CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Maurício Alan de Oliveira

LAJES PRÉ-MOLDADAS NERVURADAS UNIDIRECIONAIS EM CONCRETO ARMADO – ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE NERVURAS

Santa Cruz do Sul

2015

Maurício Alan de Oliveira

LAJES PRÉ-MOLDADAS NERVURADAS UNIDIRECIONAIS EM CONCRETO ARMADO – ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE NERVURAS

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

Orientador: Prof. Msc. Christian Donin

Santa Cruz do Sul
2015

Maurício Alan de Oliveira

LAJES PRÉ-MOLDADAS NERVURADAS UNIDIRECIONAIS EM CONCRETO ARMADO – ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE NERVURAS

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

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

Prof. Dr. Eduardo Rizzatti
Professor Examinador - UFSM

Prof. M.Sc. Marco Antonio Pozzobon
Professor Examinador - UNISC

Santa Cruz do Sul
2015

Dedico este trabalho aos meus pais, Marcos Edmundo de Oliveira e Rejâne Ritzel de Oliveira, pessoas essas que tornaram possível esse momento, ao não medirem esforços e por sempre estarem presentes me incentivando em minha trajetória de vida.

AGRADECIMENTOS

A conclusão desta etapa somente se tornou possível devido ao apoio e incentivo de pessoas que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu muito obrigado.

Agradeço especialmente aos meus pais Marcos Edmundo de Oliveira e Rejâne Ritzel de Oliveira, pela compreensão, amparo, paciência e esforços não medidos em toda a minha jornada de vida, tornando a realização desse sonho possível.

Meus sinceros sentimentos de gratidão aos meus avôs maternos, Ernesto Ritzel Sobrinho e Ilza Ritzel os quais sempre fizeram presentes em toda minha vida, pelo amor e valores fundamentais em minha criação.

Agradeço aos colegas e grandes amigos de faculdade, futuros colegas de profissão, por todo companheirismo, amizade, conhecimentos compartilhados e também pelas marcantes madrugadas de estudos e realização de projetos durante toda jornada acadêmica, dedicando meus sentimentos de gratidão especialmente aos caríssimos Carolini Schimuneck, Diógenes Barbosa Tonello, Douglas da Rosa Silva, Fernanda Iserhard, Hiago Matos, Jeferson Rathke, José Rodrigo Canzian, Lucas Vargas Duarte, Luiz Fernando de Castro, Marcos Antônio Soares Pereira, Oldair Toledo da Silva, Patrick Ismael Seibt e Tiago Lucke. Agradeço também pela amizade e ajuda em diversos momentos da jornada acadêmica ao engenheiro Maurício Anton.

Com enorme gratidão cito grandes amigos conquistados nesse período de cinco anos, os quais levarei para toda vida: Dionas Rufino, Eduardo Veiga Dittberner, Henrique Keitel, Lucas Iser e Vinícius Braga Silveira.

Sou extremamente grato à dois grandes amigos de longa data, os quais tenho grande orgulho e honra de poder chamá-los dessa forma, sendo eles o excelentíssimo advogado Fábio Marcial Silva dos Santos e a excelentíssima advogada Rita Kássia Neske Unfer, os quais sempre me incentivaram e deram apoio desde a minha pré-adolescência.

Agradeço especialmente ao meu caríssimo professor orientador Christian Donin, pela disposição em diversos horários estendidos para a realização deste trabalho, bem como os valiosos ensinamentos, tornando a realização deste trabalho possível. Assim como sou muito grato ao colega e amigo Augusto Kist, o qual não mediu esforços ao ajudar na execução dos protótipos, esforços esses que também fizeram a realização deste trabalho possível, bem como ao colega Henrique Werner, se disponibilizou em ajudar na pesquisa do tema.

Agradeço também aos grandes mestres e amigos formados durante toda essa jornada acadêmica, por todo o conhecimento gerado, especialmente aos caros Henrique Rupp, João

Rodrigo Guerreiro Mattos, José Antônio Rohfles Junior, Leandro Olívio Nervis, Marco Antonio Pozzobon e Marcus Daniel dos Santos

Agradeço a todos os colegas colaboradores da empresa PisoGround Tecnologia de pisos, pelos ensinamentos compartilhados e momentos vividos, especialmente ao engenheiro Mauro Fernando Dreher pelo incentivo e entendimento em diversos momentos em que me fiz ausente por motivos acadêmicos.

.

RESUMO

O presente trabalho tem por objetivo analisar o método de cálculo para dimensionamento de lajes nervuradas com vigotas de concreto armado, determinando solicitações nos estados limites de serviço e último, comparar os carregamentos suportados experimentalmente com os obtidos nos modelos teóricos, por meio da análise de quatro nervuras e assim, contribuir para o desenvolvimento de projetos de lajes formadas por vigotas. Nesse trabalho foram realizados ensaios em nervuras com vigotas pré-moldadas de concreto armado, formadas por um conjunto de vigota, capa de compressão em concreto e duas laterais de elementos de enchimento em EPS, visando determinar a capacidade de carga resistente das mesmas e posteriormente comparar com os carregamentos limites obtidos pelo modelo teórico. Para a realização dos ensaios de flexão, as vigotas foram submetidas a dois pontos de aplicação de carga, simulando uma situação de flexão pura no "terço médio" das mesmas e sobre dois apoios móveis horizontalmente a fim de evitar a introdução de forças horizontais. Para medir os deslocamentos verticais, foi posicionado um deflectômetro digital nas duas primeiras nervuras, não sendo utilizado nas quatro nervuras devido à sua limitação da amplitude de medição de deslocamento, sendo nessas realizadas as medições de deslocamentos através do próprio equipamento de ensaio. Ao final deste estudo, com base nos resultados analisados, foi possível apresentar conclusões sobre o nível de precisão e confiabilidade dos modelos de cálculo comparados ao comportamento real deste tipo de componente estrutural, assim como, sobre demais características e comportamento estrutural das lajes nervuradas em vigotas de concreto armado.

Palavras-chave: Laje nervurada; Concreto armado; Modelo simplificado; Análise experimental.

ABSTRACT

This work pretends to analyze the calculation method to dimension ribbed slabs with armed concrete joist, determining solicitations in the bound states of service and last, compare the charges supported experimentally with the obtained at the theorical models, through the analysis of four ribs and then, contribute to the development of slab projects made with joists. In this work it was made tests in ribs with pre molded joists of armed concrete, shaped bu joists, compression cover in concrete and two sides of filling elements in EPS, aiming to determinate the capacity of resistent charge of them and lately compare with the limit charging obtained by the theorical model. To make the flexion tests the joists were submited to two points of charge application, simulating a pure flexion situation at the "medium third" of them and from two horizontal mobile support aiming to avoid the horizontal forces. To measure the vertical displacement, a digital equipment was at the two first ribs, not being used at the four ribs because of its limitation of measuring amplitude of displacement, so at this ribs the displacement measures was through the test equipment. At the end of this research, based on the analyzed results, it was possible to show conclusions about the precision and reliability levels of the calculation forms compared to the real behavior of this kind of structural component, just like the features and structural behavior of the ribbed slabs in armed concrete joists.

Key words: Ribbed slabs; Armed concrete; Simplified form; Experimental analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Laje maciça 19
Figura 2 - Laje nervurada 19
Figura 3 - Laje cogumelo 20
Figura 4 - Laje lisa 20
Figura 5 – Laje mistra 21
Figura 6 – Laje em grelha 21
Figura 7 – Laje nervurada dupla 22
Figura 8 - Laje nervurada dupla - Seção transversal de uma laje nervurada 25
Figura 9 - Laje nervurada, normal, com as células aparentes, formas não inclinadas 25
Figura 10 - Laje nervurada, normal, com as células aparentes, formas inclinadas 26
Figura 11 – Laje nervurada, normal, com as células não aparentes 26
Figura 12 - Laje nervurada, normal, com forro em concreto aparente 27
Figura 13 - Laje nervura, normal, com forma em material cerâmico 27
Figura 14 - Laje nervurada, invertida, com nervuras aparentes 27
Figura 15 - Laje nervurada, invertida, com piso pré-fabricado 28
Figura 16 - Laje nervurada, dupla, com região de momento negativo 28
Figura 17 - Laje nervurada, dupla, com região de momento positivo 28
Figura 18 - Laje nervurada, com faces de nervuras curvas 29
Figura 19 - Laje nervurada, com forma perdida em forma de tubo 29
Figura 20 - Laje com vigota de concreto armado 30
Figura 21 - Laje com vigota de concreto protendido 30
Figura 22– Laje com vigota treliçada 31
Figura 23 – Esquema do Ensaio de Stuttgart realizado experimentalmente 36
Figura 24- Diagrama de momento fletor na região central da laje considerando plana maciça, nervura pré-moldada e elemento isolado 37
Figura 25– Esquema para o cálculo da largura colaborante 38
Figura 26– Posicionamento da linha neutra para cálculo de armadura longitudinal 39
Figura 27- Laje contínua unidirecional, submetida a momentos fletores positivo e negativo 41
Figura 28- Diagramas de momentos elástico e com plastificação no apoio central em uma laje contínua unidirecional 42
Figura 29– Esquema do ensaio de flexão – base composta por uma viga I 45
Figura 30– Esquema do ensaio de cisalhamento 45

Figura 31– Seção transversal das vigas ensaiadas 46
Figura 32– Esquema do ensaio 47
Figura 33– Esquema estático dos modelos (dimensões em cm) 48
Figura 34 – CP’s de concreto identificados 50
Figura 35 – Lapidação e regularização da superfície dos CP’s de concreto 51
Figura 36 – Posicionamento do CP’s de concreto no equipamento de ensaio 51
Figura 37 – CP’s de concreto rompido por tensões de compressão. 52
Figura 38 – Aplicação de óleo desmoldante em formas metálicas de vigotas pré-moldadas 53
Figura 39 – Lançamento do concreto nas formas metálicas das vigotas pré-moldadas 53
Figura 40 – Vigotas após espalhamento e reguamento do concreto 54
Figura 41 – Vigotas após desforma 54
Figura 42 – Corte das vigotas 55
Figura 43 – Corte e alocação das tavelas de enchimento de EPS 55
Figura 44 – Mistura do concreto da capa das nervuras 56
Figura 45 – Nervuras após lançamento e reguamento da capa de concreto 56
Figura 46 – Moldagem de CP’s do concreto da capa das nervuras 57
Figura 47 – Esquema do ensaio para análise da nervura com vigota pré-moldada em CA 58
Figura 48 – Posicionamento do perfil metálico I no equipamento de ensaio 58
Figura 49 – Apoios metálicos sobre perfil metálico I 59
Figura 50 – Equipamento de ensaio Emic GR048 59
Figura 51 – Deflectômetro de precisão Emic EE05 60
Figura 52 – Sistema de movimentação das nervuras 60
Figura 53 – Nervura posicionada sobre apoios metálicos 61
Figura 54 – Nervura após colapso 61
Figura 55 – Vigota e capa da nervura após colapso. 62
Figura 56 – Seção típica das nervuras ensaiadas (cotas em cm) 62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Carregamentos e momentos de ruína em nervura em CA 68
Tabela 2 – Valores utilizados para diferentes modelos de cálculo 68
Tabela 3 – Momentos e carregamentos máximos obtidos pelos modelos de cálculo 69

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Diagrama momento x deslocamento para os ensaios realizados em nervuras de CA.....67
Gráfico 2 – Momento x deslocamento, conforme NBR 6118:2014.....69
Gráfico 3 – Cargas de ruptura das nervuras – F (kN).....70
Gráfico 4 – Momentos de ruptura (kN*m).....71
Gráfico 5 – Valores experimentais sobre valores de cálculo conforme NBR 6118:2014.....72
Gráfico 6–Deslocamentos experimentais x deslocamentos de cálculo conforme NBR 6118:2014 (geral) 73
Gráfico 7 - Deslocamentos experimentais vs deslocamentos de cálculo conforme NBR 6118:2014 (ampliado) 74

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_s	-	Área de aço
bw	-	Largura
d	-	Altura útil
d'	-	Distância
E_c	-	Módulo de elasticidade do concreto
E_{ci}	-	Módulo de deformação tangente inicial
E_{cs}	-	Módulo de elasticidade secante
E_s	-	Módulo de elasticidade do concreto
ELU	-	Estado de limite último
EPS	-	Poliestireno expandido (isopor)
F_{ck}	-	Resistência característica do concreto à compressão
F_{cd}	-	Resistência de cálculo do concreto à compressão
F_{ct}	-	Resistência à tração direta do concreto
h	-	Altura total
m	-	Metros
m²	-	Metros quadrados
M	-	Momento fletor
M_d	-	Momento fletor solicitante de cálculo
$M_{máx}$	-	Momento máximo
MPa	-	Mega Pascal – medida de resistência - 106 N/m²
M_{Rd}	-	Momento fletor resistente de cálculo
NBR	-	Normas Brasileiras
UNISC	-	Universidade de Santa Cruz do Sul
x	-	Altura (profundidade) da linha neutra
y	-	Altura da linha neutra convencional

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 16
1.1 Área e limitação do tema 16
1.2 Justificativa 16
1.3 Objetivos 16
1.3.1 Objetivos gerais 16
1.3.2 Objetivos específicos 16
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 17
2.1 Lajes 17
2.1.1 Pequeno histórico 18
2.1.2 Classificação 18
2.2 Lajes nervuradas 23
2.2.1 Definição 23
2.2.2 Lajes nervuradas moldadas no local 25
2.2.3 Lajes nervuradas pré-moldadas 29
2.3 Cálculo de solicitações e deslocamentos em lajes nervuradas unidirecionais com vigotas pré-moldadas 31
2.3.1 Características geométricas 31
2.3.2 Momento de fissuração 33
2.3.3 Resistência à tração 34
2.3.4 Módulo de elasticidade 34
2.3.5 Flechas 35
2.3.6 Momento fletor 36
2.4 Dimensionamento de lajes com vigotas pré-moldadas 37
2.4.1 Largura colaborante de vigas de seção T 37
2.4.2 Momentos resistentes pela seção da nervura 38
2.4.2.1 Momento positivo resistente pela seção da nervura 38
2.4.2.2 Momento negativo resistente pela seção da nervura 39
2.4.3 Verificação ao cisalhamento em lajes sem armadura para força cortante 39
2.4.4 Consideração da continuidade 40
2.5 Alguns estudos experimentais realizados 44
3 METODOLOGIA 49
3.1 Materiais 49

3.1.1 Concreto e aço da vigota 49
3.1.2 Concreto da capa 49
3.1.3 Caracterização dos materiais 49
3.1.3.1 Ensaios de compressão em CP's de concreto 50
3.1.3.2 Ensaios de tração em barras de aço CA-60 52
3.2 Confecção do modelo 52
3.2.1 Fabricação de vigotas na indústria 52
3.2.2 Execução dos protótipos de nervuras 55
3.3 Ensaios de flexão em nervuras compostas por vigotas pré-moldadas em concreto armado 57
3.3.1 Mecanismo e equipamentos de ensaio 57
3.3.2 Procedimentos para realização dos ensaios 60
3.4 Cálculo de momentos fletores de fissuração e atuantes na laje segundo a NBR 6118:2014 62
3.4.1 Momento de fissuração 62
3.4.2 Momento atuante 64
3.5 Cálculo dos deslocamentos segundo a NBR 6118:2014 64
3.5.1 Considerando as nervuras no estádio I 64
3.5.2 Considerando as nervuras no Estádio II 65
4 RESULTADOS 67
4.1 Experimentais 67
4.2 Momentos calculados conforme a NBR 6118:2014 e estimados de ruína 68
4.3 Deslocamentos calculados conforme a NBR 6118:2014 69
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS 70
5.1 Cargas verticais 70
5.2 Momentos 71
5.3 Deslocamentos 72
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 76
REFERÊNCIAS 78

1 INTRODUÇÃO

1.1 Área e limitação do tema

A presente pesquisa foi desenvolvida na área de estruturas pré-moldadas, com enfoque em lajes nervuradas unidirecionais com vigotas em concreto armado, realizando as análises de cálculo conforme a NBR 6118:2014 para os carregamentos, momentos e deslocamentos previstos pelos modelos de cálculo (projeto) e os estimados de ruína, bem como as análises experimentais através dos Ensaios de Stuttgart. Sendo que o estudo limitou-se nas análises e avaliações somente por quatro nervuras.

1.2 Justificativa

Estruturas de lajes pré-moldadas são de grande importância e largamente utilizadas na construção civil. Com isso, é necessário aprimorar o conhecimento sobre este tipo de laje, de modo que o mesmo seja utilizado com maior eficiência e confiabilidade.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivos gerais

Analisar o método de cálculo para dimensionamento de lajes nervuradas com vigotas em concreto armado, comparar os carregamentos suportados por análise experimental em nervuras e contribuir para o desenvolvimento do tema de lajes com tal sistema construtivo.

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar uma revisão bibliográfica da NBR 6118:2014 para o sistema estrutural adotado, descrevendo seu método de dimensionamento, execução, assim como enfatizar suas vantagens e desvantagens;
- Analisar os carregamentos e momentos suportados pelas nervuras com vigotas pré-moldadas em concreto armado pelos modelos de cálculo, bem como os deslocamentos previstos e confrontá-los com os resultados experimentais.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Lajes

Lajes são elementos estruturais planos bidimensionais, onde duas dimensões, comprimento e a largura, são da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão, a espessura, com isso, também são conhecidos como elementos de superfície, ou placas. Recebem grande parte das ações das edificações, as quais são definidas pela finalidade arquitetônica da obra em questão, podendo ela ser de forma distribuída na área, distribuída linearmente ou forças concentradas (BASTOS, 2015, p. 1; ARAÚJO, 2014, p. 1). De acordo com a NBR 6118:2014, as lajes são elementos de superfície plana, as quais estão sujeitas a ações em seu plano. Araújo (2014, p. 2), utiliza o termo “laje” para designar as “placas” de concreto armado.

Ainda conforme Leonhardt e Mönnig (1977), as lajes são elementos planos que dividem os andares e recebem os carregamentos dos revestimentos do piso e as cargas acidentais que poderão vir a ocorrer.

Araújo (2014) e Silva (2005) definem que a função primordial das lajes de concreto é a de receber os carregamentos aplicados sobre a estrutura do piso e transmiti-los para as vigas, que por sua vez conduzem aos pilares e por fim são direcionadas às fundações. As lajes também possuem a função de contraventamento e de mesas de compressão das vigas “T”. Para Silva (2005) outra função de grande importância das lajes quando construídas ligadas monoliticamente às vigas, consiste no funcionamento delas como mesas de compressão da seção “T” nos momentos positivos.

Conforme Franca e Fusco (1997), citados por Silva (2005), o consumo de concreto em lajes de uma edificação em concreto armado pode ser equivalente a aproximadamente dois terços do volume total consumido pelas estruturas de concreto do edifício. Portanto, não pelo único fato das lajes estarem presentes nas composições estruturais de pavimentos de edifício, mas também pelo elevado consumo de concreto, se torna extremamente importante a definição do tipo de laje (ou sistema estrutural) mais apropriado para um determinado pavimento de um prédio de concreto armado. Levando-se em consideração na escolha das lajes os aspectos econômicos, de funcionamento, de execução e demais critérios relacionados com subsistemas construtivos de edifício (instalações, vedações e outros).

Segundo Baykov e Sigalov (1986), citado por Donin (2007), o concreto possui maior resistência na compressão do que na tração, sendo que por motivo de possuir baixa resistência

à tração, quando exposto a esforços de flexão, acaba por ter uma baixa capacidade de resistir às solicitações. Com isso, é desprezada a capacidade do concreto resistir à tração, porém utilizam-se armaduras na região tracionada garantindo melhor desempenho aos esforços de flexão.

2.1.1 Pequeno histórico

Os romanos no ano de 27 a.C. descobriram o concreto como material de construção, o qual foi usado até a queda do Império Romano do Ocidente em 1453. O concreto voltou a ser utilizado a partir da metade do século XIX, foi usado em larga escala após o ano de 1824, onde foi descoberto o cimento (BOROWSKI, 2005).

