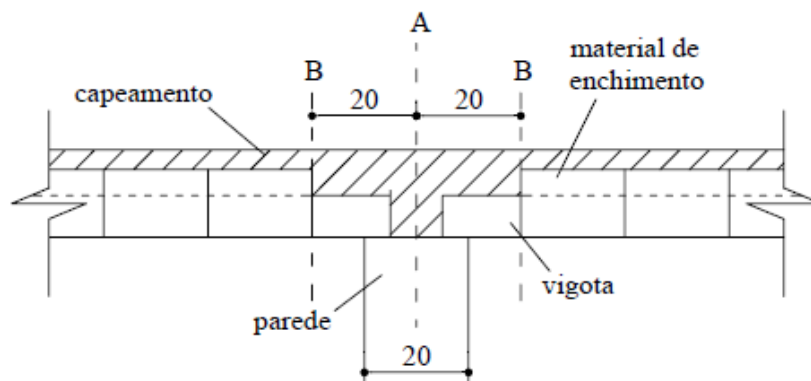
deslocamento de carga acidental está abaixo do estabelecido pela NBR 6118:2000.

Merlin (2002) verificou que para situação da laje biapoiada a carga de utilização era superior ao que a seção desta poderia suportar, constatado através de cálculos de momento fletor, sugeriu para solução deste problema o aumento da altura da seção transversal da laje. Relatou também, que se existisse tramos consecutivos de lajes, uma solução mais interessante seria usar a continuidade no apoio, distribuindo melhor os esforços. Adotou um valor razoável de graus de redistribuição do momento fletor na ordem de 40% no apoio.

Merlin (2002) realizou as mesmas verificações para essa segunda parte do experimento que já havia feito, no caso da laje simplesmente apoiada, e da mesma forma atuavam esforços oriundos de carga de utilização e de sobrecarga permanente, além de forças equivalentes devido à retirada do escoramento levando em conta a redistribuição de 40% do momento fletor no apoio.

Para a verificação do estado limite último de solicitações normais, o cálculo no vão está abaixo do valor último resistido pela seção para momento máximo positivo, averiguando, portanto o estado limite último para solicitações normais, permitindo determinar a armadura de continuidade formada por aço CA-50 e cobrimento de 1,5cm, constatando que a armadura necessária para absorver o momento em questão é na ordem de $4\varnothing 6,3\text{mm}$ para cada nervura. Na verificação do momento fletor negativo, Merlin (2002) considerou a laje apoiada em parede com 20cm de largura e material de enchimento afastado 10cm da face desta parede; o valor máximo do momento fletor negativo ficou localizado há 20cm do apoio intermediário conforme Figura 16.

Figura 16 - Seção de verificação da laje (apoio).



Fonte: Merlin 2002.

Merlin (2002), através do momento último da seção composta, pode verificar e constatar que a armadura presente no apoio era suficiente para a absorção do máximo momento fletor negativo que atuaria na seção B desta laje, e, com as verificações da hipótese da linha neutra passar pela capa de concreto moldada no local validada, verificou que a seção atingiu o estado limite último no domínio 3, atendendo as verificações até então, determinando através de cálculos que na seção B da Figura 16 atuará o momento fletor negativo máximo, finalizando, com isso, a verificação do estado limite último para solicitações normais.

A verificação do estado limite último para solicitações tangenciais demonstrou que o valor da força cortante máxima solicitante na seção era menor que o valor último resistido pela seção. A verificação do estado limite de fissuração foi feita em dois pontos, na seção localizada a 172,39 cm do apoio externo e na seção localizada a 93,66 cm do apoio. Esta verificação demonstrou que não haveria fissuras na seção do vão, atendendo, assim, a protensão completa, ressaltando que a laje em questão irá trabalhar como elemento contínuo e que próximo ao apoio deve haver uma região com concreto armado, o que conforme NBR 6118:2014, a laje em questão só poderá ficar exposta a ambientes de baixa agressividade, internos, revestidos de argamassa e pintura.

No estado limite de deformação excessiva, Merlin (2002) constatou que mesmo com o valor da carga de utilização tendo aumentado 25% quando comparado com a laje biapoiada, o deslocamento máximo ficou 50% menor.

5 METODOLOGIA

Com o intuito de comparar os modelos de cálculo propostos pela NBR 6118:2014, são desenvolvidos ensaios de protótipos de lajes com vigotas de concreto armado, bem como a geometria destes protótipos, materiais empregados na construção, ensaios dos componentes, equipamentos utilizados no experimento, esquema do ensaio, métodos de cálculos e um exemplo de dimensionamento de um beiral usual na construção civil, para posteriormente os resultados serem comparados o experimental x teórico.

5.1 Protótipo para teste

A seguir será definido como foi desenvolvido os protótipos de teste, foram realizados ensaios em quatro lajes com as dimensões de 158cm de comprimento, e 60cm de largura e 13cm de altura, contendo cada uma delas uma viga central composta por quatro armaduras longitudinais de 10mm de diâmetro e cinco estribos de 5mm de diâmetro, para cada lado da viga havia um balanço. Cada balanço continha duas vigotas de concreto armado com 75cm de comprimento, material inerte de EPS para o preenchimento entre as vigotas, malha de aço CA-60 de 5mm de diâmetro e uma capa de concreto armado de 5,5cm, para constatar a resistência ao esforço de momento fletor negativo das lajes no ensaio experimental.

5.1.1 Geometria

Para as vigotas de concreto armado foram adotadas bases de 9,5cm e altura de 8cm e comprimento de 150cm, essa geometria é determinada pelas formas do fabricante, essas vigotas foram cortadas ao meio para cumprir o propósito do experimento.

Na Figura 17, são apresentadas as vigotas utilizadas para a confecção dos protótipos de lajes pré-moldadas de concreto armado, no balanço.

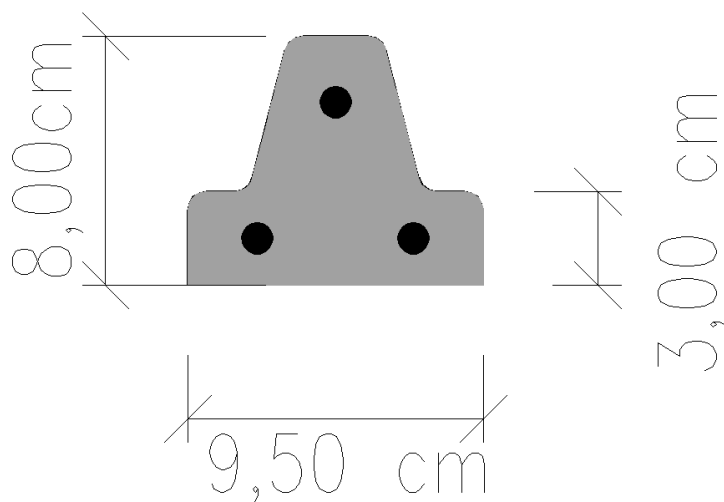
Figura 17 – Vigotas de concreto armado.



