

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Rodrigo Gomes da Silva Bender

ANÁLISE DA FORÇA CORTANTE EM LAJES COM VIGOTAS TRELIÇADAS

Santa Cruz do Sul

2017

Rodrigo Gomes da Silva Bender

ANÁLISE DA FORÇA CORTANTE EM LAJES COM VIGOTAS TRELIÇADAS

Trabalho de Curso II, apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, na área de Estruturas, como requisito parcial para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. M.Sc. Eng. Christian Donin

Santa Cruz do Sul
2017

Rodrigo Gomes da Silva Bender

ANÁLISE DA FORÇA CORTANTE EM LAJES COM VIGOTAS TRELIÇADAS

Trabalho de Curso II, apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, na área de Estruturas, como requisito parcial para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

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

Prof. Dr. Eduardo Rizzatti
Professor Examinador - UFSM

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

Santa Cruz do Sul
2017

Dedico este trabalho à Deus e à minha mãe que me acompanharam e me ajudaram nesta jornada até aqui e ao meu pai, que apesar de não estar mais aqui, me deu condições e me incentivou a seguir meu sonho.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por me dar condições e forças para superar as dificuldades e principalmente para me superar a cada desafio, o que foi uma constante nos últimos seis anos.

Agradeço a minha mãe, Etelvina Bender, por toda ajuda e apoio neste período e pela educação e formação que me foi dada, o que foi de grande importância para a formação do meu caráter. Agradeço também pelo incentivo dado quanto a dedicação aos estudos, sem o qual não chegaria até aqui.

Sou grato ao exemplo que tive do meu pai, Ingo Bender, que apesar de não estar mais aqui, deu condições e incentivo para que me aventurasse a estudar Engenharia Civil, além de ser a pessoa com mais caráter que já conheci.

Sou grato ainda aos meus padrinhos, João Fioravante e Ana Fioravante, que foram grandes amigos e exemplos em momentos de dificuldade, assim como minha tia Helvétia Bender, tendo eles sido essenciais nesta jornada.

Agradeço em especial ao professor orientador Christian Donin, pela paciência, competência em transmitir seus conhecimentos, disposição, atenção e principalmente pela excelência na orientação, sem o qual este trabalho não seria possível.

Sou grato por todos os meus colegas que muito me ajudaram e enriquecer meus conhecimentos e tornaram esta época mais agradável. Dentre estes destaca-se a colega e amiga Amanda Sehn, parceira de todas as horas e de todos os trabalhos, Leonardo Massulo pelas diversas ajudas e explicações, os colegas Cássio Hermes, Enísio Schwantes e Danielle Paulus pela amizade e troca de ensinamentos, ao colega Marco Antônio de Jesus e Johnathan Alves pela ajuda na elaboração dos protótipos e a muitos outros que não será possível citar.

Agradeço à instituição UNISC pela oportunidade e acolhimento. Aos professores, principalmente aos professores Henrique Rupp, Marco Antônio Pozzobon e ao professor e coordenador Leandro Olívio Nervis pelo conhecimento e experiência transmitidos. Sou grato aos funcionários Indiara Kremer, da coordenação do curso e Lidiane Kist, Rafael Henn e Henrique Eichner, funcionários dos laboratórios de Engenharia Civil, que foram grande ajuda, competência e amizade.

RESUMO

O presente trabalho analisa resultados experimentais de ruptura por força cortante em lajes treliçadas e em lajes sem armadura transversal e compara-os para entender a contribuição da treliça na resistência à força cortante. Após faz a análise teórica com base na NBR 6118:2014, obtendo a força cortante estimada de ruptura e a força cortante resistente de cálculo para cada protótipo e compara os resultados teóricos aos obtidos por meio dos ensaios experimentais, de modo a entender se o modelo de cálculo analisado condiz com a realidade. Com base nos ensaios e cálculos realizados pôde-se concluir a parcela de contribuição da treliça para resistência da força cortante e avaliar o método de cálculo utilizado.