As construções durante séculos foram executadas em pedra e madeira em que os assoalhos recebiam as cargas que eram transportadas às vigas transversais, de onde partiam para as vigas mestras e dessas chegavam aos pilares (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

Em 1861, na França, um jardineiro chamado de Monier, descobriu o concreto armado a partir da associação de arames à argamassa de cimento e agregado miúdo (areia), usado na confecção de vasos. A partir daí, mantendo o mesmo princípio já utilizado, com lajes, vigas e pilares. No entanto estes elementos passaram a ser feitos de concreto armado (BOROWSKI, 2005, p. 7).

O engenheiro Turner em 1906, foi pioneiro na mudança de concepção estrutural, construindo o Bovey Building em Minneápolis, usando um sistema chamado de lajes cogumelo, o qual era executado com lajes apoiadas diretamente em pilares. Utilizando lajes cogumelo, Turner construiu mais de trinta edificações entre 1906 e 1910 (BOROWSKI, 2005, p. 7). Segundo Silva (2002), citado por Borowski (2005, p.8), na terceira década do século XX, visando uma redução de custo, como alternativa às lajes maciças, surgiram as lajes nervuradas.

2.1.2 Classificação

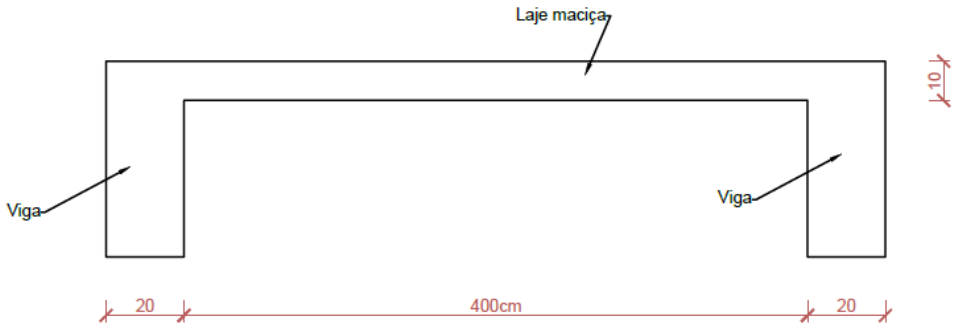
Existem vários critérios para classificar as lajes de concreto armado, são eles: quanto à forma, à natureza, tipo de apoio e ao tipo de armação, segundo Araújo (2014, p. 2), Bastos (2015, p. 1) e Leonhardt e Mönnig (1977).

O formato da laje deve-se ao projeto arquitetônico específico para cada obra, admitindo-se as seguintes formas geométricas: lajes retangulares, triangulares, quadradas, em T, L, Z e entre outras.

Quanto à natureza, podem ser classificadas pelo método executivo e pelos materiais utilizados para a concepção das mesmas, quais sejam:

a) Lajes maciças: são lajes de espessura uniforme com toda a sua extensão composta por concreto contendo armaduras longitudinais de flexão e eventualmente armaduras transversais, conforme a Figura 1, apoiadas ao longo do seu contorno em vigas ou paredes. São vastamente utilizadas nos edifícios residenciais, onde os vãos são menores;

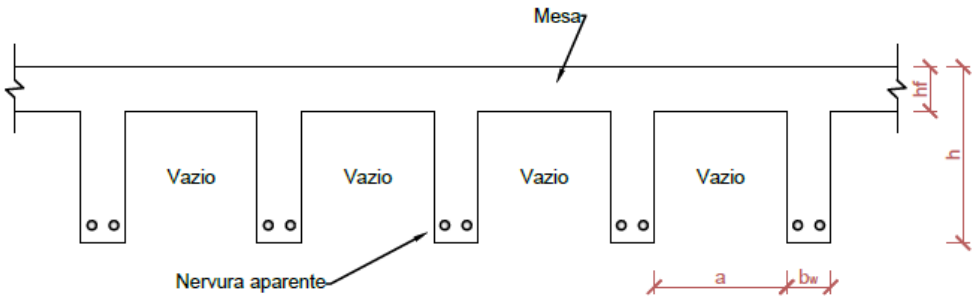
Figura 1 - Laje maciça



Fonte: Adaptado de Silva (2005).

b) Lajes nervuradas: são constituídas por nervuras com armaduras longitudinais de tração, reduzindo-se o peso próprio da laje e utilizadas para vencerem grandes vãos, normalmente superiores à 8 metros. Nesta situação, as nervuras ficam aparentes, a menos que a face inferior da laje seja revestida com um material inerte e de baixo peso específico, como os blocos cerâmicos e EPS, para tornar plana a superfície inferior da laje, conforme a Figura 2;

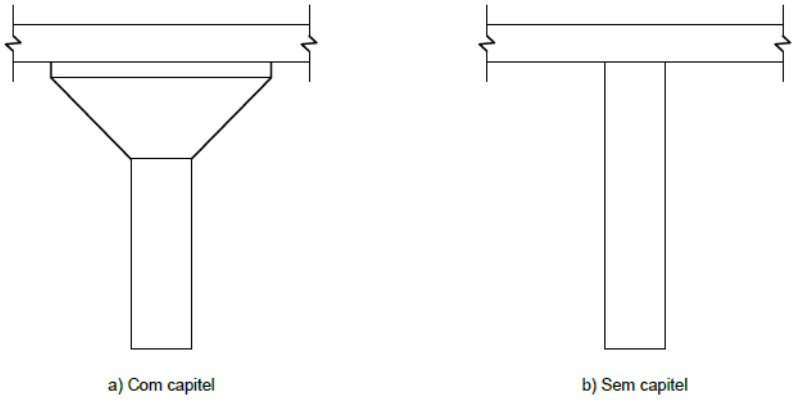
Figura 2 - Laje nervurada



Fonte: Adaptado de Silva (2005).

c) Lajes cogumelo: são as lajes apoiadas diretamente em pilares, gerando em um piso sem vigas. Nessa situação, o topo do pilar possui um aumento de seção, denominado capitel, a fins de aumentar a resistência à punção da laje, representado na Figura 3;

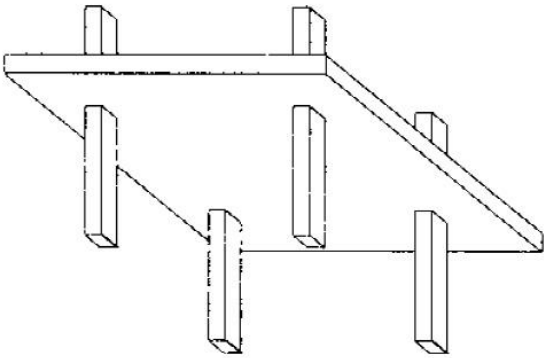
Figura 3 - Laje cogumelo



Fonte: Adaptado de Borowski (2005).

d) Lajes lisas: da mesma forma que as lajes cogumelos, elas são apoiadas diretamente em pilares, gerando em um piso sem vigas, como mostra a Figura 4. Porém nessa situação, o topo do pilar não possui um aumento de seção;

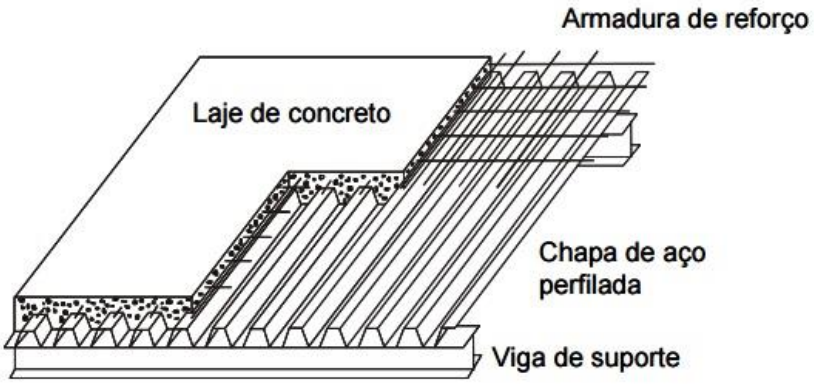
Figura 4 - Laje lisa



Fonte: Albuquerque (1999).

e) Lajes mistas: de acordo com Borowski (2005), esse tipo de laje possui o espaço entre as nervuras preenchido com material EPS/BVC, o qual contribui na peça subordinada a esforços de flexão, pois tem participação na resistência mecânica da laje, como apresenta a Figura 5;

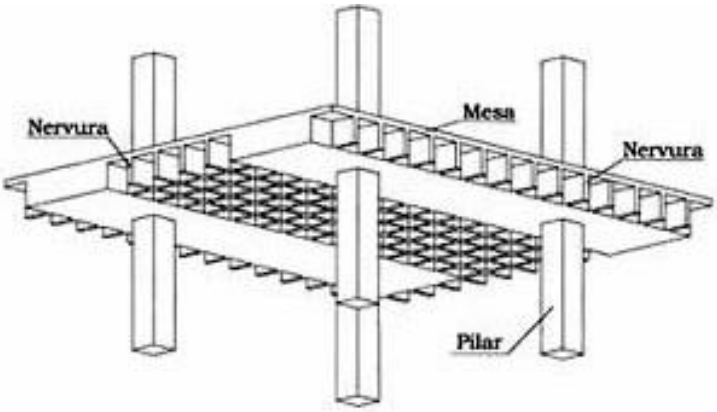
Figura 5 – Laje steel deck



Fonte: SSEDTA (2005).

f) Lajes em grelhas: para Borowski (2005), são lajes nervuradas que possuem um espaçamento superior de um metro. Para efetuarem-se os cálculos, a mesa é usada como uma laje independente e as nervuras como uma grelha de viga, conforme ilustrado na Figura 6;

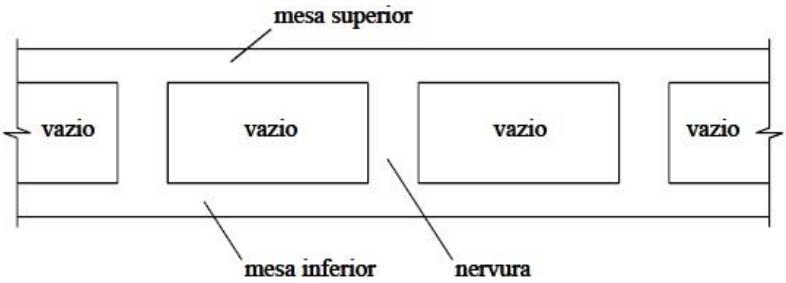
Figura 6 – Laje em grelha



Fonte: Vitruvius (2000).

g) Lajes duplas: segundo Silva (2005), nas lajes duplas as nervuras ficam entre uma mesa de concreto inferior e outra superior, como mostra a Figura 7. O espaço entre as nervuras pode ter material de preenchimento, servindo de forma para a mesa superior e para as nervuras, os espaços entre as nervuras podem ficar vazios, sendo necessária a utilização de formas. Esta prática está em desuso atualmente devido a sua dificuldade de construção;

Figura 7 – Laje nervurada dupla



Fonte: Adaptado de Silva (2005).

Já em relação ao tipo de apoio, Donin (2007) aponta que dependendo das condições de apoio, no caso, pelo trajeto percorrido pelas cargas até determinados pontos da estrutura, as lajes de concreto podem ser descriminadas como:

a) Apoio contínuo: ocorre quando a laje está apoiada sobre uma linha contínua, sendo ela formada por paredes de alvenaria, paredes de concreto, vigas de sustentação, metálicas ou de madeira. Pode ocorrer de todos os bordos estarem apoiados, ou eventualmente um ou mais bordos livres;
b) Apoio discreto: ocorre quando a laje está apoiada diretamente sobre os pilares, já referenciada como laje cogumelo. Podendo ser de três tipos, dependendo ou não da presença do reforço ou capitel, sendo elas lajes cogumelo com capitel aparente, com capitel invertido e sem capitel.

Em relação ao tipo de armação é aplicável somente a lajes retangulares, pois lajes com outras formas geométricas possuem varrições de armaduras, conforme os apoios, particularidades da forma e do projeto (DONIN, 2007). Com isso, elas são classificadas nas seguintes formas:

a) Armadas em uma só direção: são lajes cujas solicitações significativas de momentos fletores e forças cortantes apenas em uma direção, ocorrendo quando a razão entre o maior e o menor vão é superior à 2m;
b) Armadas em duas direções, ou armadas em cruz: são lajes cujas solicitações significativas de momentos fletores e forças cortantes estão aplicadas nas duas direções, ocorrendo quando a razão entre o maior e o menor vão é superior à 2m.

2.2 Lajes nervuradas

Devido à grande superfície do pavimento de uma edificação, essa normalmente é a parte da estrutura com maior consumo de materiais. Por isso, a redução de um centímetro na espessura, por exemplo, pode implicar numa economia considerável. Por conseguinte, aumentou a procura por pavimentos com dimensões estruturais reduzidas, pelo uso de concretos mais resistentes e também por melhorias nos processos de cálculos (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

Para situações onde os vãos são superiores a 5m e as cargas a serem suportadas são elevadas, é interessante utilizar um sistema estrutural com grande inércia e pesos próprios relativamente pequenos. Tais requisitos quase sempre são atendidos pelas lajes nervuradas (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

2.2.1 Definição

Segundo a NBR 6118:2014, lajes nervuradas são "lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração é constituída por nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte." A resistência do material de enchimento não contribui na resistência da laje, não sendo considerada em cálculo, pois a resistência e rigidez são proporcionadas pelas nervuras, unidas e solidarizadas pela mesa – capa (BASTOS, 2015).

Segundo Selistre (2000), citado por Borowski (2005), devido à baixa resistência mecânica à tração do concreto, onde na região que sofrerá com os esforços de tração, somente possui função de proteger a armadura e de conectá-la a zona comprimida. Com isso, remove-se todo o excesso de concreto posicionando as armaduras em nervuras.

De acordo com Andrade (1983), citado por Borowski (2005), a redução do consumo de concreto e do peso próprio das lajes nervuradas sem afetar a altura da seção resistente e sua rigidez, são gerados pelo espaço vazado entre as nervuras ou a substituição por materiais mais leves (preenchimento).

Albuquerque (1999), afirma que “lajes nervuradas são por definição um conjunto de nervuras solidarizadas por uma mesa de concreto”. Como as armaduras resistem aos esforços de tração, isso permite que a zona tracionada seja discretizada em forma de nervuras, sem comprometer a mesa de concreto (região comprimida). Também ressalta que a principal vantagem das lajes nervuradas é a redução do peso próprio da estrutura.

Lajes nervuradas são elementos constituídos por uma série de vigas “T”, nas quais a distância livre entre nervuras *w* é inferior ou, no máximo, igual a 100cm e a sua espessura é igual no mínimo a *w*/15 ou 5cm (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977).

Bastos (2015, p. 65), explica que as lajes nervuradas são particularmente indicadas quando há necessidade de resistir a altas ações verticais e/ou de vencer grandes vãos.

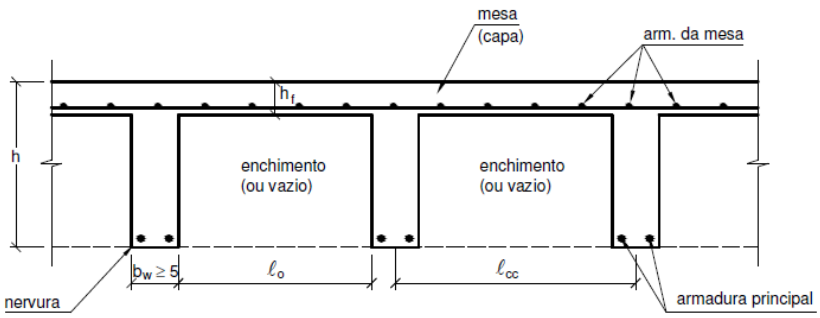
De acordo com Albuquerque e Pinheiro (1998), as principais vantagens das lajes nervuradas são:

- A utilização de poucos painéis de lajes para cobrir um pavimento a sua autonomia, pois atinge facilmente 80m²;
- A facilidade de execução das formas;
- A redução na interferência na arquitetura pelo número reduzido de vigas.

A NBR 6118:2014 indica a adoção dos seguintes parâmetros para lajes nervuradas:

a) Espessura mínima da mesa quando não existirem tubulações embutidas deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces das nervuras (*lo*) e não menor que 4cm. Para quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10mm, a espessura mínima da mesa deve ser de 5cm. Em casos de tubulações com diâmetro Ø maior que 10mm, a mesa deve ter espessura mínima de 4cm + Ø, ou 4cm + 2Ø no caso de haver cruzamento das tubulações;
b) Espessura mínima das nervuras deve ser de 5cm;
c) Nervuras com espessura menor que 8cm não podem conter armadura de compressão;
d) Em lajes com espaçamento igual ou inferior à 65cm, não é necessário a verificação da flexão na mesa e de cisalhamento nas nervuras;
e) Em lajes com espaçamento entre 65cm e 110cm é exigida a verificação de flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas. Permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90cm e a largura médias das nervuras for maior que 12cm. No caso de lajes nervuradas com espaçamento entre eixos maior que 110cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada entre grelhas de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura, detalhado na Figura 8.

Figura 8 - Laje nervurada dupla - Seção transversal de uma laje nervurada



Fonte: Bastos (2015).

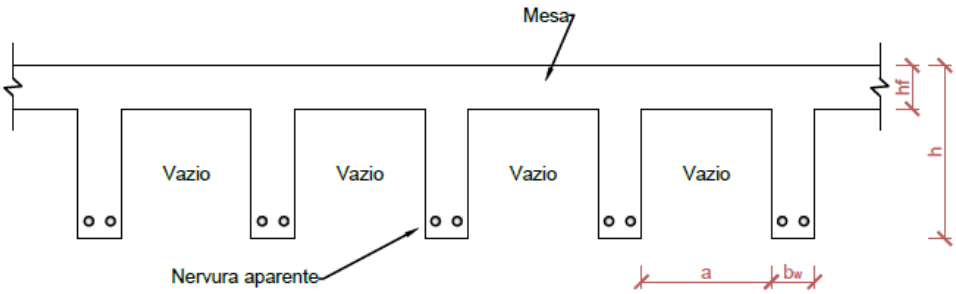
2.2.2 Lajes nervuradas moldadas no local

Lajes nervuradas moldadas no local (“*in loco”*), são as executadas na obra e na posição definitiva que serão utilizadas, podendo ser posicionadas em uma (laje nervurada unidirecional) ou duas direções (laje nervurada bidirecional). O processo executivo é composto basicamente por concreto, armaduras, formas (de madeira, metálicas ou polipropileno), materiais de enchimento (materiais leves como tijolos cerâmicos vazados, blocos de concreto celular ou de poliestireno expandido), cimbramento (de madeira ou metálico) e mão de obra (SILVA, 2005; JUNIOR e GIONGO, 2007).

De acordo com Junior e Giongo (2007), as classificam das seguintes formas:

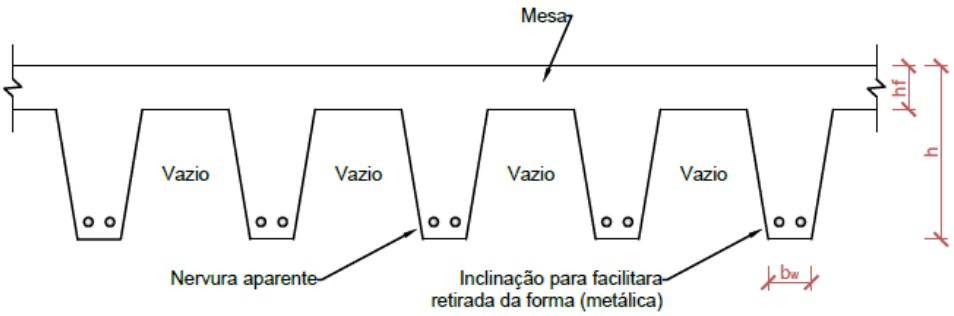
a) Laje nervurada, normal, com as células aparentes: pode ser com as faces não inclinadas ou inclinadas, representada pelas Figuras 9 e 10. São necessárias formas posicionadas sobre o tablado de madeira, com os devidos espaçamentos e apoiado em cimbramento. Tais formas podem ser de madeira, metálicas, fibras de vidro ou fibras plásticas (reutilizáveis);

Figura 9 - Laje nervurada, normal, com as células aparentes, formas não inclinadas



Fonte: Adaptado de Junior e Giongo (2007).