Fonte: Autor (2017)

Na Figura 18, são apresentadas as dimensões básicas da seção das vigotas utilizadas para a confecção dos protótipos de lajes pré-moldadas de concreto armado.

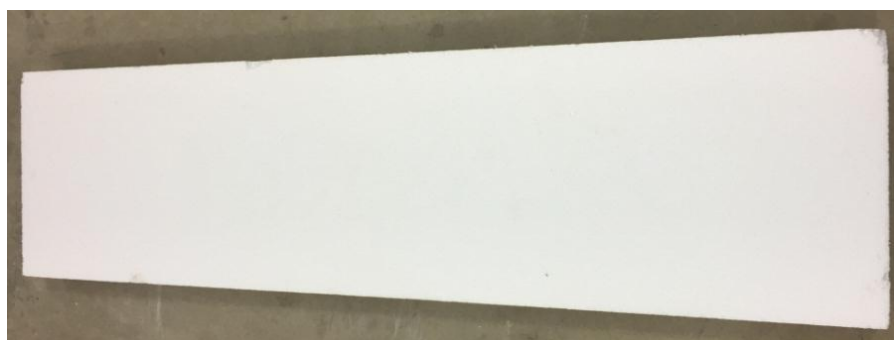
Figura 18 – Geometria da vigota.



Fonte: Autor (2017)

A Figura 19, apresenta a característica do material inerte de EPS utilizadas no experimento possuem dimensões da base menos 29,5cm, base maior 33cm, altura de 7,5cm e comprimento de 120cm, sendo utilizado 67cm para cada balanço devido à limitação do mesmo.

Figura 19 – Material inerte de EPS.



Fonte: Autor (2017).

Os protótipos possuem dimensões de 158cm de comprimento, 60cm de largura e 13cm de altura, onde, 8cm desses 13cm era composto pela vigota e preenchimento de EPS, completando 5,5cm de capa de concreto armado, pois a capa é dimensionada a partir do material inerte (EPS) que tinha meio centímetro a menos que a vigota. As lajes apresentada na Figura 20, possuem uma viga central com 14cm de base, altura de 28cm e comprimento de 60cm .

Figura 20 - Protótipo experimental.



Fonte: Autor (2017).

5.1.2 Execução dos protótipos

Para confecção das formas foram utilizados chapas de compensado naval na coloração preta de espessura de 3cm. As formas eram compostas de 9 partes, duas no formato “T” para o fechamento lateral, dois fechamentos das pontas dos balanços, dois fechamentos da lateral da viga, um fechamento da base da viga e duas travas abaixo do balanço com a finalidade de estacar o concreto do acabamento da ponta desse e dar estabilidade e esquadro para a forma. Foram realizadas quatro formas idênticas as das Figuras 21 e 22 para o experimento.

Figura 21 – Forma em vista explodida .



Fonte: Autor (2017)

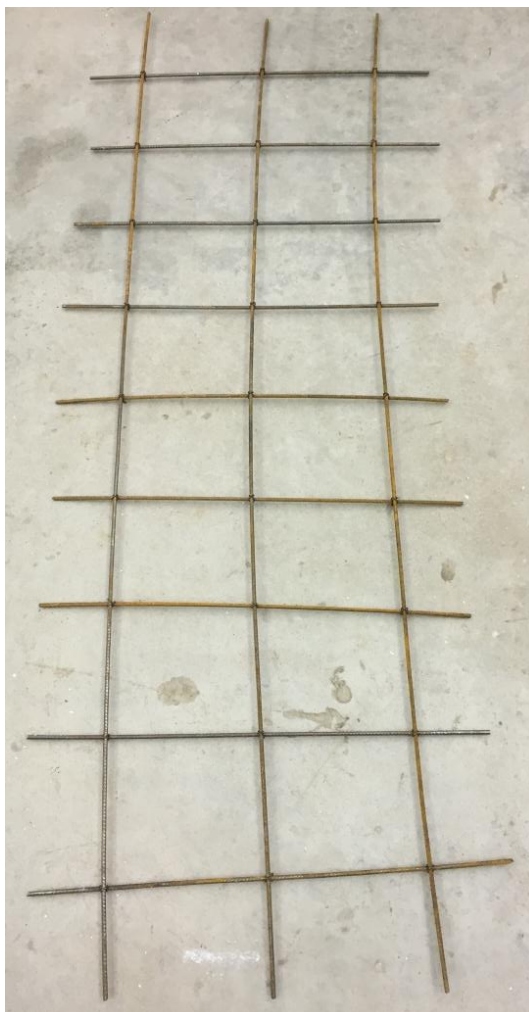
A Figura 22, apresenta a forma com suas partes já posicionadas e fixadas entre si, porém ainda sem o fechamento da base da viga.

Figura 22 – Forma concluída.



Fonte: Autor (2017)

Para armadura negativa foram utilizadas três barras longitudinais de aço com comprimento 154cm cada, e nove barras transversais de 56cm cada, espaçadas a cada 15cm com a finalidade de manter as barras longitudinais na posição correta. O aço utilizado para esta malha foi CA-60 de 5mm de diâmetro, as barras longitudinais foram posicionadas uma acima de cada vigota percorrendo toda a extensão da laje e entre essas armaduras foi adicionada mais uma para dar a característica de malha, amarradas com arame recozido número 12, como apresenta a Figura 23.

Figura 23 – Malha negativa.

Fonte: Autor (2017)

Para construir a armadura das vigas foram utilizadas quatro barras de aço longitudinais de 10mm de diâmetro em aço CA-50, cada barra com 70cm de comprimento. Foram confeccionados ganchos de 6,5cm nestas armaduras. Nos estribos foi utilizado o mesmo aço da malha da armadura negativa com comprimentos total de 88cm cada, contendo 22cm de altura por 11cm largura. Cada viga cotinha 5 estribos com espaçamento de 15cm entre si, como apresentado na Figura 24.

Figura 24 – Armadura da viga de apoio central.



Fonte: Autor (2017)

Após o posicionamento nas formas, as vigotas, armaduras e o material inerte de acordo com o projeto do experimento iniciaram-se a concretagem das lajes. A concretagem da viga e da capa se deu em um mesmo momento. Ao total foram realizadas seis betonadas, no qual foram retirados três corpos de prova por betonada, cada uma contendo o mesmo traço de 1,0 : 2,50 : 3,33 : 0,602. Os materiais utilizados foram: 103kg de cimento CP V ARI, 257,5kg areia fina, 342,99kg brita 1 e 61,56 litros de água potável. No cotidiano das obras utiliza-se cimento CP II. A utilização do cimento Portland de alta resistência inicial (CP V ARI) justifica-se devido ao tempo limitado para a obtenção dos resultados.