Palavras-chave: Laje treliçada; Força cortante; Análise experimental; Análise teórica Armadura transversal.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Dimensões e carregamentos de uma laje	18
Figura 2 – Laje maciça	21
Figura 3 – Laje nervurada	22
Figura 4 - Laje nervurada, armadura.....	22
Figura 5 - Laje mista, steel deck.....	23
Figura 6 - Laje em grelha	23
Figura 7 – Laje dupla.....	24
Figura 8 – Laje cogumelo com capitel.....	25
Figura 9 – Laje lisa	25
Figura 10 – Seções das vigotas	26
Figura 11 - Laje pré-moldada com vigotas de concreto armado	26
Figura 12 - Laje pré-moldada com vigotas de concreto protendido.....	26
Figura 13 - Laje pré-moldada com vigotas treliçadas	27
Figura 14 – Laje cogumelo com capitel	28
Figura 15 – Laje cogumelo com capitel invertido	28
Figura 16 – Laje cogumelo sem capitel.....	29
Figura 17 – Concretagem de laje treliçada com EPS.....	31
Figura 18 – Vigota treliçada.....	31
Figura 19 – Vigota treliçada.....	32
Figura 20 – Treliça eletrossoldada	33
Figura 21 – Seção da treliça.....	33
Figura 22 – Elementos não estruturais.....	35
Figura 23 - Treliça com espaçamento fixo e altura e ângulo variáveis.....	42
Figura 24 – Trajetória das tensões principais.....	43
Figura 25 – Componentes de tensão relativos aos eixos principais e aos eixos x e y	43
Figura 26 – Fissuração por flexão e por força cortante	44
Figura 27 – Armadura transversal a 45°.....	45
Figura 28 – Armadura transversal a 90°.....	45
Figura 29 – Viga segundo a treliça de Hitter-Mörsch	46
Figura 30 – Representação da biela de compressão	46
Figura 31 – Representação da biela tracionada.....	47
Figura 32 – Armadura transversal para resistir à força na diagonal tracionada	47
Figura 33 - Treliça generalizada.....	50
Figura 34 – Ruptura por força cortante-flexão de uma viga sem armadura de cisalhamento	54

Figura 35 – Esquema do ensaio de cisalhamento de uma vigota treliçada (cotas em cm)	59
Figura 36 – Esquema com seção transversal do protótipo com armadura treliçada.....	63
Figura 37 – Esquema com seção transversal do protótipo sem uso de treliça.....	63
Figura 38 – Aço da nervura treliçada.....	64
Figura 39 – Aço da nervura não-treliçada	65
Figura 40 – CP's posicionados no tanque de cura	66
Figura 41 – Regularização das faces dos CP's.....	67
Figura 42 – CP rompido por compressão.....	68
Figura 43 – Fôrma para execução dos protótipos	73
Figura 44 – Armadura sendo amarrada e posicionada	74
Figura 45 – Fôrma e armadura prontas para receber o concreto.....	74
Figura 46 – Adensamento de uma nervura com uso do vibrador de concreto	75
Figura 47 – Protótipos prontos, após nivelamento	76
Figura 48 – Cura dos protótipos	76
Figura 49 – Lajes prontas para o ensaio, já desformadas e sem EPS.....	77
Figura 50 – Equipamento de ensaio.....	78
Figura 51 – Esquema de ensaio para análise de resistência à força cortante	79
Figura 52 – Preparação do ensaio	80
Figura 53 – Laje rompida ao cisalhamento.....	81
Figura 54 – Ruptura da laje LT1	95
Figura 55 – Ruptura da laje LT2.....	96
Figura 56 – Ruptura da laje LT3.....	96
Figura 57 – Ruptura da laje LNT1	97
Figura 58 – Seção LNT1 cisalhada	97
Figura 59 – Cisalhamento perpendicular à nervura na laje LNT1	98
Figura 60 – Vista lateral demonstrando precisão do corte na laje LNT1	98
Figura 61 – Ruptura da laje LNT2	99
Figura 62 – Ruptura da laje LNT3	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensões e tolerância padronizadas para vigotas treliçadas	32
Tabela 2 – Diâmetro nominal mínimo da barra de aço no banzo superior	34
Tabela 3 – Resumo das relações para a treliça clássica em função do ângulo α de inclinação das diagonais tracionadas	48
Tabela 4 – Resultados do ensaio de compressão nos CP's de concreto	69
Tabela 5 – Resultados do ensaio de tração nas barras da treliça de 4,2mm	70
Tabela 6 – Resultados do ensaio de tração nas barras de 4,2mm	71
Tabela 7 – Resultados do ensaio de tração nas barras de 12,5mm	71
Tabela 8 – Resultados dos ensaios das lajes treliçadas	87
Tabela 9 – Resultados dos ensaios das lajes não-treliçadas	88
Tabela 10 - Força cortante pelo modelo de cálculo para lajes treliçadas	89
Tabela 11 - Força cortante pelo modelo de cálculo para laje sem treliça	89
Tabela 12 - Proporções comparativas entre resultados experimentais e teóricos	94