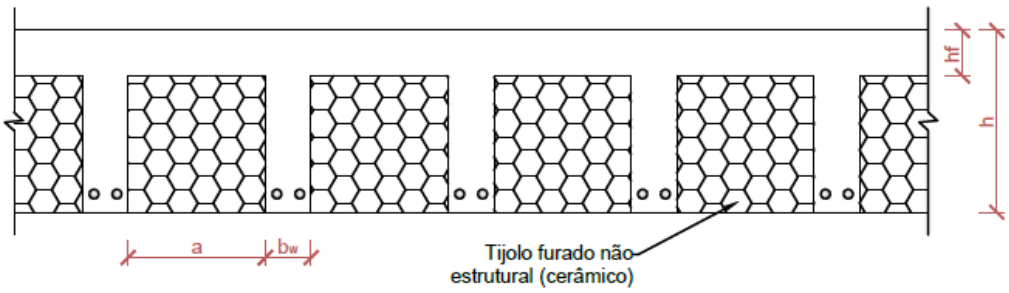
Figura 10 - Laje nervurada, normal, com as células aparentes, formas inclinadas



Fonte: Adaptado de Junior e Giongo (2007).

b) Laje nervurada, normal, com as células não aparentes: objetiva evitar o uso de formas entre as nervuras e a face inferior da mesa. São utilizados materiais como blocos cerâmicos, de concreto celular, de poliestireno expandido (EPS), entre outros materiais inertes sem finalidade estrutural, ficando incorporados na laje, conforme representado na Figura 11;

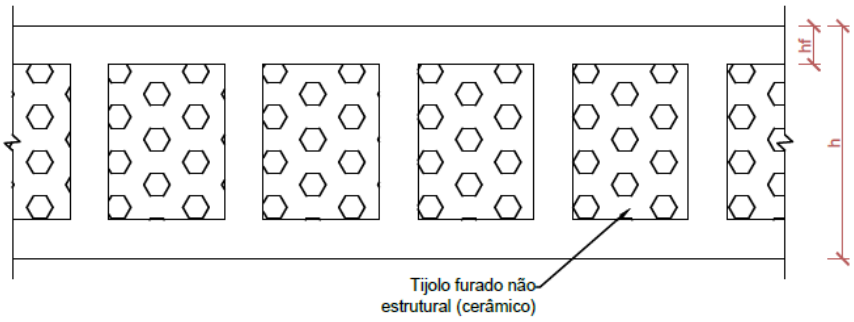
Figura 11 – Laje nervurada, normal, com as células não aparentes



Fonte: Adaptado de Junior e Giongo (2007).

c) Laje nervurada, normal, com forro em concreto aparente (caixão): utilizada quando o projeto arquitetônico exige que o forro seja em concreto aparente, gerando a necessidade de uma mesa inferior, onde serão apoiados os blocos cerâmicos ou de concreto celular, ilustrado pela Figura 12;

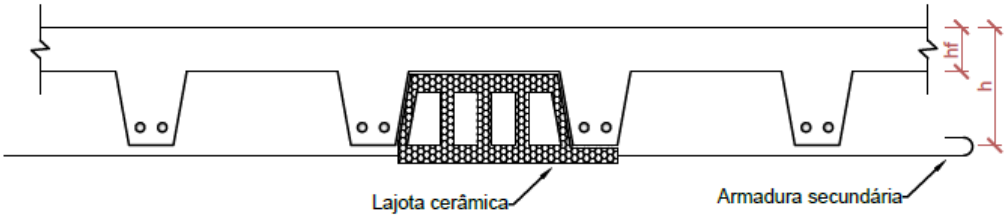
Figura 12 - Laje nervurada, normal, com forro em concreto aparente



Fonte: Adaptado de Junior e Giongo (2007).

d) Laje nervurada, normal, com forma em material cerâmico: utilizada em pequenas alturas, composta por lajotas cerâmicas com abas (laterais) de pequena espessura, onde são posicionadas as armaduras longitudinais, conforme Figura 13;

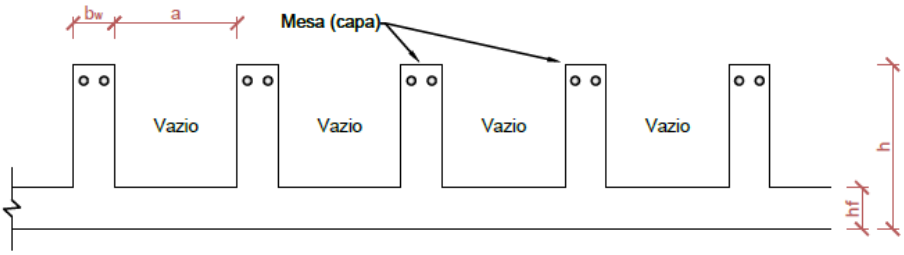
Figura 13 - Laje nervura, normal, com forma em material cerâmico



Fonte: Adaptado de Junior e Giongo (2007).

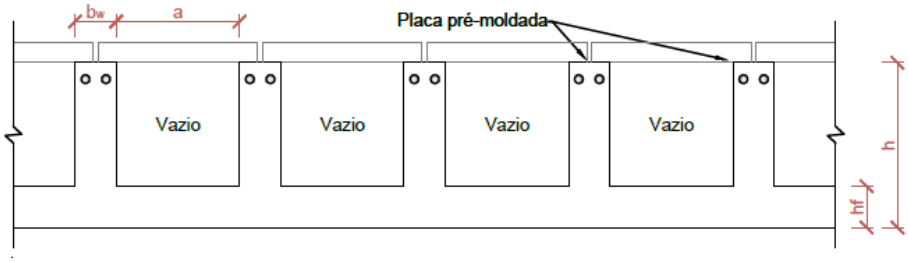
e) Laje nervurada, invertida: quando o momento fletor negativo causa tração na face superior, gera a necessidade da mesa na face inferior, para absorver as tensões de compressão. Portanto, as barras da armadura de tração ficam na região tracionada, conforme Figuras 14 e 15;

Figura 14 - Laje nervurada, invertida, com nervuras aparentes



Fonte: Adaptado de Junior e Giongo (2007).

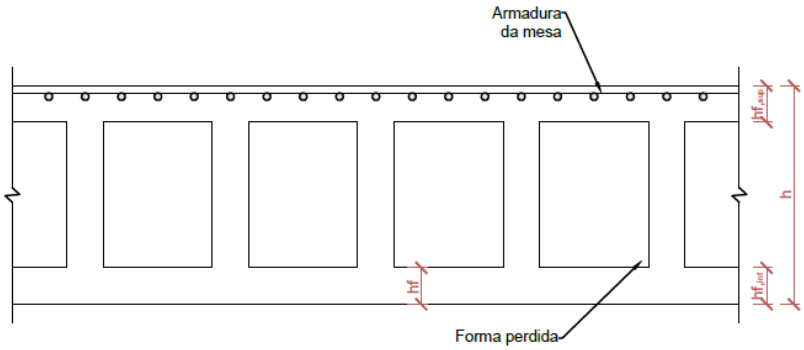
Figura 15 - Laje nervurada, invertida, com piso pré-fabricado



Fonte: Adaptado de Junior e Giongo (2007).

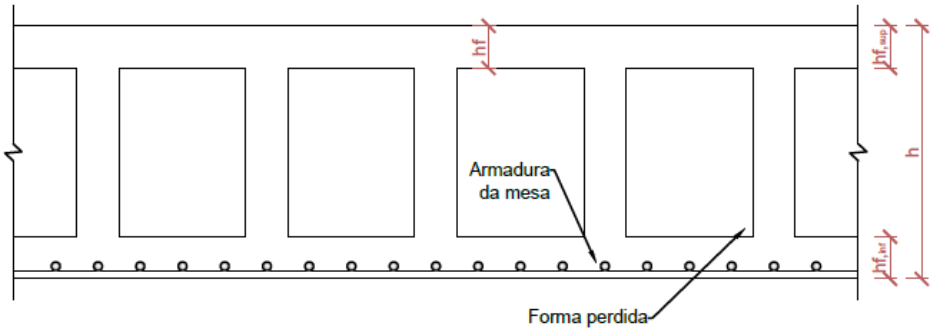
f) Laje nervurada, dupla: executada quando há necessidade de lajes nervuradas contínuas, pois se utiliza a mesa inferior para absorver as tensões de compressão, causadas pelos momentos fletores negativos. Nessa situação, as células são preenchidas com formas perdidas ou blocos de materiais inertes, de acordo com as ilustrações das Figuras 16 e 17;

Figura 16 - Laje nervurada, dupla, com região de momento negativo



Fonte: Adaptado de Junior e Giongo (2007).

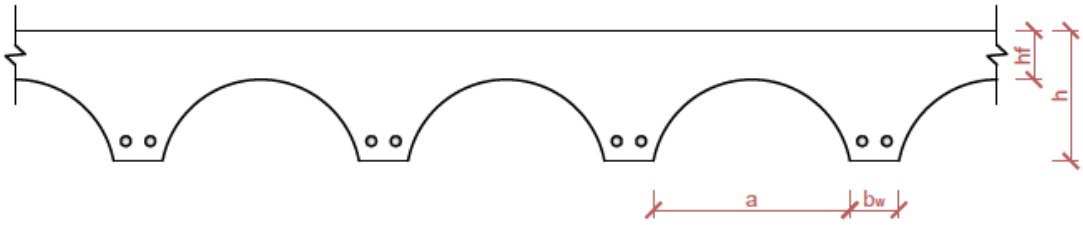
Figura 17 - Laje nervurada, dupla, com região de momento positivo



Fonte: Adaptado de Junior e Giongo (2007).

g) Laje nervurada com faces de nervuras curvas: executada quando exigida pelo projeto arquitetônico, gerando a necessidade de formas que atendam essa peculiaridade, conforme Figura 18;

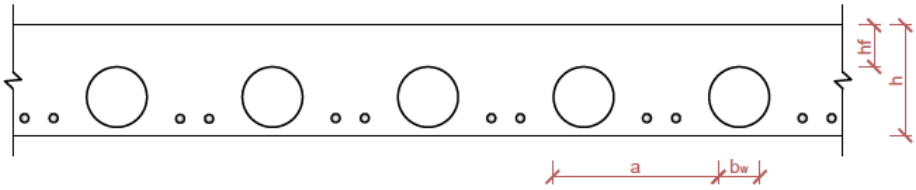
Figura 18 - Laje nervurada, com faces de nervuras curvas



Fonte: Adaptado de Junior e Giongo (2007).

h) Laje nervurada com forma perdida em forma de tubo: executada com formas de seções circulares, em papelão rígido e encapado com filme plástico, com seção típica representada na Figura 19;

Figura 19 - Laje nervurada, com forma perdida em forma de tubo



Fonte: Adaptado de Junior e Giongo (2007).

2.2.3 Lajes nervuradas pré-moldadas

De acordo com Bastos (2015), lajes nervuradas pré-fabricadas ou pré-moldadas, são lajes cujas suas partes são fabricadas em escala industrial ou no canteiro de uma fábrica e podem ser em concreto armado ou pretendido, sendo aplicadas em obras de pequeno, médio e grande porte. Giongo (2007), Silva (2005) e a NBR 14859-1:2002 (item 3.1.1), afirmam que para serem pré-fabricadas, as suas partes devem serem construídas fora do local definitivo de utilização, podendo ser na própria obra ou em uma indústria instalada em outro local. Entre as nervuras é adicionado material inerte (lajotas cerâmicas, elementos de polipropileno ou concreto celular), concreto moldado no local – capa (FLÓRIO 2004; JUNIOR e GIONGO, 2007; SILVA, 2005).

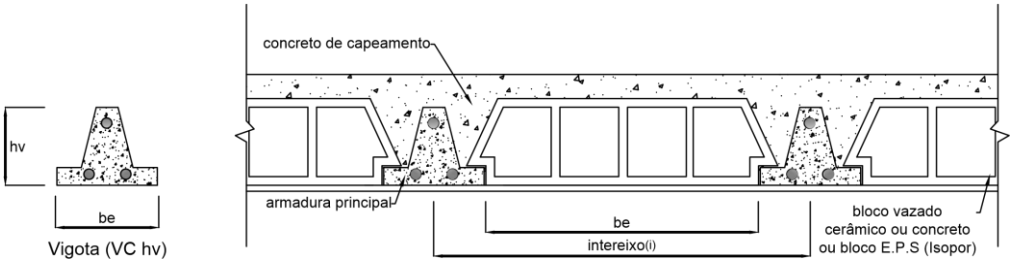
Segundo Bastos (2015) e Carvalho e Pinheiro (2009), quanto à direção, elas podem ser classificadas como lajes pré-moldadas unidirecionais ou bidirecionais, possuindo as seguintes características:

a) Laje pré-fabricada unidirecional: composta por nervuras principais longitudinais dispostas em uma única direção. É admissível o emprego de algumas nervuras transversais, perpendiculares às nervuras principais, sendo que as nervuras principais normalmente são alocadas no menor vão (NBR 14859-1:2002 – item 3.1);
b) Laje pré-fabricada bidirecional: composta por nervuras principais nas duas direções apresentando as nervuras em forma de uma malha, quase sempre retangular.

Segundo a NBR 14859-1:2002 (item 3.1.1), quanto ao sistema executivo, as vigotas podem ser classificadas em concreto armado, concreto protendido e treliçadas:

a) Vigotas de concreto armado (VC): “com seção de concreto usualmente formando um “T” invertido, com armadura passiva totalmente englobada pelo concreto da vigota”, conforme a Figura 20;

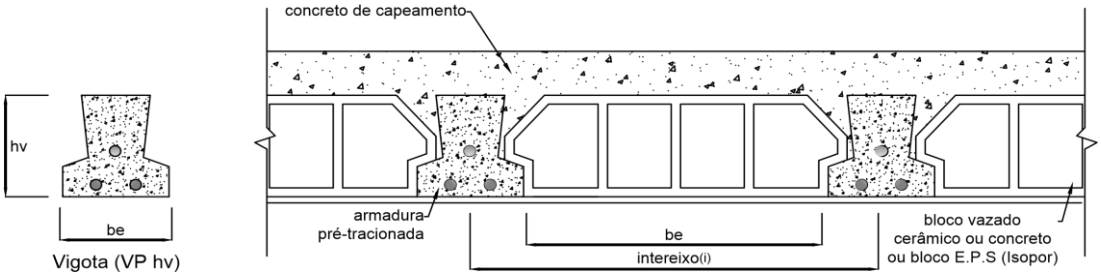
Figura 20 - Laje com vigota de concreto armado



Fonte: Autor (2015).

b) Vigota de concreto protendido (VP): “com seção de concreto usualmente formando um “T” invertido, com armadura ativa pré-tensionada totalmente englobada pelo concreto da vigota”, conforme a Figura 21;

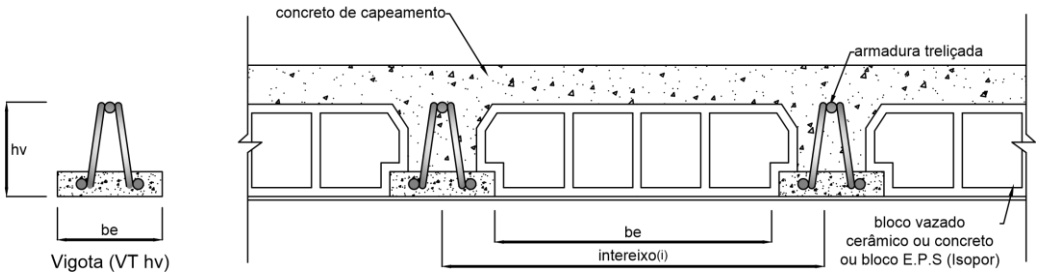
Figura 21 - Laje com vigota de concreto protendido



Fonte: Autor (2015).

c) Vigotas treliçadas (VT): “com seção de concreto formando uma placa, com armadura treliçada, conforme NBR 14859-1:2002, parcialmente englobada pelo concreto da vigota”, conforme a Figura 22;

Figura 22– Laje com vigota treliçada



Fonte: Autor (2015).

2.3 Cálculo de solicitações e deslocamentos em lajes nervuradas unidirecionais com vigotas pré-moldadas

Conforme a ABNT NBT 6118:2014, nas lajes nervuradas em uma única direção as nervuras têm comportamento estrutural de vigas simplesmente apoiadas e independentes. Elas são utilizadas na execução de lajes em que um dos vãos é significantemente maior que o outro, podendo o vão menor ser de grande extensão ou de pequena extensão com cargas elevadas (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

Em edificações residenciais e comerciais (casas, sobrados, pequenos edifícios, galpões), com pequenos e médios, o uso de lajes nervuradas com vigotas pré-moldadas se torna uma solução econômica, com simples processo de execução, cujo desempenho estrutural é satisfatório e seguras (SILVA, 2005; SILVA, 2012).

2.3.1 Características geométricas

Segundo Flório (2004), é preciso determinar as características geométricas das seções considerando a área de aço existente, pois as mesmas afetam o centro de rotação e a rigidez do elemento, considerando em seu lugar uma área de concreto equivalente. Para isso, se multiplica a área de aço existente pela relação entre os módulos de deformação longitudinal do aço pelo concreto, conforme Equação 1:

$$\alpha e = \frac{Es}{Ec} \tag{1}$$

Em que:

Es – módulo de deformação longitudinal do aço;

Ec – módulo de deformação longitudinal do concreto.

Para Flório (2004), em uma seção “T” podem ser utilizadas as Equações 2 e 3 para determinar as características geométricas no estádio I (seção não fissurada, com momento menor que o momento de fissuração) sem considerar a presença da armadura (As), como segue: e as Equações 4 e 5 para determinar as características geométricas no estádio I considerando a presença da armadura longitudinal (As):

$$yg = \frac{(bf * hf) * \left((h - hf) + \frac{hf}{2}\right) + \left(bw * (h - hf)\right) * \left(\frac{h-hf}{2}\right)}{(bf * hf) + \left(bw * (h - hf)\right)} \tag{2}$$

$$Ig = \frac{bw * (h - hf)^3}{12} + (bf * hf) * \left[\left((h - hf) + \frac{hf}{2}\right) - yg\right]^2 + \left[bw * (h - hf) * \left(yg - \frac{h - hf}{2}\right)^2\right] \tag{3}$$

Em que:

yg – centro de gravidade da seção sem considerar a área de aço;

Ig – momento de inércia à flexão sem considerar a área de aço.

Já as Equações 4 e 5 são utilizadas para determinar as características geométricas no estádio I considerando a presença da armadura longitudinal (As):

$$yh = h - \left[\frac{(bf - bw) * \frac{hf^2}{2} + bw * \frac{h^2}{2} + As * (\alpha e - 1) * d}{(bf - bw) * hf + bw * h + As * (\alpha e - 1)}\right] \tag{4}$$

$$Ih = \frac{(bf - bw) * hf^3}{12} + \frac{bw * h^3}{12} + (bf - bw) * hf * \left((h - yh) - \frac{hf}{2}\right)^2 + \left[bw * h * \left((h - yh) - \frac{h}{2}\right)^2\right] + As * (\alpha e - 1) * \left((h - yh) - d\right)^2 \tag{5}$$

Em que:

yh – centro de gravidade da seção considerando a área de aço;

Ih – momento de inércia à flexão considerando a área de aço.

Já para o estádio II (seção fissurada, com momento maior que o momento de fissuração, até início de escoamento do aço), é desprezado região comprometida. Para determinar o momento de inércia no estádio II puro, calcula-se a posição da linha neutra (LN), igualando o momento estático da seção já homogeneizada igual à zero. Em seções "T", a posição da LN é determinada pela Equação 6:

$$x = \frac{-a2 \pm \sqrt{a2^2 - 4 * a1 * a3}}{2 * a1} \tag{6}$$

Calcula-se os coeficientes com as Equações 7, 8 e 9:

$$a1 = \frac{bw}{2} \tag{7}$$

$$a2 = hf * (bf - bw) + \alpha e * As \tag{8}$$

$$a3 = -d * \alpha e * As - \frac{hf^2}{2} * (bf - bw) \tag{9}$$

Com isso, se torna possível o cálculo do momento de inércia da seção no estádio II, com a Equação 10:

$$I_2 = \frac{bw * x^3}{3} + \alpha e * As * (x - d)^2 \tag{10}$$

2.3.2 Momento de fissuração

Conforme Campos Filho (2014), as estruturas trabalham parcialmente no estádio I e parcialmente no estádio II, sendo elas separadas pelo momento de fissuração, onde para o estádio I o momento atuante é menor que o momento de fissuração e no estádio II o momento atuante é maior que o momento de fissuração. Assim, o momento de fissuração é definido pela Equação 11:

$$Mr = \frac{\alpha * fct * Ic}{yt} \tag{11}$$

Sendo:

α = 1,2 para seções T ou duplo T;

α = 1,3 para seções I ou T invertido;

α = 1,5 para seções T ou duplo T.