Com a areia separada e seca ao ar livre iniciou-se o peneiramento em peneira ABNT 4,75 mm para garantir a uniformidade dos grãos e também que nenhum corpo estranho fizesse parte do concreto. A brita 1 foi lavada na betoneira para retirada do excesso de pó avermelhado que continha na superfície, melhorando com isso a sua qualidade de se agregar ao cimento, após a lavagem também foi seca ao ar livre.

Com os materiais da concretagem de acordo com os objetivos do estudo, foi dado início a sequência de concretagem onde, a brita 1 com 8 litros de

água, cimento, areia fina e o restante da água foram utilizados para a confecção.

Figura 25 – Material para confecção do concreto.



Fonte: Autor (2017)

Figura 26 – Lajes concretadas.



Fonte: Autor (2017)

5.1.3 Materiais

a) Cimento CP V ARI: devido a uma moagem mais fina do cimento juntamente com uma dosagem criteriosa de argila e calcário durante a produção do clínquer é atribuído ao cimento ARI a característica de logo nos primeiros dias de cura atingir altas resistências.

b) Areia fina: por seus grãos passarem na peneira ABNT 4,75 mm e ficarem retidos na peneira ABNT 0,15 mm, possuem a característica de agregado miúdo;

c) Brita 1: por seus grãos passarem na peneira ABNT 19,0 mm e ficarem retidos na peneira ABNT 9,50 mm, possuem a característica de agregado graúdo;

d) Aço CA-60: aço que possui resistência característica ao escoamento (f_{yk}) maior ou igual a 600 MPa.

e) Aço CA-50: aço que possui resistência característica ao escoamento (f_{yk}) maior ou igual a 500 MPa.

5.1.3.1 Ensaios de compressão de corpo de prova de concreto

Os ensaios de compressão nos corpos de prova (CP's) de concreto foram realizados para averiguar o f_{ck} do mesmo, tanto das vigotas quanto o das capas e vigas da laje. Como o concreto das vigotas foi confeccionado em uma só betonada onde foram retiradas seis amostras para ensaio de rompimento, e para o concreto das vigas e capas foram retiradas três amostras por betonadas, totalizando 18 (CP's) de capa e viga.

Para efetuar estes ensaios alguns passos devem ser seguidos, sendo eles:

a) Preparação dos moldes cilíndricos: os moldes limpos recebem na parte interna, base e parede, um revestimento de óleo mineral que não reage com o cimento, com o intuito de facilitar a desforma;

b) Moldagem dos CP's: após a confecção do concreto ele é colocado no molde cilíndrico até atingir a metade do volume, então 12 golpes são executados na superfície deste concreto com haste padronizada. Passada essa etapa o restante do volume do molde é preenchido com concreto, realizando novamente os 12 golpes, após efetua-se o arrasamento do topo, e na lateral externa do cilindro são executados alguns golpes com a finalidade de retirar bolhas de ar do interior do concreto.

c) Desmoldagem dos CP's: após 24 horas de cura, os CP's foram retirados dos moldes cilíndricos e submersos em um recipiente com água para o restante da cura;

d) Preparação das bases dos CP's: antes dos ensaios de compressão dos CP's foi necessária a regularização de suas faces com o intuito de deixar as bases planas, evitando com isso que a área de contato não seja completa sobre os mesmos. Nesse processo foi utilizada uma retificadora para uniformizar a superfície dos CP's;

e) Ensaio dos CP's: Os CP's prontos foram posicionados na prensa pneumática onde foi aplicada uma força de compressão até a sua ruína, como mostra a Figura 27.

Figura 27 – CP após ensaio de compressão.



Fonte: Autor (2017)

Com os resultados dos ensaios foi determinada a resistência à compressão do concreto utilizado nas lajes. Por tratar-se de uma pesquisa e de apenas três CP's por betonada serem postos à prova adotou-se a resistência média do concreto à compressão para determinação dos resultados, como apresenta o Quadro 1.

Quadro 1 – Resultados dos ensaios de compressão dos CP's de concreto.

Betonada	CP1 (MPa)	CP2 (MPa)	CP3 (MPa)	Média CP's (f_c)	Coef. de variação (%)
1	20,47	21,74	20,79	21,00	3,14%
2	22,22	23,38	24,18	23,26	4,23%
3	21,95	21,94	22,00	21,96	0,14%
4	26,63	27,54	26,25	26,81	2,47%
5	28,19	26,83	23,39	26,14	9,45%
6	22,69	21,56	24,51	22,92	6,49%

Fonte: Autor (2017)

Com os resultados dos ensaios determinou-se a resistência à compressão do concreto utilizado nas vigotas. Por ser pouca quantidade de vigotas e de dimensões pequenas o concreto para a confecção dessas pode ser feito em uma única betonada, assim sendo, retiradas mais amostras para ensaio, seis CP's, e por serem todos de uma mesma betonada, foi adotada a resistência média do concreto à compressão para determinação dos resultados, como apresenta o Quadro 2.

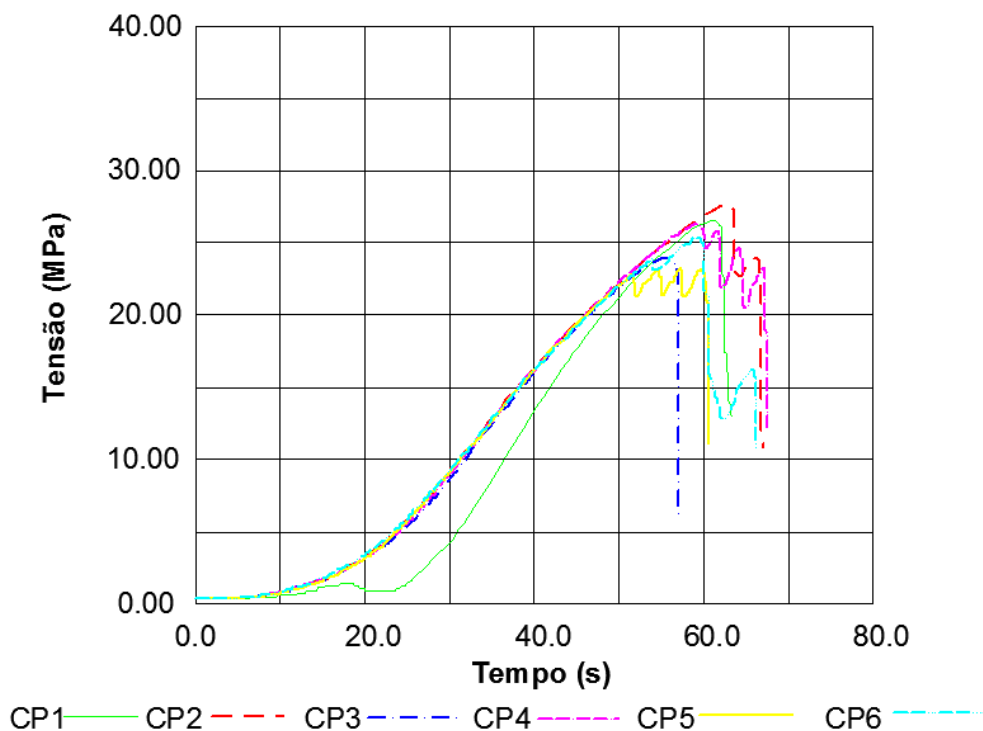
Quadro 2 - Resultados dos ensaios de compressão dos CP's do concreto das vigotas.