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	–	Associação Brasileira de Normas Técnicas
EPS	–	Poliestireno expandido
NBR	–	Norma Brasileira
UNISC	–	Universidade de Santa Cruz do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s	–	Área de aço
b_w	–	Largura da seção
cm	–	Centímetros
d	–	Altura útil
f_{cd}	–	Resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{ck}	–	Resistência característica do concreto à compressão
f_{ct}	–	Resistência do concreto à tração
f_{yk}	–	Resistência característica do aço ao escoamento
m	–	Metros
M_d	–	Momento fletor solicitante de cálculo
$M_{máx}$	–	Momento fletor máximo
MPa	–	Mega Pascal
V_{Exp}	–	Força cortante experimental
$V_{est,rupt}$	–	Força cortante estimada de ruptura
$VRd1$	–	Força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante
$VRd2$	–	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
VSd	–	Força cortante de cálculo
V_{u1}	–	Força cortante relativa à compressão oblíqua da nervura
$V_{r,est,rupt}$	–	Força cortante estimada de ruptura

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Justificativa	15
1.2 Área e limitação do tema	16
1.3 Objetivos	16
1.3.1 Objetivos gerais.....	16
1.3.2 Objetivos específicos.....	16
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 Introdução às lajes	17
2.2 Histórico	19
2.3 Classificação das lajes	20
2.3.1 Quanto à forma.....	20
2.3.2 Quanto à natureza.....	21
2.3.2.1 Lajes Maciças.....	21
2.3.2.2 Lajes Nervuradas	21
2.3.2.3 Lajes mistas.....	22
2.3.2.4 Lajes em grelha	23
2.3.2.5 Laje dupla.....	24
2.3.2.6 Lajes Cogumelo.....	24
2.3.2.7 Lajes pré-moldadas com vigotas pré-fabricadas	25
2.3.3 Quanto ao tipo de apoio	27
2.3.4 Quanto ao tipo de armação	29
2.4 Lajes pré-moldadas com vigotas treliçadas.....	29
2.4.1 Vigota com armadura treliçada (VT).....	31
2.4.2 Armadura treliçada eletrossoldada.....	32
2.4.2.1 Fios e barras de aço para armadura treliçada.....	34
2.4.3 Elementos pré-fabricados não estruturais de enchimento.....	34
2.5 Ações e solicitações	35
2.5.1 Ações atuantes na laje	35
2.5.2 Momentos fletores	36
2.6 Parâmetros de materiais	36
2.6.1 Resistência à tração direta	37
2.6.2 Módulo de elasticidade.....	37
2.6.3 Flexão de lajes com nervuras unidirecionais contínuas	38
2.6.4 Força cortante	38
2.7 Dimensionamento.....	38
2.7.1 Dimensionamento à força cortante em lajes treliçadas	38