Onde:

α - fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

yt - distância do centro de gravidade á fibra mais tracionada;

Ic – momento de inércia da seção bruta de concreto;

fct – resistência à tração direta do concreto

2.3.3 Resistência à tração

Conforme a NBR 6118:2014 (item 8.2.5) o f_{ct} possui valores diferentes para cada verificação em particular, sendo ele igual ao $f_{ctk,inf}$ no estado limite de formação de fissura e igual ao f_{tcm} para o estado limite de deformação excessiva. Ainda de acordo item 8.2.5 da NBR 6118:2014, o *fct* pode ser calculado pelas Equações 12, 13,14 e 15:

$$fctk, inf = 0{,}7 * fctm \quad (12)$$

$$fctk, sup = 1{,}3 * fctm \quad (13)$$

Para concretos de classes até C50:

$$fctm = 0{,}3 * \sqrt[3]{fck^2} \quad (14)$$

Para concretos de classes C50 até C90:

$$fctm = 2{,}12 * \ln(1 + 0{,}11 * fck) \quad (15)$$

2.3.4 Módulo de elasticidade

De acordo com a NBR 6118:2014, pode-se admitir que o concreto e o aço possuam comportamento elástico e linear. Para isso, deve ser utilizado o módulo de elasticidade secante, calculado pela Equação 16:

$$Ecs = \alpha i * Eci \quad (16)$$

Sendo αi calculado pela Equação 17 e *Eci* é o módulo de deformação tangente inicial, calculado pela Equação 18, para concretos com *fck* de 20 MPa à 50 MPa ou pela Equação 19, para concretos com *fck* de 55 MPa à 90 MPa:

$$\alpha i = 0{,}8 + 0{,}2 * \frac{fck}{80} \leq 1{,}0 \tag{17}$$

$$Eci = \alpha E * 5600 * \sqrt{fck} \tag{18}$$

$$Eci = 21{,}5 * 10^3 * \alpha E * \sqrt[3]{\left(\frac{fck}{10} + 1{,}25\right)} \tag{19}$$

Onde:

αE = 1,2 para basalto e diabásio;

αE = 1,0 para granito e gnaisse;

αE = 0,9 para calcário;

αE = 0,7 para arenito.

2.3.5 Flechas

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2014), é de extrema importância o cálculo das flechas (deslocamento máximo), sendo que em favor da segurança o mesmo deve ser realizado considerando como elementos isolados. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a fluência do concreto (deformação ao longo do tempo sob ações permanentes), deve ser considerada na verificação da flecha final.

Campos Filho (2014) afirma que para uma avaliação aproximada da flecha imediata de flecha em vigas, utiliza-se a equação de rigidez equivalente, determinada pela Equação 20:

$$EIeq = Ecs * \left\{\left(\frac{Mr}{Ma}\right)^3 * Ic + \left[1 - \left(\frac{Mr}{Ma}\right)^3\right] * I_2\right\} \leq Ecs * Ic \tag{20}$$

Onde:

Ic – momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_2 – momento de inércia da seção fissurada de concreto no estádio II;

Ma – momento fletor atuante na seção crítica do vão considerado;

Mr – momento de fissuração;

Ecs – módulo de elasticidade secante do concreto.

Assim, para o cálculo de nervuras de lajes unidirecionais, bi apoiadas pode adotar o modelo de cálculo de flechas em vigas. Contudo, em vigas bi apoiadas sujeitas a dois pontos de aplicação de carga, pode-se definir a flecha pela Equação 21, conforme apresentado por

Pinheiro, Catoia e Catoia (2010), sendo esse ensaio conhecido como Ensaio de Stuttgart, conforme ilustrado pela Figura 23.

$$wmáx = \frac{P * a}{24 * EI} * (3 * l^2 - 4 * a^2) \quad (21)$$

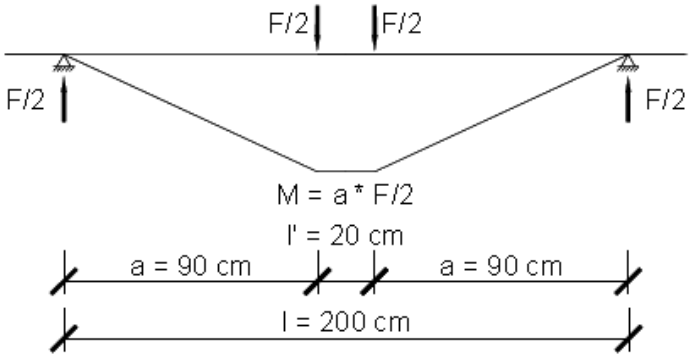
Onde:

P – 50% da carga total aplicada sobre a viga;

a – distância de P até o apoio mais próximo do mesmo;

l – distância entre apoios.

Figura 23 – Esquema do Ensaio de Stuttgart realizado experimentalmente



Fonte: Carvalho (2014).

2.3.6 Momento fletor

Através de estudos realizados, pode-se analisar o momento fletor para as situações onde se foi considerado uma laje como placa maciça, nervura pré-moldada e elemento isolado, a placa apresenta os menores valores, sendo que os demais estão relativamente próximos, conforme Figura 24. Com isso, é recomendado que o momento máximo de uma nervura de laje pré-moldada simplesmente apoiada seja determinado, em prol da segurança, como um elemento isolado, através da Equação 22 (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014; FLÓRIO, 2004):

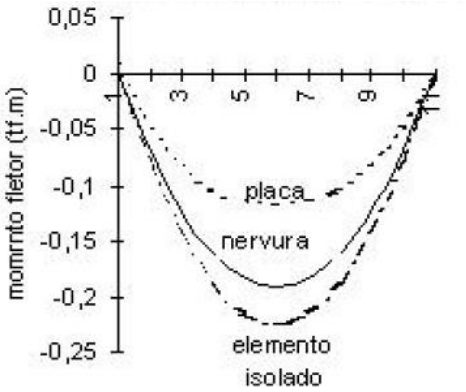
$$Mmáx = \frac{p * l^2}{8} \quad (22)$$

Onde:

p – carga distribuída aplicada sobre a viga;

l – distância entre apoios.

Figura 24- Diagrama de momento fletor na região central da laje considerando plana maciça, nervura pré-moldada e elemento isolado



Fonte: Carvalho (2014).

2.4 Dimensionamento de lajes com vigotas pré-moldadas

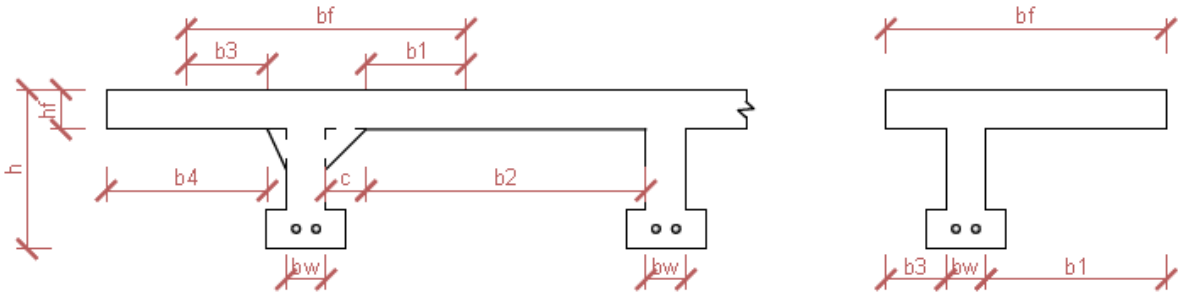
2.4.1 Largura colaborante de vigas de seção T

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 14.6.2.2, a “largura colaborante *bf* deve ser dada pela largura da 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 I 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 norma permite que para o caso de vigas contínuas, calculá-las com uma única largura colaborante para todas as seções, sendo também aplicável nos apoios sob momentos negativos, desde que a mesma seja calculada no trecho de momentos positivos onde a largura resulte mínima. Com isso, devem ser respeitados os limites *b1* e *b3*, conforme Figura 25 e a Equação 23 (ABNT NBR 6118:2014, item 14.6.2.2; FLÓRIO, 2004).

Figura 25– Esquema para o cálculo da largura colaborante



Fonte: Adaptado de Flório (2004).

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0{,}10\,.\,a \\ b_w + 2\,.\,b1 \end{cases} \tag{23}$$

Carvalho e Figueiredo (2014), complementa com a Equação 24:

$$b_f \leq \; bw + 2\,.\,b3 \tag{24}$$

Onde, segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 14.6.2.2, adota-se a equações 25 e 26:

$$b_1 \leq \begin{cases} 0{,}5\,.\,b2 \\ 0{,}1\,.\,a \end{cases} \tag{25}$$

$$b_3 \leq \begin{cases} b4 \\ 0{,}1\,.\,a \end{cases} \tag{26}$$

2.4.2 Momentos resistentes pela seção da nervura

Segundo Carvalho e Figueiredo (2014), “o cálculo da quantidade de armadura longitudinal para seções transversais retangulares, conhecidos a resistência do concreto (f_{ck}), a largura da seção (b_w), a altura útil (d) e o tipo de aço (f_{yd} e ξ_{yd}), é determinado através do equilíbrio das forças atuantes na seção”.

2.4.2.1 Momento positivo resistente pela seção da nervura

Para determinar o momento resistente da seção, quando conhecida a posição da linha neutra x e a largura b_f da capa de concreto, usa-se as Equações 27 para $x \leq h_f$ (como seção retangular) e 28 para $x \geq h_f$ (como seção em T), (FLÓRIO, 2004). Porém, como Donin (2015), considera que para cálculo como seção retangular 0,8 $x \leq h_{fe}$ para cálculo como seção T

0,8x>h_f, será utilizado essas condições no trabalho, representando 0,8 x como y na Figura 26, resultando em:

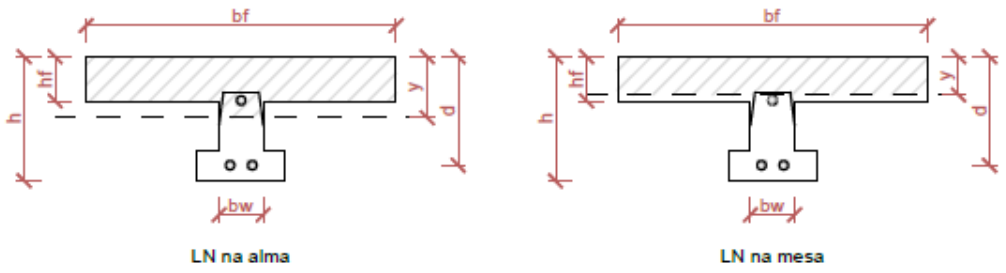
Para 0,8 $x \leq h_f$ (seção como retangular):

$$M_d = \left(0{,}85 \,.\, f_{cd} \,.\, b_f . 0{,}8 \,.\, x\right) . \left(d - 0{,}4 \,.\, x\right) \tag{27}$$

Para 0,8 $x > h_f$ (seção como "T"):

$$M_d = 0{,}85 . f_{cd} . \left(b_f - b_w\right) . h_f . \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + 0{,}85 \,.\, f_{cd} \,.\, \left(b_w . 0{,}8 \,.\, x\right) . \left(d - 0{,}4 \,.\, x\right) \tag{28}$$

Figura 26– Posicionamento da linha neutra para cálculo de armadura longitudinal



Fonte: Adaptado de Flório (2004).

Devido ao momento máximo resistido estar entre os domínios 3 e 4 ($x = x_{34}$), pois nessa situação a ruptura do concreto ocorre simultaneamente com o escoamento do aço, gerando o máximo aproveitamento dos materiais que compõem o concreto armado. Devido a isso, a distância da linha neutra à borda mais comprimida é calculada pela Equação 29 (FLÓRIO, 2004):

$$x = x_{34} = \left(\frac{3{,}5}{3{,}5 + \varepsilon_{yd}}\right) . d \tag{29}$$

2.4.2.2 Momento negativo resistente pela seção da nervura

De acordo com Flório (2004), o momento negativo resistido é calculado pela Equação 13, trocando o valor de b_f por b_w, resultando na Equação 30.

$$M_d = \left(0{,}85 \,.\, f_{cd} \,.\, b_w . 0{,}8 \,.\, x\right) . \left(d - 0{,}4 \,.\, x\right) \tag{30}$$

2.4.3 Verificação ao cisalhamento em lajes sem armadura para força cortante

Conforme a ABNT NBR 6118:2014 (item 19.4.1), as lajes maciças ou nervuradas podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, porém a força cortante de cálculo deve obedecer à Equação 31:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \tag{31}$$

Sendo a força cortante resistente de cálculo para situação sem armadura de protensão, segundo Carvalho & Figueiredo Filho dada pela Equação 32 (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014):

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} . k . (1{,}2 + 40 . \rho_1)] . b_w . d \tag{32}$$

Onde, as variáveis são determinadas pelas Equações 33, 34 e 35:

$$\tau_{Rd} = 0{,}25 . f_{ctd} \tag{33}$$

$$f_{ctd} = {f_{ctk,inf}}/{\gamma_c} \tag{34}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0{,}02 \tag{35}$$

A_{s1}, em lajes com vigotas pré-moldadas, pode ser considerada como a armadura longitudinal total de todas as nervuras existentes no trecho considerado;

d, é a altura útil das nervuras;

b_w, é a soma das larguras das nervuras no trecho considerado (item 17.4.1.1.2); em lajes, normalmente se considera que o trecho considerado possua uma faixa com largura igual à 1,0 m;

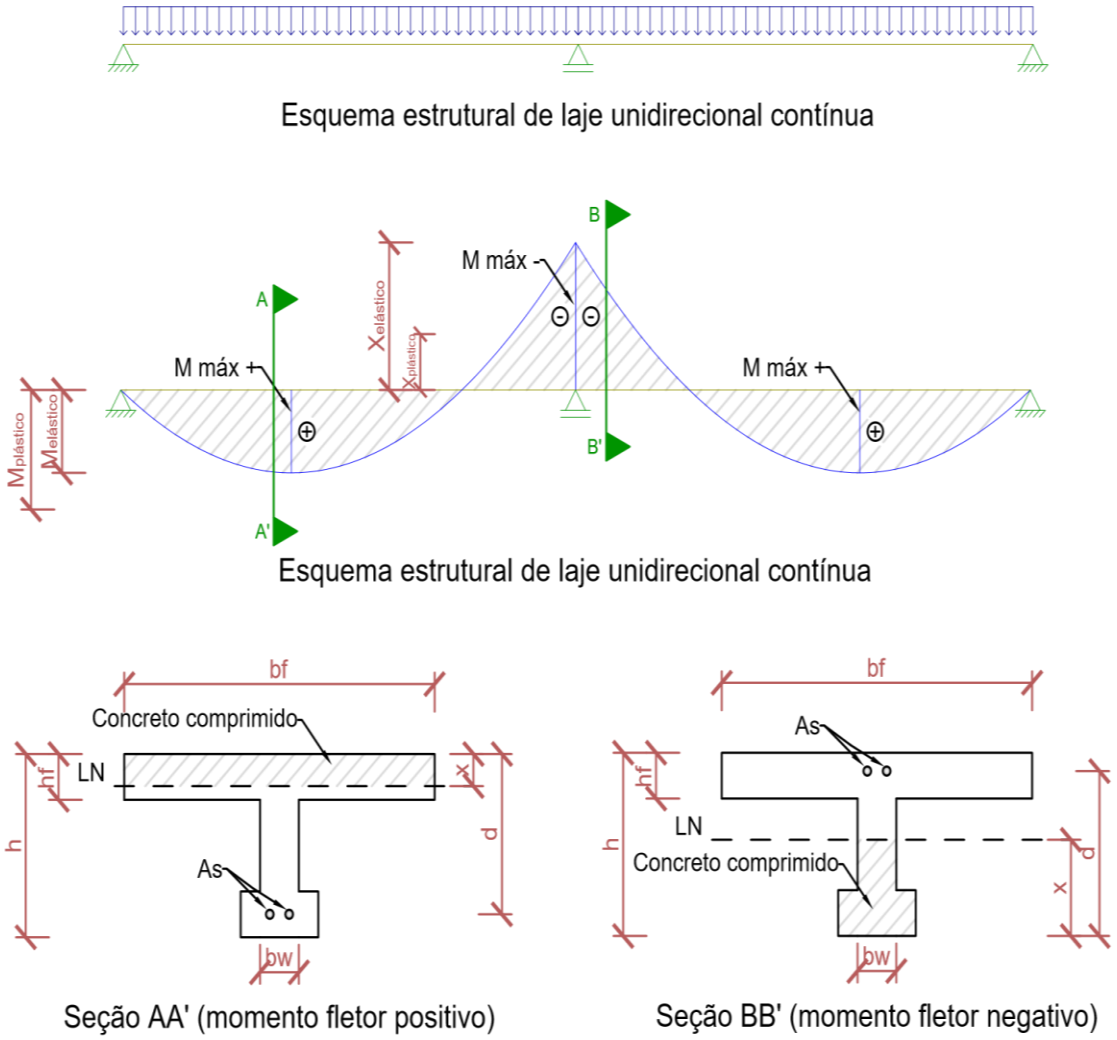
k, é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- Para elementos em que 50% da armadura inferior não chegam até o apoio: $K = |1|$;
- Para demais situações: $K = |1{,}6 - d|$, não menor que |1|, com d em metros.

2.4.4 Consideração da continuidade

Como as lajes nervuradas possuem seção “T”, nas lajes contínuas possuem melhor resistência aos momentos positivos do que aos negativos, região onde atuam esforços de compressão compostos somente pela nervura, possuindo menor seção de concreto do que a mesa, conforme Figura 27 (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014).

Figura 27- Laje contínua unidirecional, submetida a momentos fletores positivo e negativo



Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2015).

Com isso, em lajes contínuas, em nem todos os casos são possíveis se obter nas regiões dos apoios intermediários, seções comprimidas o suficiente para resistir ao momento negativo total encontrado pelo cálculo elástico, considerando que o concreto armado seja homogêneo e com comportamento linear, características do estágio I (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014; FLÓRIO, 2004). Carvalho e Figueiredo (2014) complementam dizendo que “pode-se 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

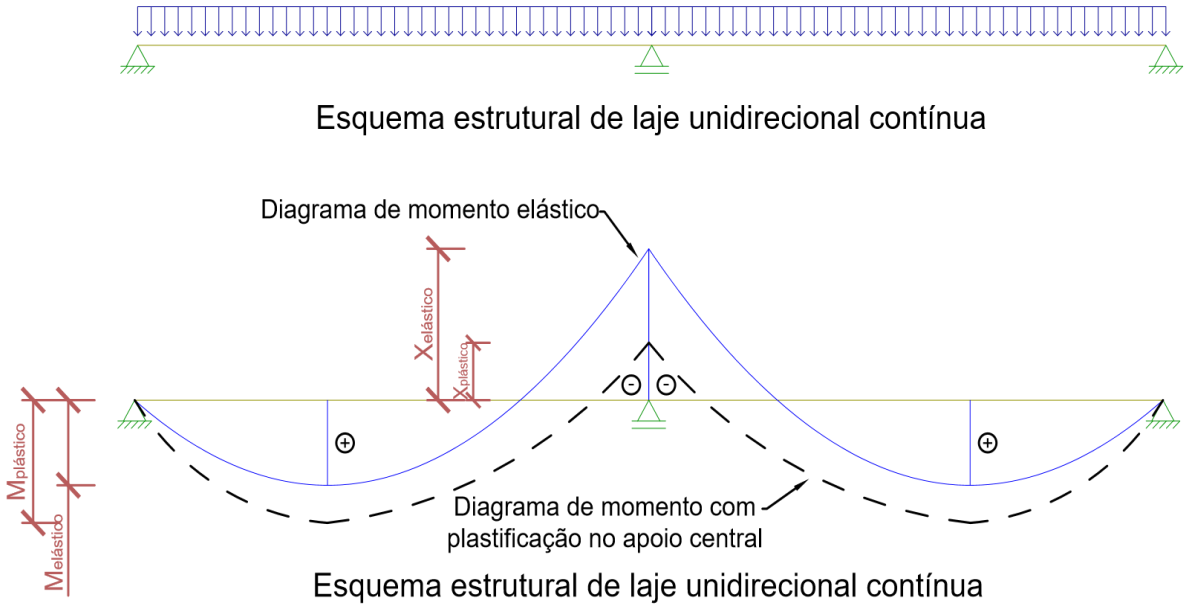
estádio I" ocorrendo a plastificação da seção ou a redistribuição de momentos, devido ao surgimento de uma rótula plástica no apoio.