CP's das vigotas (Mpa)		Média (f_c)	Coef. de variação (%)
CP1	26,57	25,48	6,59%
CP2	27,65		
CP3	23,94		
CP4	26,24		
CP5	23,19		
CP6	25,30		

Fonte: Autor (2017)

Para determinar a resistência à compressão do concreto utilizado nas vigotas, foram rompidos seis corpos de prova, os resultados do ensaio podem ser visto no Gráfico 1.

Gráfico 1 - Ensaio de resistência à compressão em CP's das vigotas de concreto



Fonte: Autor (2017)

5.1.3.2 Ensaio de tração das barras de aço

Este tipo de experimento, ensaiar barras de aço na tração, é uma prática fundamental para constatar se a mesma atende aos parâmetros mínimos para o qual foi designado.

Os ensaios se deram em dois diâmetros diferentes, três corpos de prova de 10mm aço CA-50 utilizados na viga central dos protótipos e três corpos de prova de 5mm aço CA-60 utilizados nos estribos da viga central e na malha negativa das capas das lajes. Todas foram ensaiadas da mesma forma com o intuito de captar os resultados e utilizar um valor médio nos cálculos. Após prender os corpos de prova nas castanhas da máquina pneumática Figura 28,

os corpos de prova foram submetidos a um esforço de tração passando pelos regimes elástico e plástico até a ruptura dos elementos ensaiados, podendo com estes, obter os resultados de tensão de escoamento (f_y) e tensão última (f_u). Esses resultados podem ser vistos nos Quadros 3 e 4.

Figura 28 – Aço rompido após o ensaio de tração.



Fonte: Autor (2017)

A tensão de escoamento dos corpos de prova do aço CA-50 de 10mm seguiu os mesmos critérios de média adotados no concreto, como apresenta o Quadro 3.

Quadro 3 - Resultados do ensaio de tração em barras de aço CA-50 10mm.

Corpo de prova	Tensão de escoamento (f_y)	Média (f_{ym})	Coef. de variação (%)	Tensão última (f_u)	Média (f_{um})	Coef. de variação (%)
CP1	582,37	567,41	2,30%	686,65	675,64	1,41%
CP2	561,61			670,46		
CP3	558,25			669,80		

Fonte: Autor (2017)

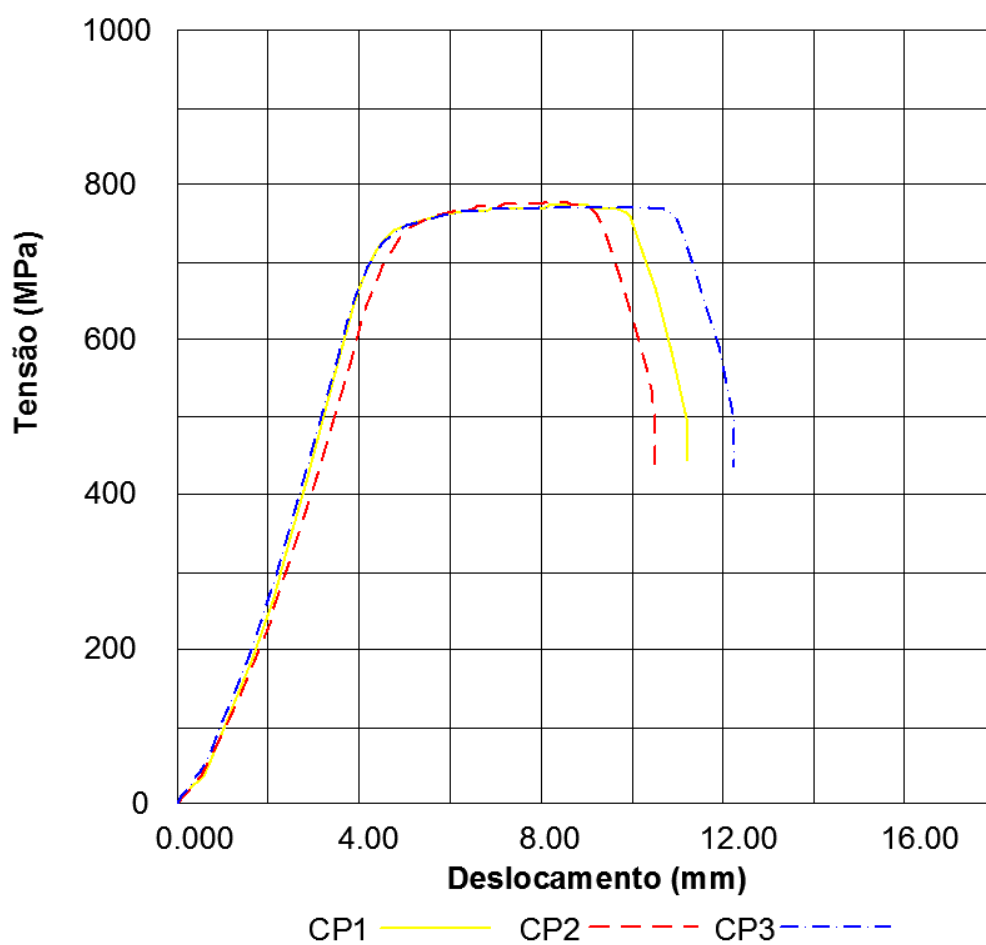
A tensão de escoamento dos corpos de prova do aço CA-60 de 5mm seguiu os mesmos critérios de média adotados no concreto, como apresenta o Quadro 4.

Quadro 4 - Resultados do ensaio de tração em barras de aço CA-60 5mm.