Carvalho e Figueiredo (2014) e Flório (2004), explicam os efeitos da plastificação do concreto e o surgimento de uma rótula plástica no apoio, mostram a mesma laje unidirecional contínua da Figura 24, com os diagramas de momento fletor devido ao comportamento elástico e com plastificação na região da Figura 28. O momento no apoio intermediário (negativo) para uma carga p é determinado pela Equação 36 (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014; FLÓRIO, 2004):

$$M_{max} = \frac{p * l^2}{8} \tag{36}$$

O diagrama apresentado na Figura 27 (diagrama de momento elástico), caso a seção no apoio resista a esse momento, conhecido anteriormente e calculado de forma usual. Porém, se a seção for capaz de resistir somente a um momento fletor inferior ($X_{plástico}$), também representado na Figura 28, apresentará no tramo valores de momento positivo maiores ($M_{plástico}$) maior que o elástico usual (CARVALHO e FIGUEIREDO 2014; FLÓRIO, 2004).

Figura 28- Diagramas de momentos elástico e com plastificação no apoio central em uma laje contínua unidirecional



Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2015).

Entretanto, em virtude da dificuldade de calcular o valor de $X_{plástico}$, considera-se que os elementos pré-moldados sejam simplesmente apoiados, resultando para uma mesma solicitação "*p*" uma seção maior ou uma limitação do vão a ser vencido, devido aos momentos positivos serem maiores que nos elementos contínuos (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014; FLÓRIO, 2004).

Segundo Carvalho e Figueiredo (2014), é possível obter a continuidade das nervuras com as seguintes providências:

a) Empregar uma nervura de grande altura: consiste em utilizar uma nervura de grande altura para resistir aos momentos negativos. De acordo com a 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". Complementa que para que haja o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:
   I. $x/d \leq 0{,}45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
   II. $x/d \leq 0{,}35$, para concretos com 50 MPa $< f_{ck} \leq 90$ MPa.

Segundo Carvalho e Figueiredo (2014), como nas regiões do apoio normalmente o momento fletor possui seus maiores níveis e a seção de concreto comprimida é pequena, deve-se verificar se a altura disponível (*d*) é maior ou igual que a mínima ($d_{mín}$), calculada a partir da Equação 37:

$$d = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd} \cdot (0{,}68 \cdot \xi - 0{,}272 \cdot \xi^2)}} \tag{37}$$

Com $\xi = x/d = 0{,}45$ (concretos com $f_{ck} \leq 50$MPa), pode-se utilizar a Equação 37:

$$d_{mín} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd} \cdot (0{,}68 \cdot 0{,}45 - 0{,}272 \cdot 0{,}45^2)}} = 2{,}0 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \tag{38}$$

Com $\xi = x/d = 0{,}5$ (concretos com 50MPa $< f_{ck} \leq 90$MPa), pode-se utilizar a Equação 38:

$$d_{mín} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd} \cdot (0{,}68 \cdot 0{,}35 - 0{,}272 \cdot 0{,}35^2)}} = 2{,}2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \tag{39}$$

Carvalho e Figueiredo (2014), afirmam que a altura útil da seção no apoio deve ser maior que a altura útil mínima ($d > d_{mín}$), para que se possa empregar o momento obtido através da análise linear, garantindo que no ELU as seções irão trabalhar de forma dúctil.

b) Fazer um trecho maciço junto ao apoio intermediário: consiste em executar um trecho maciço de concreto junto ao apoio intermediário para aumentar a capacidade resistente da seção;
c) Adotar um trecho com armadura dupla: consiste em adotar um trecho com armadura dupla para garantir a ductilidade de acordo com a norma, sendo que a armadura comprimida auxilia o concreto pelos esforços (compressão) causados pelo momento negativo. Nesse caso, deve-se utilizar $x/d = 0,45$ (para $f_{ck} \leq 50$MPa), e após o cálculo de armadura dupla;
d) Efetuar a redistribuição de momentos: consiste na redistribuição do momento fletor negativo aumentando o positivo, reduzindo o momento fletor negativo (M) na seção de apoio para $\delta. M$, e a linha neutra (x/d) deve ser limitada por (ABNT NBR 6118:2014, item 14.6.4.3):
   I. $\delta \geq 0,90$, para estruturas de nós móveis;
   II. $\delta \geq 0,75$, em qualquer outro caso.

De acordo com Carvalho (2014, p. 379), é possível adotar a redistribuição fora dos limites da norma, porém deve-se calcular a estrutura através da análise não linear ou de análise plástica, verificando a capacidade de rotação das rótulas plásticas.

e) Permitir a plastificação da seção do apoio: consiste em permitir a plastificação de pelo menos a 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”.

2.5 Alguns estudos experimentais realizados

Este capítulo apresenta alguns estudos realizados para o sistema de lajes nervuradas pré-moldadas, podendo elas serem com vigotas de concreto armado ou de vigotas treliçadas, devido à maior parte dos trabalhos encontrados serem direcionados para vigotas treliçadas.

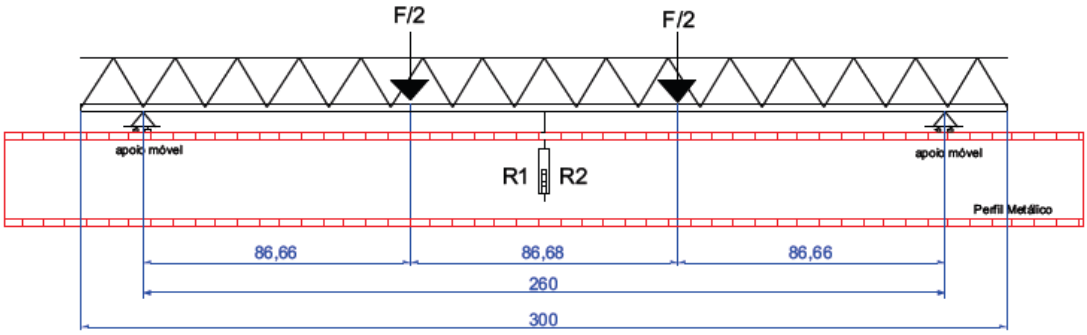
Sartori, Fontes e Pinheiro (2013), realizaram ensaios em várias vigotas treliçadas para definirem as duas capacidades de carga e seus modos de ruína. Os equipamentos utilizados nos ensaios foram:

- Máquina universal de ensaios servo-hidráulica, capacidade de 1.000 kN;

- Dois relógios comparadores, capacidade de 50mm, precisão de 0,01mm;
- Dois suportes magnéticos para os relógios comparadores;
- Viga de aço para apoio;
- Dispositivos de madeira para aplicação de carga;
- Placas neoprene para ensaio dos modelos.

Segundo Sartori, Fontes e Pinheiro, para os ensaios de flexão, o posicionamento das vigotas treliçadas se deu em dois apoios móveis (para evitar que fosse introduzido forças horizontais), sendo que eles apoiados em um perfil I, servindo de base para a realização dos ensaios, conforme esquematizado na Figura 29 (dimensões em cm).

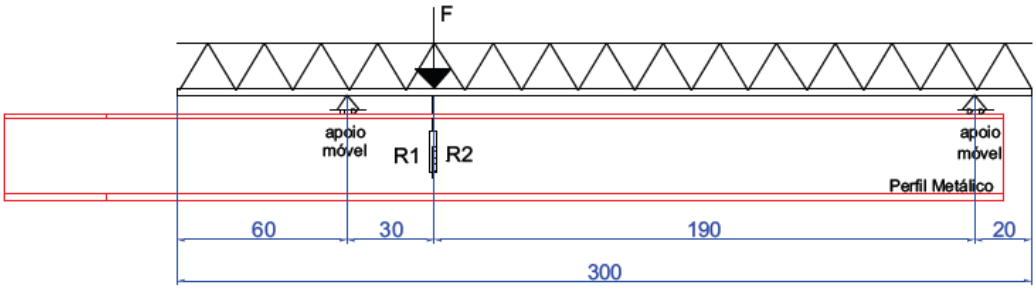
Figura 29– Esquema do ensaio de flexão – base composta por uma viga I



Fonte: Sartori, Fontes e Pinheiro (2013).

Com os apoios móveis a 20cm das extremidades, resulta em um vão de 260cm. As dimensões dos vãos foram escolhidas em virtude da capacidade do laboratório onde foram realizados os ensaios e dos equipamentos de ensaio. No centro dos vãos foram posicionados dois relógios comparadores (R1 e R2), com finalidade de medir os deslocamentos verticais (SARTORI, FONTES e PINHEIRO, 2013). Para os ensaios de cisalhamento também foi utilizado um perfil I, como base para os apoios móveis que sustentavam as vigotas treliçadas. Conforme esquematizado na Figura 30 (dimensões em cm), o apoio móvel da esquerda da vigota foi posicionado a 60cm da extremidade e o apoio móvel da direita foi posicionado a 20cm da sua extremidade. A carga foi aplicada através de um cilindro hidráulico no perfil metálico e no suporte de madeira, que, por conseguinte, direcionou a força para a posição a 30cm do apoio esquerdo.

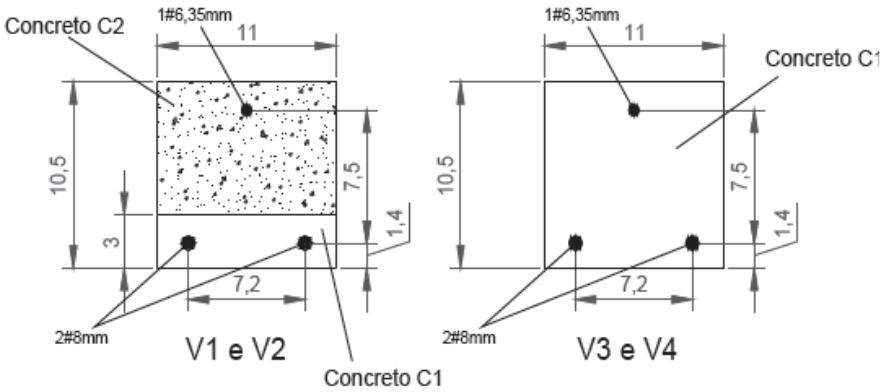
Figura 30– Esquema do ensaio de cisalhamento



Fonte: Sartori, Fontes e Pinheiro (2013).

Santos e Piana (2010), moldam quatro vigas com armadura treliçadas, conforme especificação da ABNT NBR 14862:2002c, sendo que duas vigas, V1 e V2, foi concretado somente a base, após uma semana foi concretado a parte superior, com objetivo de simular uma condição de obra e verificar uma possível zona frágil, em virtude da junta construtiva, conforme seção típica representada pela Figura 31.

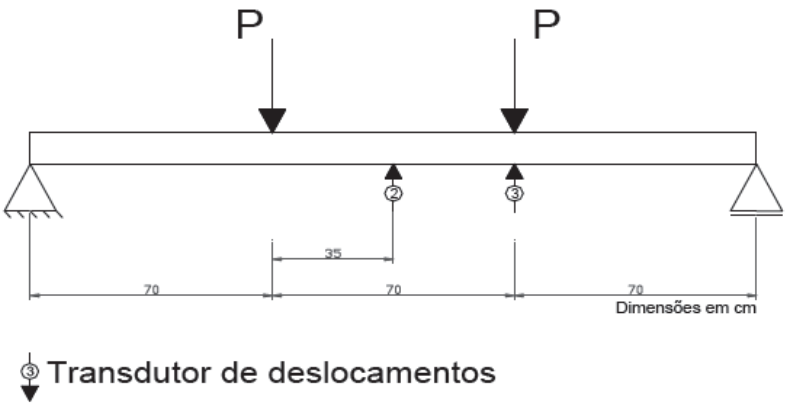
Figura 31– Seção transversal das vigas ensaiadas



Fonte: Santos e Piana (2010).

Segundo Santos e Piana (2010), para o ensaio de flexão, as vigas foram submetidas a quatro pontos com carregamento a uma distância de um terço do vão, representado pela Figura 32.

Figura 32– Esquema do ensaio

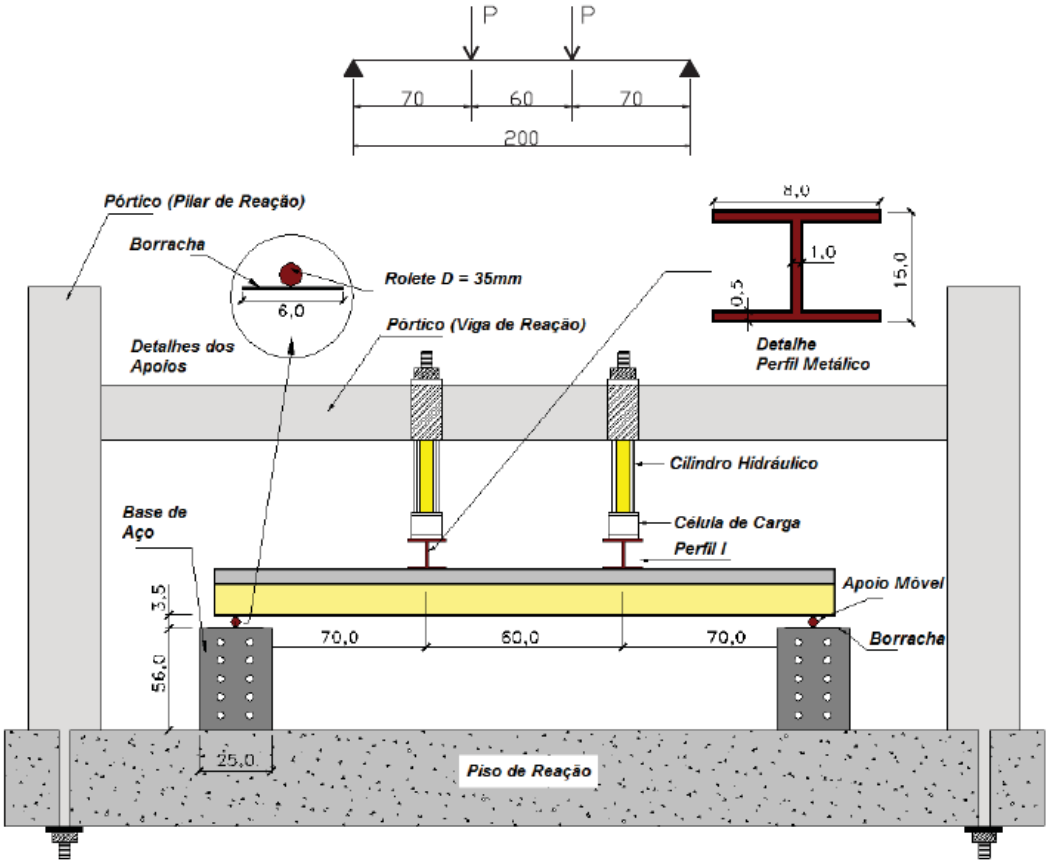


Fonte: Santos e Piana (2010).

Através das análises dos esforços últimos, segundo os critérios da ABNT NBR 6118:2003, Santos e Piana (2010) afirmam que os mesmos se mostraram adequados ao dimensionamento de elementos nervurados pré-moldados, pelos esforços de flexão, sendo que para as deformações, o modelo de Branson, indicado pela norma, mostrou-se adequado e com os seus valores bem próximos dos experimentais.

Fazzan (2011), realizou uma análise experimental em comparativo com o método de cálculo para estruturas de lajes pré-fabricadas treliçadas unidirecionais com adição de resíduos de borracha de pneu, utilizando-se duas vigotas pré-moldadas treliçadas de 210cm comprimento, lajotas cerâmicas e capa de concreto, de acordo com a ABNT NBR 14859-1:2002. Sendo que, as avaliações das deformações nas armaduras e no concreto se deram através de extensômetros elétricos.

Figura 33– Esquema estático dos modelos (dimensões em cm)



Fonte: Fazzan (2011).

O procedimento experimental teve como objetivo simular uma situação de flexão pura no "terço médio" dos modelos, conforme Figura 33, com estrutura de reação composta por um pórtico metálico e pela laje de reação do NAPAE, apoiando as suas extremidades. Para medir os deslocamentos verticais, foram posicionados relógios comparadores nas bordas e outro na região central da laje (FAZZAN, 2011). Comparando as curvas experimentais pelo método proposto por Branson (1968), se conclui que o "método garante segurança estrutural tanto para modelos sem como para modelos com resíduo, uma vez que o Estado Limite de Serviço previsto foi atingido para momentos fletores calculados menores que os observados no ensaio experimental". Porém, de acordo com o autor "os valores dos momentos de fissuração calculados conforme o método foram, aproximadamente, 60% menores que em relação aos valores experimentais observados".

3 METODOLOGIA

Foram realizados ensaios em quatro nervuras com vigotas pré-moldadas de concreto armado, para determinar a capacidade de carga (resistência) das mesmas pelo método experimental e assim, comparar os resultados com o modelo de cálculo de acordo com a NBR 6118:2014, considerando os valores de cálculo de projeto de ruína, e dos valores estimados de ruína das mesmas.

3.1 Materiais

Este capítulo definirá inicialmente os materiais à serem utilizados nas nervuras, especificando as resistências dos concretos e do aço obtidos, bem como os materiais utilizados para a fabricação do concreto.

3.1.1 Concreto e aço da vigota

Para as vigotas foi utilizado o traço de 1,0 : 3,450 : 3,600 : 0,581, com os respectivos materiais: Cimento CP V ARI, areia natural, brita 0, água potável.

3.1.2 Concreto da capa

Já para a capa de concreto o traço utilizado foi de 1,0 : 2,649 : 2,677 : 0,569, com os respectivos materiais: Cimento CP V ARI, areia natural, brita 1, água potável. A utilização de cimento CP V ARI e não o CP II foi devido ao curto tempo disponível para execução dos protótipos, ensaios e análises do mesmo, resultante da disciplina de Trabalho de Curso II ter a duração de somente um semestre.

3.1.3 Caracterização dos materiais

a) Cimento CP V ARI (alta resistência inicial – NBR 5733:1991): Esse cimento possui a capacidade de atingir altas resistências nos primeiros dias de idade, devido à uma diferente dosagem de calcário e argila na produção do clínquer, e também pelo diferente processo de moagem do cimento, deixando o mesmo com uma maior finura.

Com isso, ao iniciar o processo de reação ao entrar em contato com a água, ele consegue adquirir grandes resistências com maior velocidade;

b) Areia média natural (agregado miúdo): Agregado do qual os grãos passam pela peneira ABNT 4,75mm e ficam retidos pela peneira ABNT 0,15mm (NBR 7211:2009 – item 3.1);
c) Brita 0 (agregado graúdo): Agregado do qual os grãos passam pela peneira ABNT 9,50mm e ficam retidos pela peneira ABNT 4,75mm (NBR 7211:2009 – item 3.2);
d) Brita 1 (agregado graúdo): Agregado do qual os grãos passam pela peneira ABNT 19,0mm e ficam retidos pela peneira ABNT 9,50mm (NBR 7211:2009 – item 3.2).

3.1.3.1 Ensaios de compressão em CP's de concreto

Foram realizados ensaios de rompimento à compressão nos CP's de concreto das vigotas e da capa de concreto para a verificação da resistência dos mesmos, sendo realizados o rompimento do total de 12 CP's de concreto, os quais 6 CP's da vigota e 6 CP's da capa, com o objetivo de verificar o f_{ck} real dos concretos no momento do rompimento das nervuras. Foram realizados os seguintes processos para ensaio dos CP's:

a) Desmoldagem dos CP's: Remoção dos CP's de concreto de suas respectivas formas e identificação dos mesmos, conforme Figura 34;

Figura 34 – CP's de concreto identificados

Fonte: Autor (2015).

a) Lapidação e regularização de superfície dos CP's: realizou-se a regularização das superfícies dos CP's com o objetivo de que a tensão aplicada pela prensa de compressão seja dissipada igualmente sobre os mesmos, ilustrado pela Figura 35;

Figura 35 – Lapidação e regularização da superfície dos CP's de concreto

Fonte: Autor (2015).

b) Alocação dos CP's no equipamento e rompimento: com eles já preparados para rompimento, são posicionados no equipamento de ensaio e aplicado carga até o seu rompimento, representados pelas Figuras 36 e 37.

Figura 36 – Posicionamento do CP's de concreto no equipamento de ensaio

Fonte: Autor (2015).

Figura 37 – CP's de concreto rompido por tensões de compressão.

Fonte: Autor (2015).

3.1.3.2 Ensaios de tração em barras de aço CA-60

Bem como ensaios de resistência à tração das armaduras de aço das vigotas, períodos antes dos ensaios de flexão das nervuras.

Para a verificação da resistência do aço das vigotas, foram realizados ensaios de rompimento por tração nas barras, com o objetivo que verificar o *fyk* no momento do rompimento das nervuras. Foram realizados os seguintes processos para ensaio do aço:

- Alocação da barra de aço no equipamento de ensaio;
- Aplicação de tensões de tração até a o rompimento da barra.

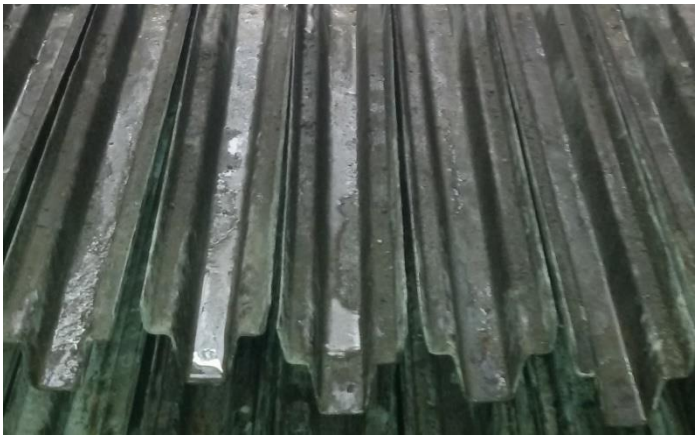
3.2 Confecção do modelo

3.2.1 Fabricação de vigotas na indústria

Foi acompanhado o processo de fabricação na indústria com o intuito de utilizar a vigota como ela é produzida em situações normais (reais). Foram verificados os seguintes processos executivos por um fornecedor da região:

a) Aplicação de óleo desmoldante nas formas: Foi aplicado óleo desmoldante nas formas para que as vigotas não sejam danificadas no processo de desforma, como exibido pela Figura 38, devido à aderência entre o concreto e as formas;

Figura 38 – Aplicação de óleo desmoldante em formas metálicas de vigotas pré-moldadas



Fonte: Autor (2015).

b) Preparação do concreto e lançamento para as formas: após a aplicação do desmoldante nas formas metálicas, realizou-se a dosagem do concreto conforme traço citado acima, mistura dos materiais e lançamento do mesmo nas formas, após se verificar que a mistura está homogênea, como mostrado na Figura 39;

Figura 39 – Lançamento do concreto nas formas metálicas das vigotas pré-moldadas

Fonte: Autor (2015).

c) Espalhamento e reguamento do concreto: com o processo de lançamento do concreto nas formas metálicas, foi realizado o espalhamento e reguamento do concreto sobre as mesmas, com o cuidado de manter a superfície nivelada e a seção livre de vazios, de acordo com a Figura 40;

Figura 40 – Vigotas após espalhamento e reguamento do concreto

Fonte: Autor (2015).

d) Desforma e cura do concreto: após o processo de pega do concreto, devido às reações de hidratação do cimento, as vigotas ainda nas formas metálicas receberam aplicação de cura úmida. Decorrido 72 horas, as vigotas foram desformadas e alocadas em ambiente externo, onde receberam aplicação de cura úmida até que as mesmas completaram sete dias de idade, conforme Figura 41;

Figura 41 – Vigotas após desforma

Fonte: Autor (2015).

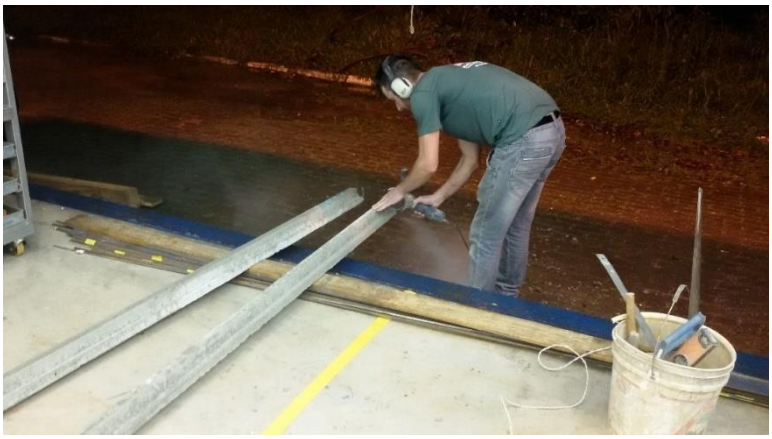
e) Moldagem de CP’s de concreto: foi realizado a moldagem de 6 CP’s de concreto para a verificação do *fck* das mesmas no dia de rompimento das nervuras.

3.2.2 Execução dos protótipos de nervuras

Com o passar dos sete dias após a concretagem das vigotas de concreto armado, foi concretado a capa de concreto não armada sobre as mesmas, com os seguintes processos executivos:

a) Corte das vigotas: primeiro foi realizado os cortes das vigotas, ilustrado pela Figura 42, reduzindo o seu comprimento de 2,90 m (comprimento executado pelo fornecedor) para 2,60 m (comprimento necessário para a realização dos ensaios);

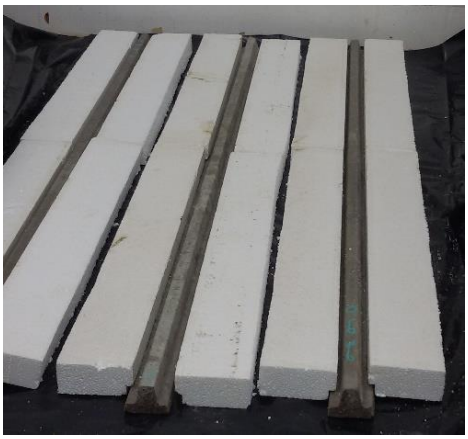
Figura 42 – Corte das vigotas



Fonte: Autor (2015).

b) Corte e alocação das tavelas de EPS: com as vigotas já cortadas de acordo com os comprimentos necessários para os ensaios, cortaram-se as tavelas de EPS e alocaram as mesmas ao lado de suas respectivas vigotas, como mostrado pela Figura 43;

Figura 43 – Corte e alocação das tavelas de enchimento de EPS



Fonte: Autor (2015).

c) Execução das formas: com o material de enchimento (EPS) e as vigotas devidamente posicionados, cortaram-se as madeiras a serem usadas como formas para o concreto da capa, posicionadas e fixadas para que a cota superior das formas ficasse à 5cm (espessura da capa) acima da cota do material de enchimento;

d) Execução do concreto da capa das nervuras: realizou-se a dosagem do concreto conforme traço citado acima, mistura dos materiais (ilustrado pela Figura 44) e descarregamento em carrinhos para transporte do mesmo até o local de execução das nervuras, após se verificar que a mistura está homogênea e *slump* 120mm ± 20mm, de acordo com o dimensionamento do traço do concreto;

Figura 44 – Mistura do concreto da capa das nervuras

Fonte: Autor (2015).

e) Lançamento e reguamento do concreto: em sequência ao descarregamento do concreto nos carrinhos de mão, os mesmos foram transportados até o local onde as nervuras estavam alocadas, descarregando o concreto sobre o material de enchimento e nivelado através de uma régua, deixando constante a seção da capa em 5,0 cm (visto na Figura 45);

Figura 45 – Nervuras após lançamento e reguamento da capa de concreto

Fonte: Autor (2015).

f) Moldagem de CP's de concreto: foi realizada a moldagem de 6 CP's de concreto para a verificação do *fck* das mesmas no dia de rompimento das nervuras, conforme Figura 46.

Figura 46 – Moldagem de CP's do concreto da capa das nervuras

Fonte: Autor (2015).

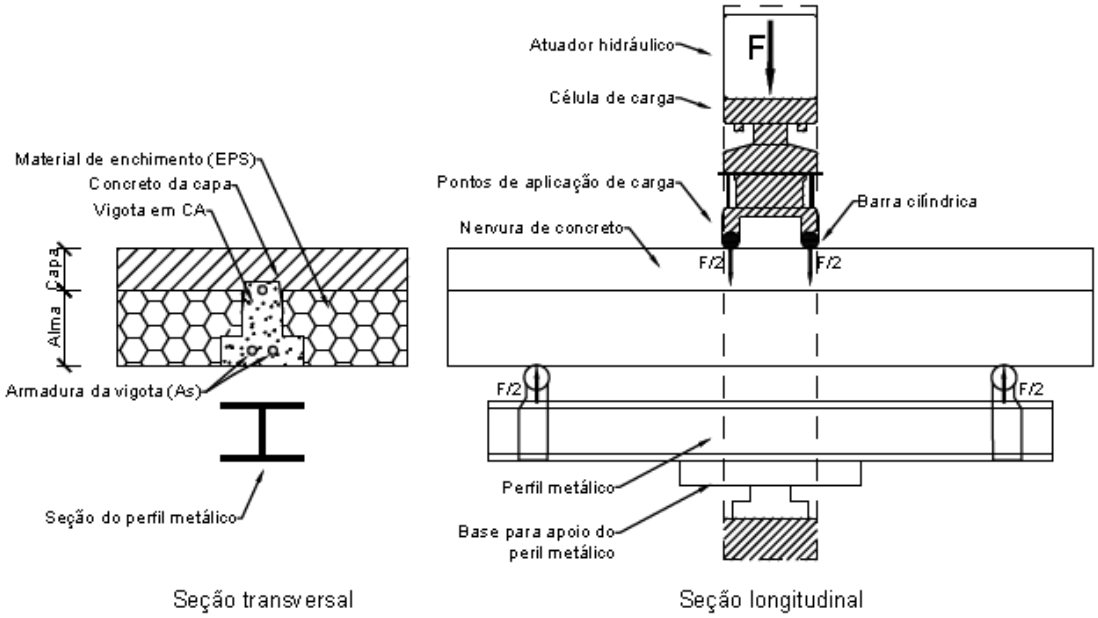
3.3 Ensaios de flexão em nervuras compostas por vigotas pré-moldadas em concreto armado

3.3.1 Mecanismo e equipamentos de ensaio

Foram realizados ensaios de flexão em nervuras com vigotas pré-moldadas em CA, com os seguintes processos de execução:

a) Adaptação do equipamento de ensaio: primeiramente foi posicionado o perfil metálico com seção I no equipamento de ensaio e sobre o ele, foram alocados os apoios metálicos devidamente posicionados, de acordo com o esquemático do ensaio, representado pela Figura 47.

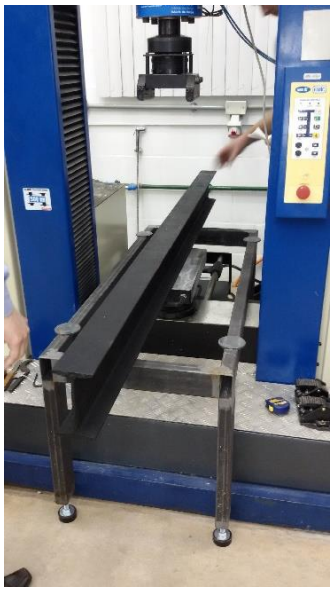
Figura 47 – Esquema do ensaio para análise da nervura com vigota pré-moldada em CA



Fonte: Autor (2015).

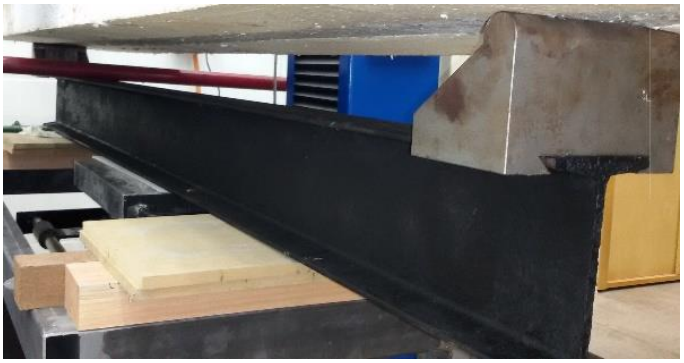
Já a Figura 48 demonstra o posicionamento do perfil metálico I no equipamento, sendo que a Figura 49 mostra os apoios metálicos sobre o perfil I.

Figura 48 – Posicionamento do perfil metálico I no equipamento de ensaio



Fonte: Autor (2015).

Figura 49 – Apoios metálicos sobre perfil metálico I



Fonte: Autor (2015).

Para a realização dos ensaios foi utilizado o equipamento de ensaios Emic GR048, o qual permite a realização de ensaios de tração em aço e em outros materiais, bem como ensaios de compressão. O equipamento possui capacidade de máxima de carga de 300 kN (30.000 kgf), com sistema autotravante e pré-aperto por sistema pneumático, sendo o mesmo ilustrado pela Figura 50.

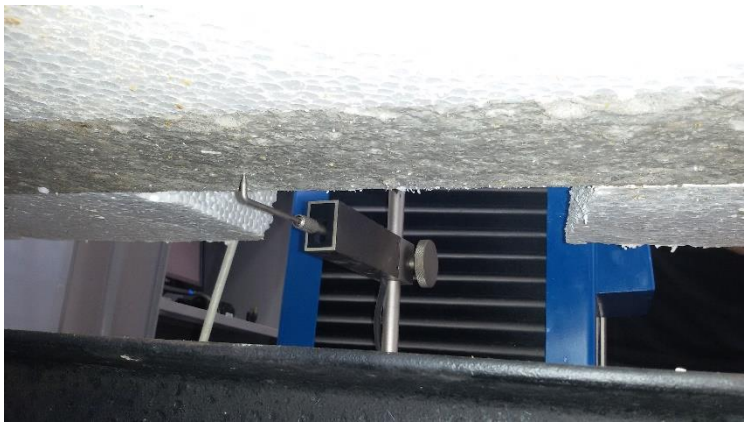
Figura 50 – Equipamento de ensaio Emic GR048

Fonte: Autor (2015).

Com o objetivo da medição dos deslocamentos (flechas) das nervuras com maior nível de precisão, foi utilizado o deflectômetro eletrônico Emic EE05, cuja precisão é de 0,001mm e a

sua máxima deformação mensurável é de 12,5mm, cujo o mesmo é representado na utilização dos ensaios das nervuras pela Figura 51.

Figura 51 – Deflectômetro de precisão Emic EE05



Fonte: Autor (2015).

3.3.2 Procedimentos para realização dos ensaios

a) Posicionamento da nervura sobre os apoios: após o perfil metálico com seção I e os apoios metálicos estarem devidamente posicionados, movimentou-se a nervura de concreto através de um equipamento, conforme Figura 52 e a mesma foi posicionada sobre os apoios metálico, conforme Figura 53;

Figura 52 – Sistema de movimentação das nervuras

Fonte: Autor (2015).

Figura 53 – Nervura posicionada sobre apoios metálicos

Fonte: Autor (2015).

b) Aplicação de carga sobre nervura: após a nervura estar devidamente posicionada e centralizada sobre os apoios metálicos, a mesma recebe carregamento sob dois apoios metálicos reticulados, a fim de evitar o surgimento de esforços normais (horizontais) sobre a nervura. As Figuras 54 e 55 mostram a nervura já em colapso.

Figura 54 – Nervura após colapso

Fonte: Autor (2015).

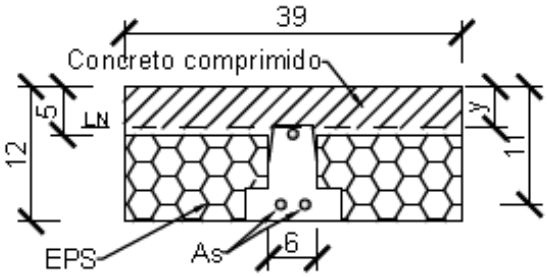
Figura 55 – Vigota e capa da nervura após colapso.

Fonte: Autor (2015).

3.4 Cálculo de momentos fletores de fissuração e atuantes na laje segundo a NBR 6118:2014

Neste capítulo será demonstrado as etapas de cálculo de momentos fletores de fissuração e atuantes na laje, segundo a NBR 6118:2014, com o objetivo de comprar os resultados obtidos com os experimentais, para a nervura com seção conforme a Figura 56.

Figura 56 – Seção típica das nervuras ensaiadas (cotas em cm)



Fonte: Autor (2015).

3.4.1 Momento de fissuração

As características geométricas sem considerar a área de aço da seção, sendo elas o centro de gravidade e o momento de inércia são calculados pelas Equações 2 e 3:

$$yg = \frac{(39 \times 5) \times \left((12-5) + \frac{5}{2}\right) + \left(6 * (12-5)\right) \times \left(\frac{12-5}{2}\right)}{(39 \times 5) + \left(6 \times (12-5)\right)} = 8{,}437\ cm$$

$$I_{capa} = \frac{39 \times 5^3}{12} + 39 \times 5 \times \left[\frac{5}{2} + (12-5) - 8{,}437\right]^2 = 626{,}71\ cm^4$$

$$I_{vigota} = \frac{6 \times (12-5)^3}{12} + 6 * (12-5) \times \left[8{,}437 - \frac{12-5}{2}\right]^2 = 1.195{,}09\ cm^4$$

Para determinação do módulo de elasticidade equivalente entre a capa e a vigota, foram utilizadas as Equações 17 e 16, respetivamente:

$$ai_{capa} = 0{,}8 + 0{,}2 \times \frac{35{,}05}{80} \leq 1{,}0 = 0{,}888$$

Como o *fck* da vigota é menor de 20 MPa, se adotou o valor antigo de *αi*, conforme abaixo:

$$\alpha i_{vigota} = 0{,}85$$

$$Eci_{capa} = 1{,}2 \times 5600 \times \sqrt{35{,}03} = 39.774{,}04\ MPa$$

$$Eci_{vigota} = 1{,}2 \times 5600 \times \sqrt{19{,}16} = 29.417{,}43\ MPa$$

$$Eci_{eq} = \frac{39.774{,}04 \times 626{,}71 + 29.417{,}43 \times 1.195{,}09}{626{,}71 + 1.195{,}09} = 32.980{,}19\ MPa$$

Adotou-se αi da capa e o módulo equivalente de capa e vigota, para determinação do módulo de elasticidade secante do concreto, conforme Equação 16:

$$Ecs = 0{,}888 \times 32.980{,}19 = 29.272{,}53 MPa = 2.927{,}253\ \frac{kN}{cm^2}$$

Para a determinação do centro de gravidade da seção, considerando a área de aço, foram utilizados a Equação 01 primeiramente, utilizando o módulo do concreto inicial equivalente e o módulo do aço, para determinação do αe e posteriormente utilizada a Equação 4, para determinação do centro de gravidade, conforme calculo abaixo:

$$\alpha e_I = \frac{210.000}{32.980{,}193} = 6{,}367$$

$$yh = 12 - \left[\frac{(39-6)\times\frac{5^2}{2} + 6\times\frac{12^2}{2} + 0{,}277\times(6{,}367-1)\times 11}{(39-6)\times 5 + 6\times 12 + 0{,}277\times(6{,}367-1)}\right] = 8{,}39\ cm$$

Ao calcular a resistência à tração da vigota, foi utilizado o $fc_{médio}$ do concreto das vigotas, conforme Equação 14, determinado abaixo:

$$fctm = 0{,}3\times\sqrt[3]{19{,}16^2} = 2{,}148\ MPa = 0{,}2148\frac{kN}{cm^2}$$

Após realizado os cálculos acima, se torna possível a determinação do momento de fissuração esperado pela nervura, conforme a Equação 11, determinado abaixo:

$$Mr = \frac{12\times 0{,}2148\times 1.903{,}54}{8{,}39} = 58{,}488\ kN.cm = 0{,}585\ kN.m$$

3.4.2 Momento atuante

O momento atuante pode ser definido utilizando o modelo de vigas bi-apoiadas com dois pontos de aplicação de carga equidistante de seus apoios pode ser calculado pela Equação 17, para o caso da carga máxima de ruptura por exemplo, com P = 2,914 kN sendo carga de ruptura e a = 0,90m este momento é M_a = 2,623 kN.m.