Corpo de prova	Tensão de escoamento(f_y)	Média (f_{ym})	Coef. de variação (%)	Tensão última (f_u)	Média (f_{um})	Coef. de variação (%)
CP1	764,06	766,69	0,59%	769,85	772,49	0,47%
CP2	771,96			776,70		
CP3	764,06			770,91		

Fonte: Autor (2017)

Gráfico 2 - Ensaio de tração em barras de aço 5,00 mm CA-60



Fonte: Autor (2017)

5.2 Análise experimental

5.2.1 Equipamento e modelo de ensaio

Para os ensaios dos momentos negativos em vigotas de concreto armado utilizou-se equipamento EMIC GR048 com sistema autotravante e pré-aperto por sistema pneumático. A capacidade do equipamento é de 30.000Kgf (300kN) tanto para ensaios de tração como compressão, conforme mostra a Figura 29. Dispositivos como perfis metálicos e trilho de trem também fizeram parte deste ensaio.

Figura 29 - Equipamento utilizado nos ensaios.

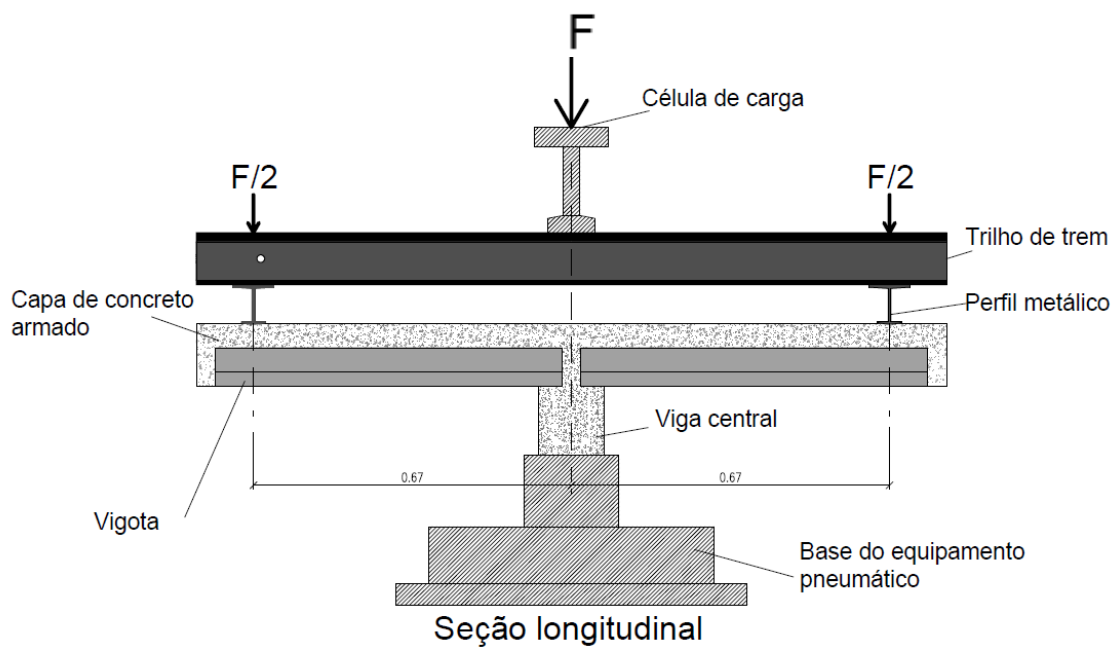


Fonte: Autor (2017)

A viga central da laje foi posicionada no centro do equipamento EMIC GR048, de acordo com a Figura 31, deixando os balanços da laje com a mesma distância do centro da força. Um perfil metálico foi posicionado na extremidade de cada balanço a 67cm da linha central do eixo da viga deixando um vão entre os pontos de carga de 134cm, e acima destes perfis estava o

trilho de trem para transferir a carga do equipamento para os balanços da laje de acordo com esquema da Figura 30.

Figura 30 – Esquema do ensaio para análise de momentos negativos.



Fonte: Autor (2017)

Figura 31 – Posicionamento da viga central na máquina.



Fonte: Autor (2017)

Figura 32 – Posicionamento da laje e dispositivos para o ensaio.



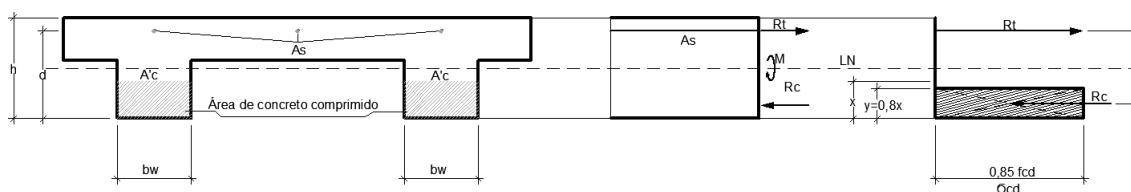
Fonte: Autor (2017)

5.3 Análise teórica

Neste capítulo será demonstrada a sequência de cálculo, conforme NBR 6118:2014, utilizados na comparação da análise experimental, momentos de cálculo (M_d) e momento estimado de ruptura ($M_{est,rup}$).

5.3.1 Momento de cálculo (M_d)

Figura 33 – distribuição de tensões e deformações da laje



Fonte: Donin (2017), adaptado pelo autor

Com a área da seção e o resultado da resistência do aço a tensão de escoamento determinada, são definidas as tensões de tração pela Equação 28.

$$R_t = A_s \cdot f_y \quad (28)$$

$$R_t = 3 \cdot (\pi r^2) \cdot f_y$$

$$R_t = 3 \cdot (\pi 0,25^2) \cdot \frac{76,669}{1,15} = 39,271 \text{ kN}$$

A força de tensão de compressão do concreto deve estar em equilíbrio com a tensão de tração do aço para que seja determinado o centro da área onde o concreto está sendo comprimido pela Equação 30.

$$R_c = R_t \quad (29)$$

$$R_c = A_c \cdot f_c \quad (30)$$

$$R_c = 0,8 \cdot x \cdot b_w \cdot f_c$$

$$39,271 = 0,8 \cdot x \cdot 19 \cdot \frac{2,548}{1,4}$$

$$x = 1,42 \text{ cm}$$

Conhecendo o centro da área comprimida do concreto pode-se determinar o braço de alavanca entre a área comprimida do concreto e a área tracionada do aço, conforme a Equação 31.

$$Z = d - 0,4 \cdot x \quad (31)$$

$$Z = 11,475 \text{ cm} - 0,4 \cdot 1,42 = 10,907 \text{ cm}$$

Com estes resultados verifica-se o momento resistente de cálculo (M_d) pela Equação 32.

$$M = Z \cdot R_c \quad (32)$$

$$M = 10,907 \cdot 39,271 = 428,3288 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

5.3.2 Momento estimado de ruptura (M.est,rup).

Com a área da seção e o resultado da resistência do aço a tensão de escoamento determinada, definem-se as tensões de tração pela Equação 28, porém sem o coeficiente de minoração do aço.