3.5 Cálculo dos deslocamentos segundo a NBR 6118:2014

3.5.1 Considerando as nervuras no Estádio I

Para o estádio I o momento de inércia da seção pode ser definido pela Equação 5, conforme representado abaixo:

$$Ih = \frac{(39-6)\times 5^3}{12} + \frac{6\times 12^3}{12} + (39-6)\times 5\times\left((12-8{,}39) - \frac{5}{2}\right)^2$$
$$+ \left[6\times 12\times\left((12-8{,}39) - \frac{12}{2}\right)^2\right] + 0{,}277\times(6{,}367-1)$$
$$\times\left((12-8{,}39) - 11\right)^2 = 1.903{,}54\ cm^4$$

Assim o deslocamento máximo esperado com a carga média de ruptura das nervuras é definido pela Equação 21, o qual é utilizado a seguir:

$$wmáx = \frac{2{,}914 \times 90}{24 \times 2.927{,}253 \times 1.903{,}54} \times (3 \times 200^2 - 4 \times 90^2) = 0{,}172\ cm$$
$$= 1{,}72\ mm$$

3.5.2 Considerando as nervuras no Estádio II

Considerando o E_{cs}, equivalente do concreto para determinação do αe_{II}, utilizando a Equação 1, o mesmo é definido como:

$$\alpha e_{II} = \frac{210.000}{29.272{,}53} = 7{,}17$$

$$a1 = \frac{6}{2} = 3$$

$$a2 = 5 \times (39 - 6) + 7{,}17 \times 0{,}277 = 166{,}986$$

$$a3 = -11 \times 7{,}17 \times 0{,}277 - \frac{5^2}{2} \times (39 - 6) = -434{,}347$$

Com os três coeficientes calculados, é utilizado a Equação 6 para definição da linha neutra.

$$x = \frac{-166{,}986 \pm \sqrt{166{,}986^2 - 4 \times 3 \times -434{,}347}}{2 \times 3} = 2{,}49\ cm$$

Com x já determinado, calcula-se o momento de inércia da seção no estádio II, através da Equação 10:

$$I_2 = \frac{6 \times 2{,}49^3}{3} + 7{,}17 \times 0{,}277 \times (2{,}49 - 11)^2 = 174{,}83\ cm^4$$

A rigidez equivalente para a seção fissurada considerando, utilizando por exemplo o momento de ruína obtido experimentalmente conforme será detalhado na sequência deste estudo é definida pela Equação 20, conforme apresentado a seguir:

$$EI_{eq} = 2.927{,}253 \times \left\{ \left(\frac{0{,}585}{2{,}6229}\right)^3 \times 1.903{,}54 + \left[1 - \left(\frac{0{,}585}{2{,}6229}\right)^3\right] \times 174{,}83 \right\}$$
$$\leq Ecs \times Ic = 567.889{,}89\ \frac{kN}{cm^2}$$

O deslocamento máximo esperado utilizando a carga de ruptura das nervuras, é calculado pela Equação 21, utilizando a rigidez equivalente da seção fissurada:

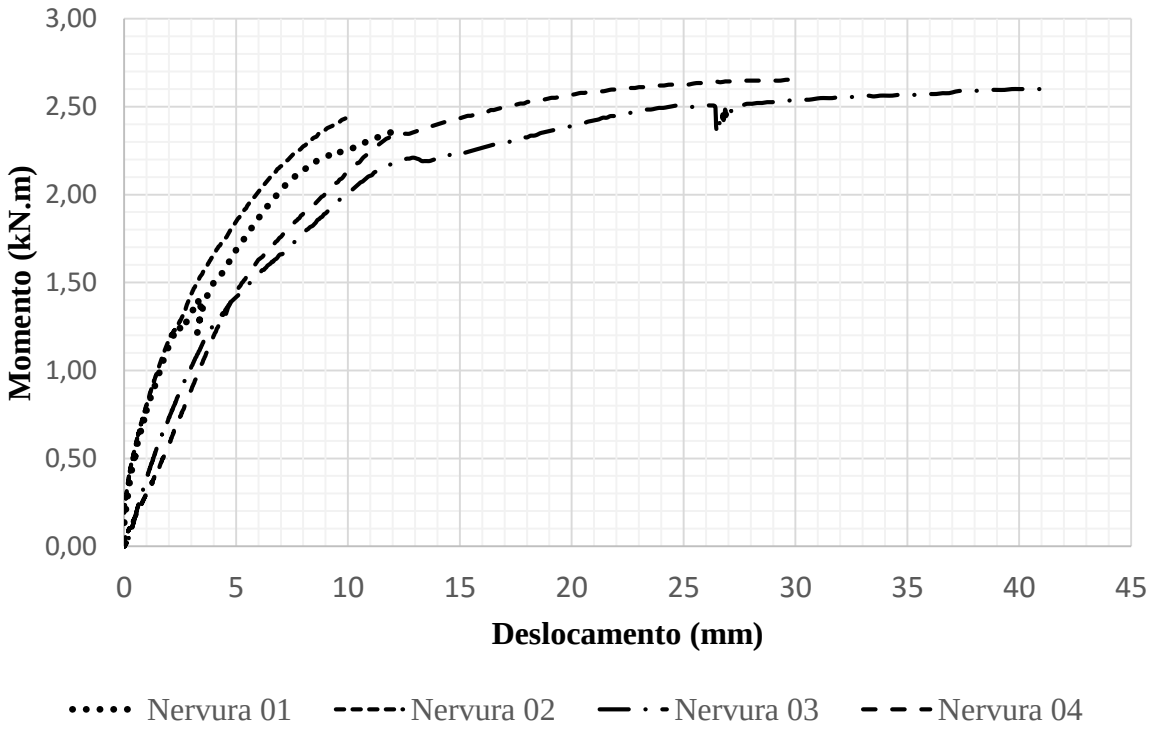
$$wmáx = \frac{2{,}914 \times 90}{24 \times 567.889{,}89} * (3 \times 200^2 - 4 \times 90^2) = 1{,}6858\ cm = 16{,}858\ mm$$

4 RESULTADOS

4.1 Experimentais

Após realizados ensaios os de Stuttgart em quatro nervuras de concreto armado, onde foram coletados dados de carregamentos aplicados e deslocamentos das mesmas, sendo possível calcular o momento atuante para cada variação de carga, devido o mesmo ser diretamente proporcional à essa força, obteve-se os seguintes resultados, conforme diagrama apresentado no Gráfico 1:

Gráfico 1 – Diagrama momento x deslocamento para os ensaios realizados em nervuras de CA



Fonte: Autor (2015).

Como nas nervuras 01 e 02 foi utilizado o deflectômetro para aumentar a precisão de medição do deslocamento das mesmas, devido à sua limitação de medição (amplitude de flecha), foi necessário interromper o ensaio para retirada do equipamento ao atingir o deslocamento máximo permitido por ele. Com isso, ao continuar o ensaio após a sua retirada, não foi possível dar continuidade no gráfico de momento (kN.m) x deslocamento (mm), sendo

possível somente o registro da carga de ruptura para as respectivas nervuras, representados pela Tabela 1, onde os valores de momentos foram calculados.

Tabela 1 – Carregamentos e momentos de ruína em nervura em CA

Nervura	Carga de ruína kN	Momento de ruptura kN.m
Nervura 01	5,769	2,596
Nervura 02	5,873	2,643
Nervura 03	5,780	2,601
Nervura 04	5,893	2,652

Fonte: Autor (2015).

4.2 Momentos calculados conforme a NBR 6118:2014 e estimados de ruína

A seguir serão apresentados os resultados após calculados os momentos de dimensionamento (de cálculo - M_d) o qual seria utilizado para estas vigotas, com suas características (concreto e aço), em uma situação normal de projeto, utilizando o *fck* de acordo com a NBR 12655:2015 ao romper 6 CP's de concreto, *fyk* = 600 MPa para aço CA-60, γ_c = 1,4 e γ_s = 1,15, assim como os momentos de ruína utilizando como *fck* o $fc_{médio}$ dos ensaios, *fyk* médio dos ensaios, γc = 1,0 e γs = 1,0, a fim de estimar os valores de ruína. Calculou-se também os valores para os momentos de fissuração de duas formas, uma para o modelo de projeto e outra para o modelo esperado para ruptura. Abaixo segue a Tabela 2 demonstrando a diferença dos valores considerados, entre o modelo de projeto e o esperado de ruptura:

Tabela 2 – Valores utilizados para diferentes modelos de cálculo

Modelo	γ_c	γ_s	γ_{carga}	*fck capa* MPa	*fck alma* MPa	*fyk* MPa
Cálculo	1,40	1,15	1,40	34,05	17,33	600
Esperado de ruína	1,00	1,00	1,00	35,03	19,16	652,47

Fonte: Autor (2015).

Ao aplicar as equações de cálculo, se obteve os seguintes resultados, conforme Tabela 3:

Tabela 3 – Momentos e carregamentos máximos obtidos pelos modelos de cálculo

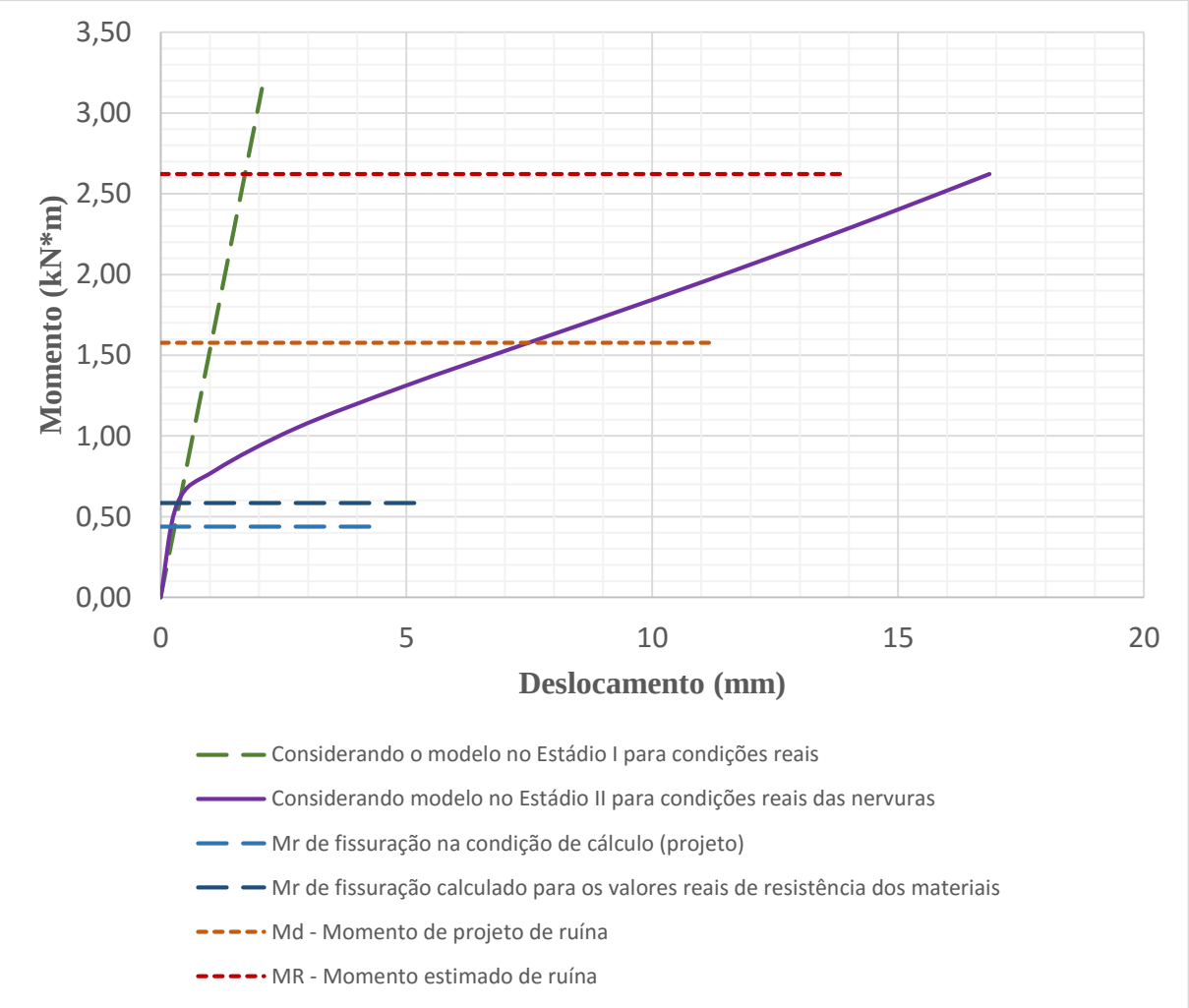
Modelo	Mr	Momento de ruína	Carga ruptura
	kN*m	kN*m	kN
Cálculo	0,438	1,127	4,388
Esperado de ruína	0,585	1,975	4,388

Fonte: Autor (2015).

4.3 Deslocamentos calculados conforme a NBR 6118:2014

Após cálculos os deslocamentos de acordo com a NBR 6118:2014, utilizando os mesmos princípios ao realizar os cálculos dos momentos. O Gráfico 2 mostra os valores obtidos, considerando diferentes deslocamentos para o estádio I e estádio II puro:

Gráfico 2 – Momento x deslocamento, conforme NBR 6118:2014



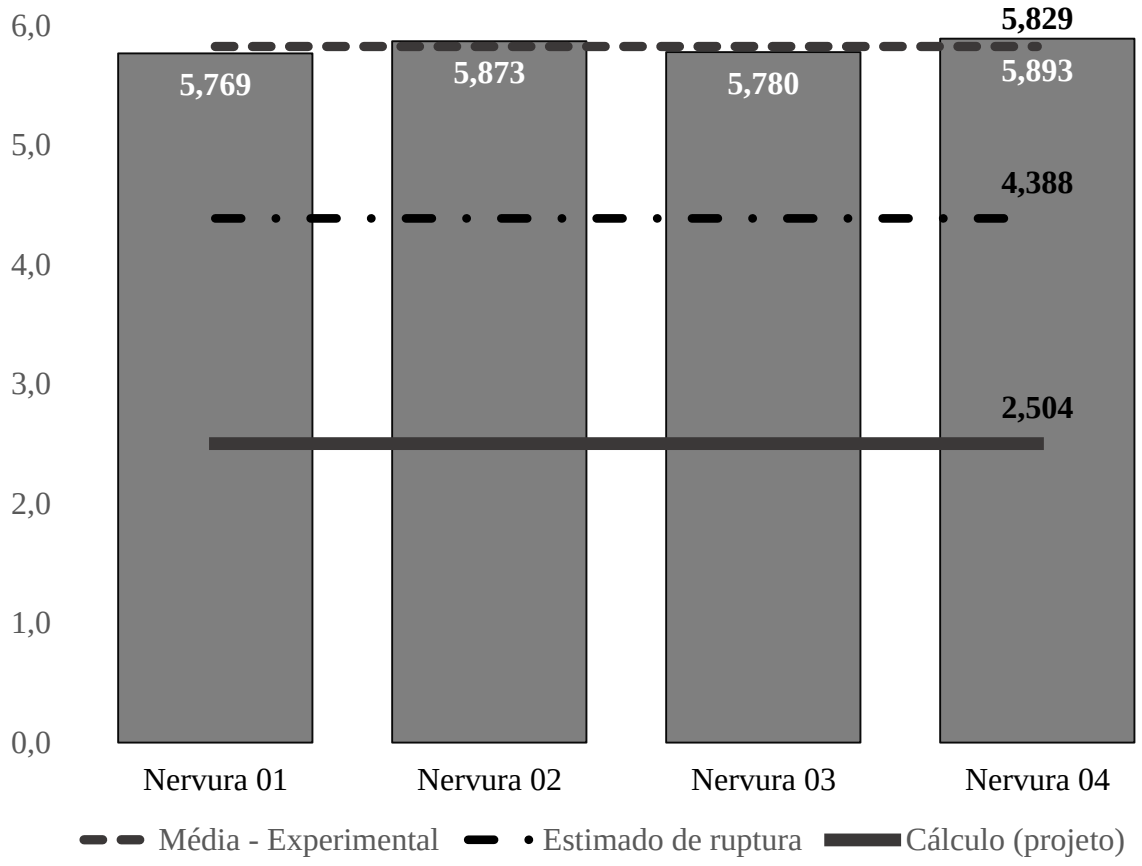
Fonte: Autor (2015).

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Cargas verticais

Ao analisar os resultados obtidos de cargas de ruptura, observou-se uma variação muito baixa dos mesmos, gerando uma confiança nos ensaios realizados. O Gráfico 3 mostra os valores das cargas de ruptura em comparativa com o seu valor médio:

Gráfico 3 – Cargas de ruptura das nervuras – F (kN)



Fonte: Autor (2015).

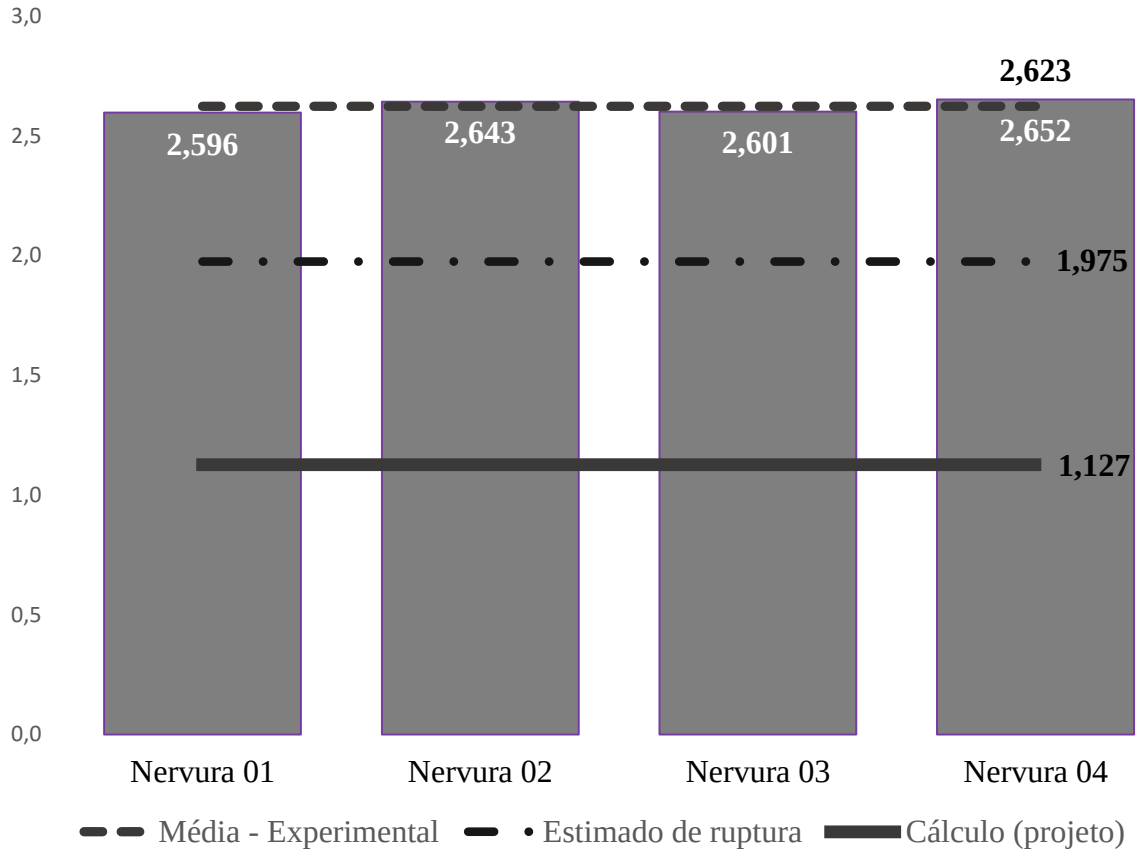
O valor da média experimental foi de 5,829 kN e o desvio padrão entre os ensaios foi de 0,055. No gráfico é possível verificar que os valores de ruptura realizados experimentalmente são maiores que os esperados de ruptura pelo modelo de cálculo da NBR 6118:2014.

Visto que os valores dos carregamentos de ruptura das quatro nervuras estão extremamente próximos e coerentes, os mesmos geram confiabilidade dos resultados obtidos.

5.2 Momentos

Ao analisar os resultados obtidos dos momentos de ruptura, observou-se uma variação muito baixa dos mesmos, gerando confiança nos ensaios realizados. O Gráfico 4 mostra os valores das cargas de ruptura em comparativa com o seu valor médio, com o esperado de ruptura e com o de projeto.

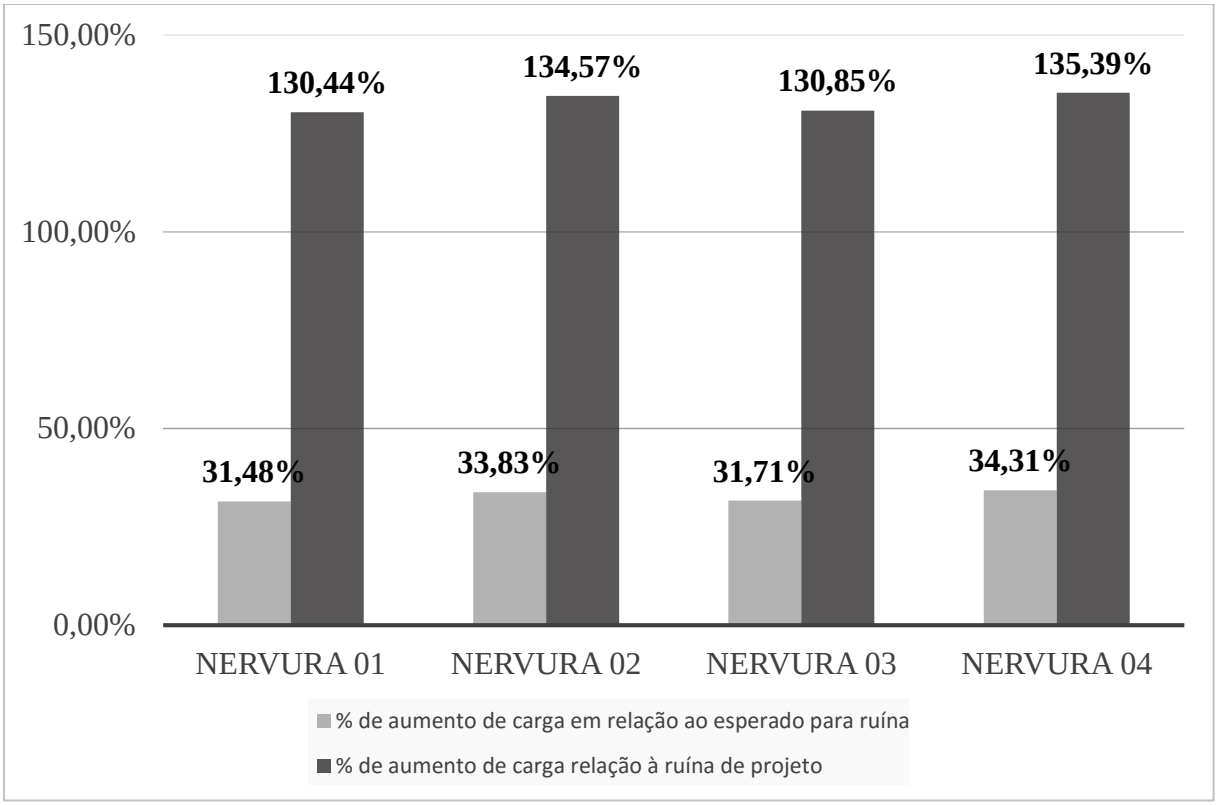
Gráfico 4 – Momentos de ruptura (kN*m)



Fonte: Autor (2015).

O desvio padrão entre os ensaios foi de 0,025 kN*m, comprovando a pequena variação de resultados, conforme fica visível no Gráfico 5. No mesmo gráfico é possível verificar que os valores de ruptura realizados experimentalmente são significantemente maiores que o esperado de ruptura pelo modelo de cálculo da NBR 6118:2014. Com isso, se calculou a relação dos valores experimentais sobre os valores esperados para ruptura e também sobre os valores de ruptura de projeto, conforme representados pelo Gráfico 5.

Gráfico 5 – Valores experimentais sobre valores de cálculo conforme NBR 6118:2014



Fonte: Autor (2015).

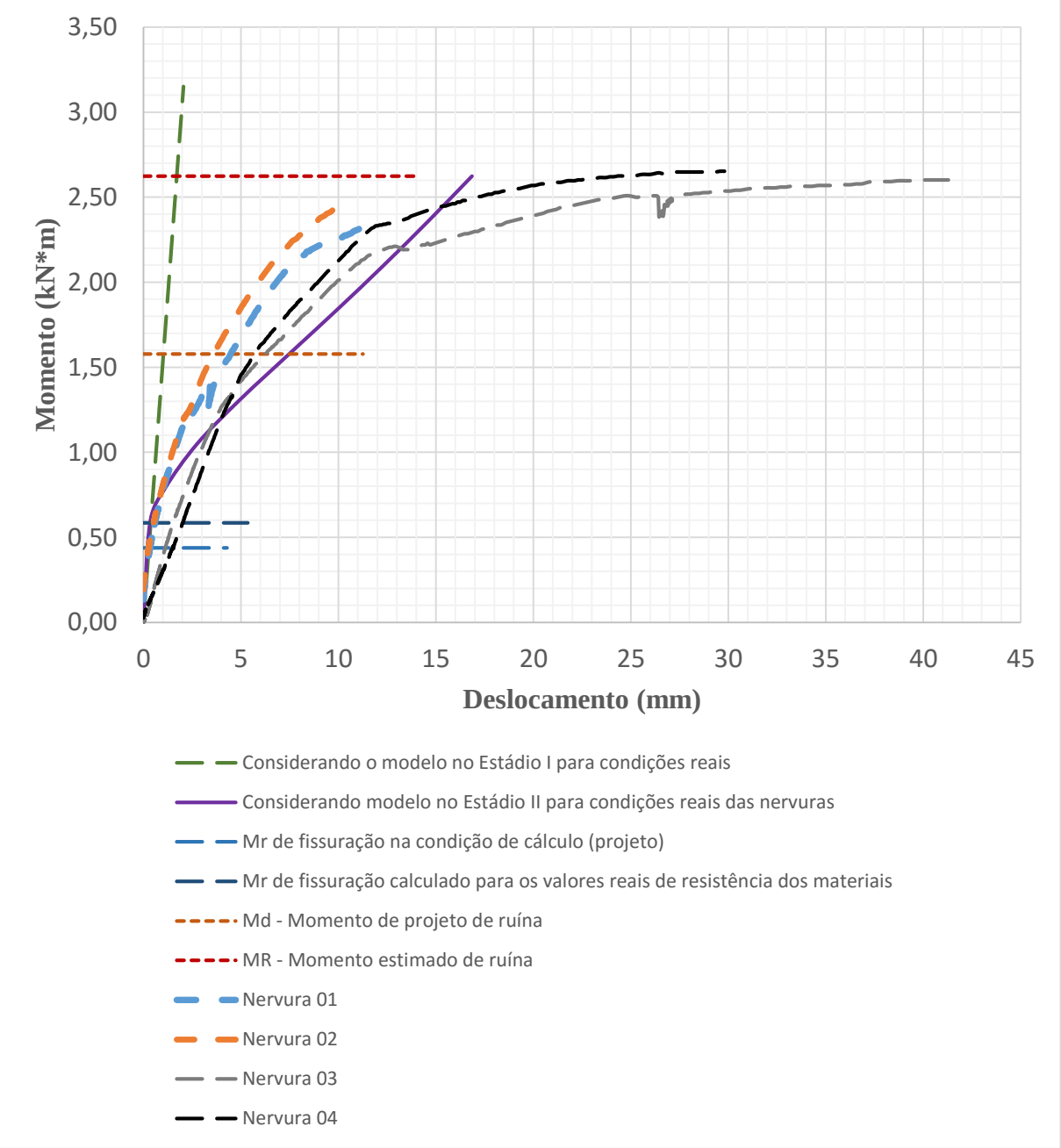
Visto o Gráfico 5, fica evidente que os valores de projeto (usado em situações reais) estão muito acima dos valores esperados para ruína das nervuras, sendo que os valores de ruptura obtidos pelos modelos experimentais foram de 31,48% a 34,31% superiores aos valores de ruptura esperados para ruína pelo modelo de cálculo de acordo com a NBR 6118:2014. Já em relação ao modelo de cálculo de projeto, se verificou que os modelos experimentais obtiveram capacidade de carga de 130,44% a 135,39% superiores.

5.3 Deslocamentos

Em análise dos resultados obtidos dos deslocamentos das nervuras para determinadas forças de aplicação, gerando momentos diretamente proporcionais, é possível verificar uma defasagem entre os deslocamentos das nervuras 01 e 02 em relação às nervuras 03 e 04, devido à utilização do deflectômetro somente nas duas primeiras à serem ensaiadas, gerando maior precisão dos resultados. O Gráfico 7 mostra os deslocamentos dos ensaios realizados em comparativa com os deslocamentos previstos para o estádio I e para o estádio II, bem como

foram analisados com os métodos de projeto de acordo com a NBR 6118:2014 e os valores esperados (sem coeficientes).

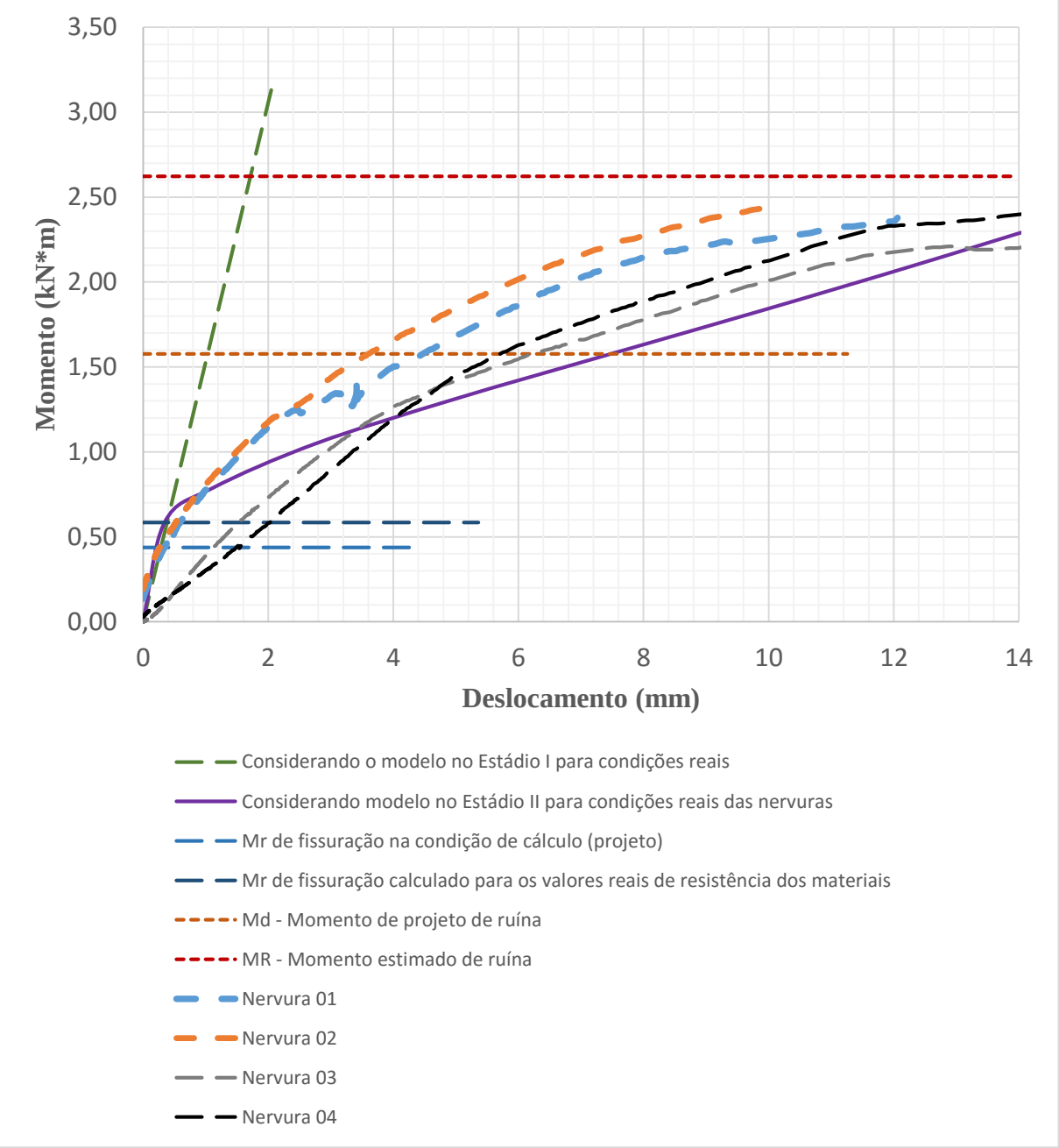
Gráfico 6 – Deslocamentos experimentais x deslocamentos de cálculo conforme NBR 6118:2014 (geral)



Fonte: Autor (2015).

Como o Gráfico 6 possui grande volume de informações, para facilitar a análise o Gráfico 7 exibe as mesmas informações, porém com um menor intervalo de deslocamentos.

Gráfico 7 - Deslocamentos experimentais vs deslocamentos de cálculo conforme NBR 6118:2014 (ampliado)



Fonte: Autor (2015).

Em análise do Gráfico 7, se verifica a existência de menores deslocamentos pelos métodos experimentais em comparativa ao modelo de cálculo do estádio II. Verifica-se para as nervuras 01 e 02, as quais foram utilizadas o deflectômetro para medição com maior precisão dos deslocamentos, o comportamento extremamente próximo ao modelo de cálculo dos estádios I e II até o momento de fissuração previsto.

Considerando o modelo do estádio II para o momento de projeto de ruína (M_d), teremos uma flecha (deslocamento) muito próxima das experimentais, sendo elas a favor da segurança, pois o estádio II prevê uma flecha maior para o mesmo momento. Já para carregamentos superiores, os valores determinados pelo estádio II continuam próximos do experimentais, porém a partir de 2,194 kN.m de momento aplicado sobre as nervuras, os valores do estádio II deixam de estarem a favor da segurança, analisando as nervuras 03 e 04.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho abordou os carregamentos suportados por nervuras, utilizando vigotas de concreto armado bem como são utilizadas na construção civil de forma geral, sendo elas fabricadas pela indústria. A partir da análise dos resultados encontrados pelos ensaios experimentais, bem como pela análise dos valores obtidos pelo modelo de cálculo de acordo com a NBR 6118:2014, este capítulo tem por objetivo apresentar resumidamente as principais conclusões obtidas desse trabalho e uma sugestão para futuros trabalhos.

Como os valores de ruptura pelos modelos experimentais foram de 31,48% a 34,31% superiores aos valores de ruptura esperados pelo modelo de cálculo de acordo com a NBR 6118:2014, é possível que esses estejam associados a interação entre capa e nervura, o que aumenta a rigidez do conjunto e justifica o aumento dos carregamentos suportados, efeito esse não considerado pelo modelo de cálculo, o tornando mais conservador e em prol da segurança das estruturas.

Já em relação ao modelo de cálculo de projeto, se verificou que os modelos experimentais obtiveram capacidade de carga de 130,44% a 135,39% superiores. Com isso se verifica um certo nível de superdimensionamento desse tipo de estrutura, fazendo com que as mesmas se tornem mais onerosas quanto poderiam ser, caso os modelos de cálculo fossem mais precisos.

Também foi possível verificar que devido à consideração do comportamento elástico linear da nervura, conforme procedimentos de cálculo da NBR 6118:2014, o modelo teórico estipula maiores níveis de flecha para determinados carregamentos. Esse efeito se tornou mais gritante ao analisar as nervuras 01 e 02, onde o nível de precisão de medição dos deslocamentos são superiores às nervuras 03 e 04, devido a utilização do deflectômetro, porém nelas foram limitadas as medições da flecha, em virtude da capacidade de amplitude de medição do equipamento utilizado.

De acordo com as análises dos resultados obtidos, é possível sugerir para futuros trabalhos, o aprimoramento das equações utilizadas nos modelos de cálculo, para que as mesmas considerem o que os valores obtidos sejam o mais próximo possível ao modelo experimental. Indica-se também que em trabalhos futuros sejam verificados o comportamento das estruturas através de análises numéricas pelo método dos elementos finitos, com o objetivo de aumentar a confiabilidade dos resultados obtidos. Com o devido aprimoramento do modelo de cálculo da NBR 6118:2014 será possível o dimensionamento de estruturas mais enxutas com melhor viabilidade econômica, sem que as mesmas possuam os devidos fatores de segurança.

Com a realização deste estudo, houveram grandes aprendizados sobre o assunto abordado, desde a experiência com a área de pesquisa, até o acompanhamento da execução das nervuras pela indústria, bem como ela é feita para o uso comum da construção civil, aprimorando a visão prática sobre a utilização de vigotas pré-moldadas.

Para a realização de trabalhos futuros é indicado o uso de análise numérica através de elementos finitos, bem como, utilizar outras seções de nervura, armaduras e aumentar o vão da estrutura, com o objetivo de aumentar a confiabilidade das análises realizadas.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, A.T. *Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado.*1999. 97f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

ALBUQUERQUE, A. T.; PINHEIRO, L. M. Análise de alternativas estruturais para edifícios. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 40. 1998, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBRACON, 1998. 13p.

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

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

_____. *NBR 14859-1:* Laje pré-fabricada – requisitos parte 1: lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

BASTOS, P. S. S. *Lajes de concreto*. Notas de aula do curso de Engenharia Civil. Bauru: UNESP, 2015.

BOROWSKI, G.C. *Cálculo de deslocamento em lajes nervuradas.* 2005. 46f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, 2005.

CAMPOS, A. Filho. *Estados limites de serviço em estruturas de concreto armado.* UFRGS, 2014. Disponível em: < https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/servico.pdf >. Acesso em: 22 out. 2015.

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.

CARVALHO, R.C.; PINHEIRO, L.M. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.* São Paulo: Pini, 2009.

DONIN, C. *Análise numérica de lajes nervuradas por meio do método dos elementos finitos.* 2007. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

DONIN, C. *Estruturas de concreto I, parte 2.* Notas de aula do curso de Engenharia Civil. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2015.

FAZZAN, J. V. *Comportamento estrutural de lajes pré-moldadas treliçadas com adição de resíduos de borracha de pneu.* 2011. 170f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Estadual Paulista, 2011.

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.

JUNIOR, C. F. B.; GIONGO, J.S. *Concreto armado: projeto e construção de lajes nervuradas*. São Carlos: 2007.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de concreto.* Rio de Janeiro: Interciência, 1977.

PINHEIRO, L. M.; CATOIA, B.; CATOIA, T. *Tabelas de vigas:* deslocamentos e momentos de engastamento perfeito. UFSCAR, 2010. Disponível em: < http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/22%20Tabelas%20de%20vigas.pdf>. Acesso em: 22 out. 2015.

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.

SARTORTI, A. L.; FONTES, A. C.; PINHEIRO, L. M. Análise da fase de montagem de lajes treliçadas. *IBRACON de Estruturas e Materiais*, Salvador, v. 6, n. 4, p. 642-660. 2013.

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.