$$R_t = A_s \cdot f_y$$

$$R_t = 3(\pi r^2) \cdot f_y$$

$$R_t = 3 \cdot (\pi 0,25^2) \cdot 76,669 = 45,162 \text{ kN}$$

A força de tensão de compressão do concreto deve estar em equilíbrio com a tensão de tração do aço para que seja determinado o centro da área onde o concreto está sendo comprimido pela Equação 30.

$$R_c = R_t$$

$$R_c = A_c \cdot f_c$$

$$R_c = 0,8 \cdot x \cdot b_w \cdot f_c$$

$$45,162 = 0,8 \cdot x \cdot 19 \cdot 2,548$$

$$x = 1,17 \text{ cm}$$

Conhecendo o centro da área comprimida do concreto pode-se determinar o braço de alavanca entre a área comprimida do concreto e a área tracionada do aço, conforme a Equação 31.

$$Z = d - 0,4 \cdot x$$

$$Z = 11,475 \text{ cm} - 0,4 \cdot 1,17 = 11,007 \text{ cm}$$

Com estes resultados, verifica-se o momento resistente de cálculo (Md) pela Equação 32.

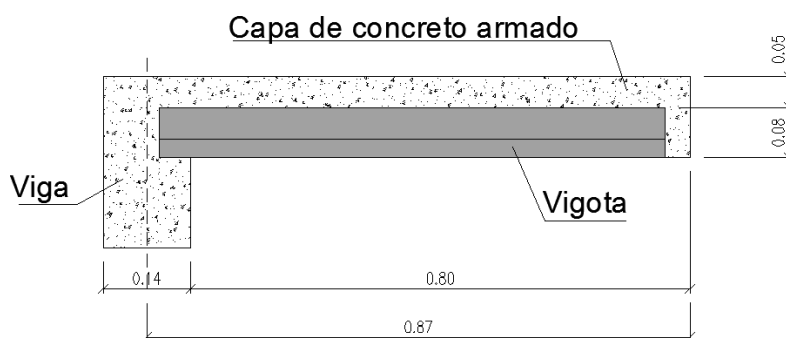
$$M = Z \cdot R_c$$

$$M = 11,007 \cdot 45,504 = 500,862 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

5.4 Exemplo de dimensionamento de um beiral usual

Para um melhor entendimento dos princípios adotados foi feito um exemplo do dimensionamento de um beiral usual em residências, este exemplo contempla uma seção longitudinal de 80 cm Figura 34 em uma faixa de 39 cm Figura 35 que é a distância entre eixos de duas vigotas. Esta situação é corriqueira na construção civil levando-se em conta que o aço da malha está perfeitamente posicionado acima da vigota, o que nem sempre é possível tendo em vista que geralmente não há um controle rigoroso na confecção destes posicionamentos.

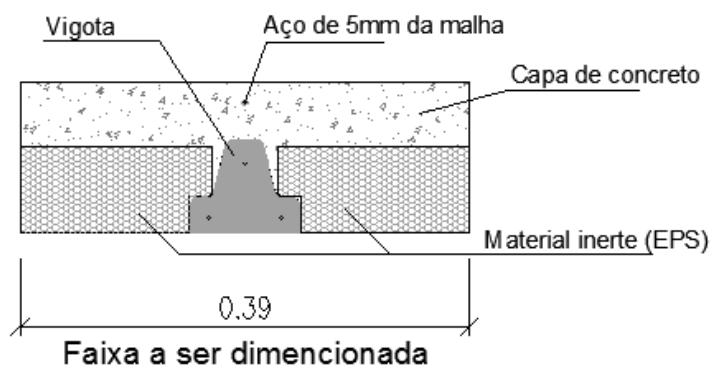
Figura 34 – Seção longitudinal de um beiral de 80 cm em balanço.



Seção longitudinal do beiral

Fonte: Autor (2017)

Figura 35 – Faixa do beiral a ser dimensionada para o exemplo



Fonte: Autor (2017)

5.4.1 Dimensionamento de uma faixa de laje de 39cm x 80cm

Peso próprio laje $m^2 = 1,80\text{kN}/m^2$

Telhado = $0,30\text{kN}/m^2$

Revestimento = $0,38\text{kN}/m^2$

Sobrecarga = $0,5\text{kN}/m^2$

Total = $2,98\text{kN}/m^2$

Carga pontual na ponta do beiral de 2kN, conforme determina NBR 6120:1980.

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} + (2 \cdot l) \quad (33)$$

$$M = \frac{2,98 \cdot 0,87^2}{2} + (2 \cdot 0,87)$$

$$M = 2,867781 \times 39\text{cm}$$

$$M = 111,843 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{sd} = 111,843 \cdot 1,4 = 156,580\text{kN} \cdot \text{cm}$$

Determinado o momento que irá atuar no balanço verifica-se como serão os momentos de cálculo do mesmo em uma faixa de 39 cm, contando que o concreto da vigota tenha resistência de 25MPa e o aço utilizado seja CA-50.

5.4.1.1 Momento de cálculo (Md)

Será apresentado neste item os cálculos utilizados para um exemplo de um beiral com balanço de 80cm, levando em conta que acima da vigota há apenas uma barra de aço de 5mm de diâmetro, comumente utilizado em obras.

$$R_t = A_s \cdot f_y$$

$$R_t = (\pi r^2) \cdot f_y$$

$$R_t = (\pi 0,25^2) \cdot \frac{50}{1,15} = 8,537 \text{ kN}$$

$$R_c = R_f$$

$$R_c = A_c \cdot f_c$$

$$R_c = 0,8 \cdot x \cdot b_w \cdot f_c$$

$$8,537 = 0,8 \cdot x \cdot 9,5 \cdot \frac{2,5}{1,4}$$

$$x = 0,63 \text{ cm}$$

$$Z = d - 0,4 \cdot x$$

$$Z = 11,475 \text{ cm} - 0,4 \cdot 0,63 = 11,223 \text{ cm}$$

$$M = Z \cdot R_c$$

$$M = 11,223 \cdot 8,537 = 95,81 \text{ kN.cm}$$

Neste primeiro caso foi visto o resultado dos momentos de cálculo (Md) utilizando apenas um barra de aço de 5mm de diâmetro, para os demais casos será visto no Quadro 5, soluções com duas ou mais barras de aço desta mesma bitola, apenas variando a quantidade.

Quadro 5 – Valores de momentos de cálculos (Md) para mais de uma barra de 5mm de diâmetro.

Nº de barras de aço	Momento de cálculo (Md)
1 ø 5,00mm	95,81 kN.cm
2 ø 5,00mm	187,33 kN.cm
3 ø 5,00mm	274,55 kN.cm

Fonte: Autor (2017)

6 RESULTADOS

Este capítulo aborda os resultados adquiridos através das forças atuantes no experimento em cada um dos protótipos constatando o momento de ruptura do experimento.

6.1.1 Resultados experimentais

Os resultados experimentais foram obtidos através das forças suportadas pelos protótipos conforme demonstra o Quadro 6.

Quadro 6 – Resultados experimentas.

Protótipo	$P_{ruptura}$ (kN)
1	17,070
2	17,215
3	18,032
4	16,967
Média	17,321
Coefficiente de variação (%)	2,80%

Fonte: Autor (2017)

Os momentos resistidos pelos quatro protótipos no experimento realizado em laboratório através da Equação 34 foram obtidos a partir dos resultados experimentais, os resultados podem ser vistos no Quadro 7.

$$M = \frac{F}{2} \cdot l \quad (34)$$

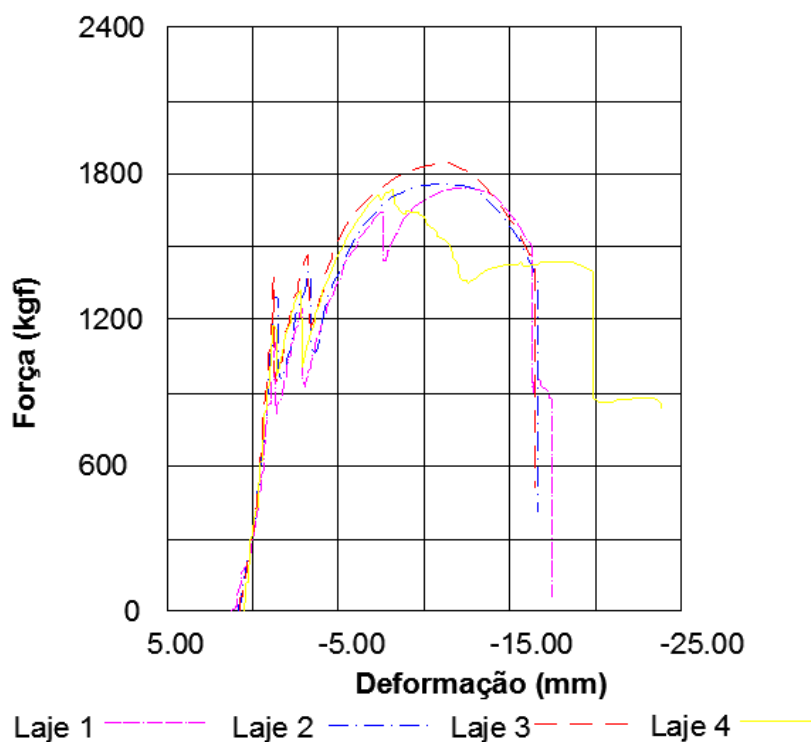
Quadro 7 – Resultados dos momentos de ruptura resistidos pelos protótipos.

Protótipo	$P_{ruptura}$ (kN)	Momento de ruptura (kN.cm)
1	17,070	571,845
2	17,215	576,703
3	18,032	604,072
4	16,967	568,395
Média	17,321	580,253

Fonte: Autor (2017)

Os ensaios de flexão dos quatro protótipos podem ser vistos no Gráfico 3, para facilitar a comparação estes gráficos foram unificados.

Gráfico 3 – Ensaio de flexão dos protótipos.



Fonte: Autor (2017)

6.1.2 Resultados teóricos

O Quadro 8 apresenta os valores de momento de cálculo (M_d) e o momento estimado de ruptura ($M_{est,rupt}$) e seus respectivos coeficientes de variação para facilitar uma análise criteriosa dos valores obtidos.

Quadro 8 - Resultados teóricos

Protótipo	M_d (kN.cm)	$M_{est,rupt}$ (kN.cm)
1	428,875	498,387
2	432,041	501,318
3	432,531	501,827
4	427,783	497,349
Média	430,308	499,720
Coeficiente de variação (%)	0,54%	0,44%

Fonte: Autor (2017)

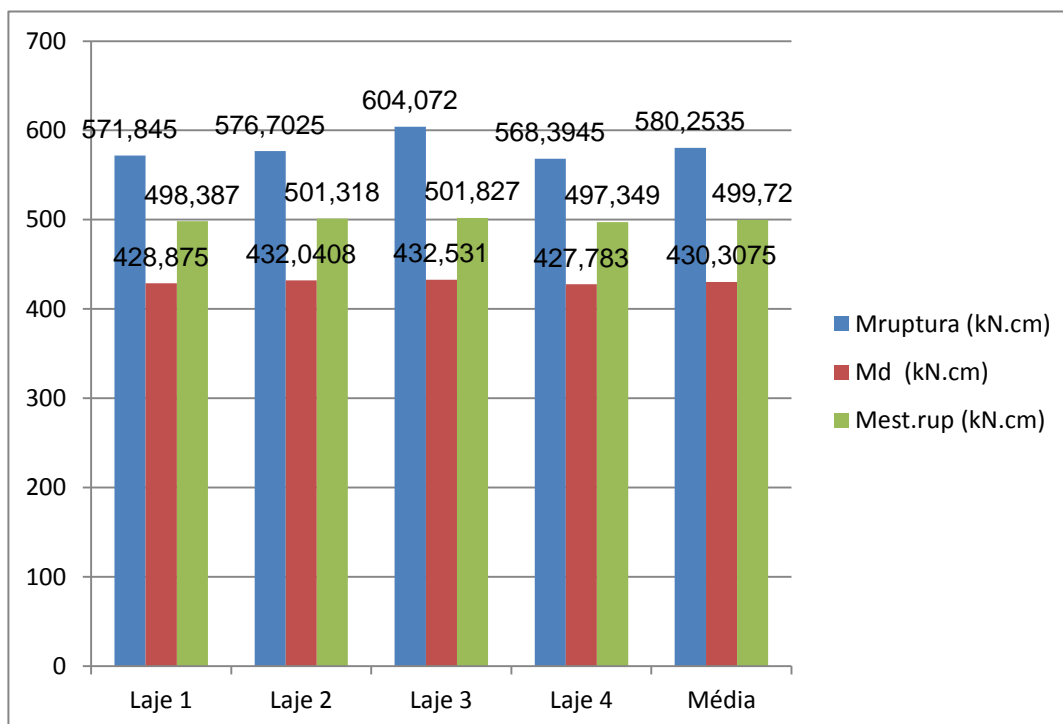
7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Verificar se os modelos para momentos fletores negativos estão de acordo com os estabelecidos pela NBR 6118:2014, assim como, os resultados do exemplo do beiral com 80cm de balanço.

7.1 Análise dos momentos do experimento x de cálculo e de estimativa de ruptura.

Os protótipos do experimento romperam na capa próximo à junção da viga central em ambos os lados com um valor médio de 17,321kN, caracterizando a separação laje viga, onde constatou-se que o aço (malha) chegou ao limite de ruptura, pois as vigotas não apresentaram esmagamento do concreto. No Gráfico 4, pode-se observar os valores do experimento x teórico.

Gráfico 4 – Comparação gráfica do momento do experimento x momentos de cálculos e de estimativa de ruptura.



Fonte: Autor (2017)

Como pode-se verificar no gráfico acima, os valores do experimento dos quatro protótipos foram superiores aos de cálculo e o estimado de ruptura. As respectivas médias foram de 580,253kN.cm momento de ruptura ($M_{rup,exp}$), 430,3075kN.cm momento de cálculo (M_d) e 499,72kN.cm momento estimado de ruptura ($M_{est,rupt}$). Pode-se verificar ainda que os valores do experimento são mais próximos ao estimado de ruptura, isso se dá por esse não levar em conta os coeficientes de minoração se aproximando consideravelmente do valor real, ficando 13,88% abaixo do valor do experimento, enquanto o momento de cálculo (M_d) fica 25,84% abaixo do valor do experimento. No Quadro 9, pode-se averiguar as frações dos cálculos pelo experimento.

Quadro 9 – Frações dos cálculos pelo experimento.

Protótipo	$\frac{M_{rup}}{M_{rup}}$	$\frac{M_d}{M_{rup}}$	$\frac{M_{est.rup}}{M_{rup}}$
1	1	0,7499	0,8715
2	1	0,7491	0,8693
3	1	0,7160	0,8750
4	1	0,7526	0,8612

Fonte: Autor (2017)

7.2 Análise dos resultados do exemplo do beiral.

No intuito de deixar um pouco mais claro e trazer o experimento para uma situação corriqueira da construção civil, no final do capítulo 5 está disposto um exemplo de um beiral de 80 cm de balanço calculado da mesma forma do proposto por este trabalho, verifica-se no Quadro 10 seus respectivos valores.

Quadro 10 – Comparativo de cálculos do exemplo do balanço de 80cm.

M. atuante no beiral	M. de cálculo (Md)
156,580kN.cm	95,81kN.cm

Fonte: Autor (2017)

O valor do momento atuante levou em consideração cargas do padrão deste tipo de estrutura conforme a NBR 6118:2014 bem como uma carga permanente de 2kN na ponta do balanço conforme determina NBR 6120:1980. Pode-se perceber que o momento atuante é muito maior que o momento de cálculo (Md), o que será um risco a este tipo de estrutura, pois as vigotas neste caso foram calculadas como se o concreto possuísse resistência a compressão na ordem de 25MPa, o que na realidade não é fato neste tipo de produto devido a sua falta de controle no processo de fabricação. Sabendo que neste caso o aço da malha tem maior relevância que a capa de concreto, por tratar-se de um balanço e, a sessão desta capa estar completamente tracionada, a estrutura pode vir a ruir a qualquer sobrecarga que sofrer, pois mesmo o aço possuindo um controle mais rigoroso que o da vigota no momento da fabricação (apesar do rigor na fabricação do aço fazer com que seus fatores de minoração sejam menores que o a vigota) ele ainda pode estar mal posicionado na estrutura, deixando-a em risco eminente de colapso. A situação de uma barra de aço de 5mm acima do balanço é corriqueira em obras, neste mesmo capítulo do exemplo, pode-se verificar no Quadro 5, valor com duas e três barras do mesmo diâmetro, onde os momentos de cálculo (Md) duplicam e triplicam os resultados, obtendo com isso valores acima do momento atuante no beiral.

8 CONCLUSÃO

Este trabalho abordou o estudo teórico e experimental de lajes compostas por vigotas pré-moldadas em concreto armado submetidas à momentos fletores negativos, conforme proposto pelos modelos de cálculos da NBR 6118:2014. Este capítulo tem como objetivo apresentar as conclusões obtidas com este estudo e sugestões para futuros trabalhos semelhantes.

Considerando que o modelo de cálculo proposto pela NBR 6118:2014 obteve valores de momentos experimentais na média superiores aos de cálculo (M_d) 25,81% e estimado de ruptura ($M_{est,rupt}$) 13,07%, concluiu-se que os resultados dos modelos de cálculos utilizados neste trabalho proporcionam uma relevância significativa a favor da segurança deste tipo de estrutura. O que é satisfatório levando-se em consideração aspectos como controle de fabricação dos elementos utilizados.

Os modelos de cálculo da NBR 6118:2014 mostraram-se eficientes para este tipo de experimento. Pequenas diferenças entre momento estimado de ruptura ($M_{est,rupt}$) e momento de ruptura (M_{rupt}) foram encontrados. Em nenhum caso de cálculo apresenta estimativa de ruptura superior às encontradas experimentalmente, o que se mostrou ser um método seguro.

Conforme as análises dos resultados, tanto do experimento quanto do exemplo do beiral, possibilitam a sugestão aos trabalhos semelhantes futuros que o balanço tenha mais área de aço na seção e, também, posicionar as armaduras da malha da capa de diferentes formas, variando os espaçamentos entre as barras.

Este trabalho oportunizou um vasto conhecimento prático e teórico sobre um tema bastante relevante nos projetos do cotidiano, tendo em vista que este tipo de situação ocorre frequentemente nas obras de maneira geral. Ainda, necessário ressaltar que este trabalho traz resultados bastante satisfatórios, realizados através de experimentos de protótipos muito semelhantes aos usuais, além de uma pesquisa voltada para contribuir com o avanço dos

sistemas construtivos. A confecção destes modelos de protótipos deixa clara a importância dos experimentos e o quanto este tipo de trabalho agrega conhecimentos dificilmente de ser adquiridos somente com a teoria.

9 REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M. *Curso de Concreto Armado*. Rio Grande: Dunas, 2014.

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

_____. *NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro 1980.

_____. *NBR 14859-1: Lajes pré-fabricadas de concreto*. Rio de Janeiro 2016.

_____. *NBR 14859-2: Lajes pré-fabricadas de concreto*. Rio de Janeiro 2016.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. Filho. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – segundo a NBR 6118:2014*. São Paulo: UFSCar, 2014.

DONIN, Christian. *Estruturas de concreto II*. Notas de aula do curso de Engenharia Civil. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2015.

FLÓRIO, M. C. *Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado*. 2004. 240 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de São Carlos, 2004.

MERLIN, A. J. *Momentos fletores negativos nos Apoios de lajes formadas por vigotas de concreto protendido*. 2002. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de São Carlos, 2002.

SANTOS, A. C.; PIANA, R. C. *Análise numérica e experimental de vigotas pré-moldadas em concreto armado para emprego em lajes nervuradas*. *Acta Scientiarum - Technology*, Maringá, v. 33, n. 3, p. 253-258, 2010.

SILVA, M.A.F. *Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado*. 2005. 239 f., Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de São Carlos, 2005.