2.8 Força cortante	42
2.8.1 Treliza clássica de Ritter-Mörsch.....	44
2.8.1.1 Modelo de cálculo 1.....	48
2.8.2 Treliza generalizada	49
2.8.2.1 Modelo de cálculo 2.....	52
2.8.3 Cálculo da tensão de cisalhamento da alma no Estádio II	53
2.8.4 Tipos de ruptura por força cortante	53
2.8.4.1 Ruptura por força cortante-flexão	53
2.8.4.2 Ruptura por força cortante-tração.....	54
2.8.4.3 Ruptura das diagonais de compressão	55
2.8.4.4 Ruptura por falha de ancoragem	55
2.9 Força cortante em lajes pré-moldadas	55
2.9.1 Lajes sem armadura transversal	55
2.9.2 Lajes com armadura transversal	56
2.9.2.1 Espaçamento entre estribos.....	56
2.10 Alguns estudos relevantes sobre o tema.....	56
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	62
3.1 Definir os protótipos.....	62
3.2 Confeção dos protótipos.....	64
3.2.1 Materiais.....	64
3.2.1.1 Concreto da nervura e da capa	64
3.2.1.2 Aço da nervura	64
3.2.1.3 Caracterização dos materiais	65
3.2.1.4 Ensaio de compressão em corpos de prova de concreto.....	65
3.2.1.5 Ensaio de tração em barras de aço.....	69
3.2.2 Execução dos protótipos	72
3.3 Análise experimental	77
3.3.1 Procedimento dos ensaios	77
3.3.2 Preparação para o ensaio	79
3.3 Análise experimental	81
3.4 Análise teórica.....	81
3.4.1 Forças cortantes estimadas de ruptura	82
3.4.2 Forças cortantes resistentes de cálculo	84
4 RESULTADOS	87
4.1 Resultados experimentais	87
4.2 Resultados teóricos	88
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	90

5.4 Modos de ruptura dos protótipos de lajes.....	95
5.4.1 Modos de ruptura dos protótipos de lajes treliçadas	95
5.4.2 Modos de ruptura dos protótipos de lajes não-treliçadas	97
6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
REFERÊNCIAS	103
ANEXO A - Relatório de Ensaio experimental da Laje Treliçada 1 – LT1	107
ANEXO B - Relatório de Ensaio experimental da Laje Treliçada 2 – LT2	109
ANEXO C - Relatório de Ensaio experimental da Laje Treliçada 3 – LT3.....	111
ANEXO D - Relatório de Ensaio experimental da Laje Não-Treliçada 1 – LNT1..	113
ANEXO E - Relatório de Ensaio experimental da Laje Não-Treliçada 2 – LNT2..	115
ANEXO F - Relatório de Ensaio experimental da Laje Não-Treliçada 3 – LNT3..	117

1 INTRODUÇÃO

As lajes têm grande importância em estruturas de diversas dimensões por ser sobre elas que se apoiam todas as cargas de uso de cada pavimento e as distribui para as vigas e estas aos pilares. Usualmente utiliza-se lajes maciças, porém estas possuem grande peso próprio, exigindo uma estrutura mais robusta e onerando o projeto, principalmente em grandes vãos (ARAÚJO, 2014).

Com a evolução da construção civil e novos estudos, desenvolveu-se o sistema de lajes nervuradas como alternativa às lajes maciças, onde a zona de tração é substituída por nervuras, entre as quais coloca-se material inerte de baixo peso específico, ou mesmo deixam-se vazios, com nervuras aparentes, a fim de reduzir o peso próprio da laje e conseqüentemente as exigências à estrutura (ARAÚJO, 2014).

Estas lajes podem ser formadas, dentre outras soluções, de vigotas pré-moldadas, que possuem um grau de confiabilidade maior por serem fabricadas industrialmente, com controle mais rígido que o concreto armado executado *in loco*. Estas vigotas pré-moldadas podem ser de concreto armado, protendidas ou treliçadas (DONIN, 2017). Esta última, bem como as forças cortantes atuantes sobre ela são o tema deste trabalho de pesquisa.

1.1 Justificativa

Segundo Santos (2008), o sistema construtivo mais utilizado no Brasil é o concreto armado, contribuindo para a institucionalização da engenharia e da arquitetura no país. Com o uso disseminado de tal sistema, houve a necessidade de encontrar novas soluções para lajes, haja vista que lajes maciças de concreto possuem peso próprio elevado, surgindo assim, em 1992 (CARVALHO, et al, 2005), as primeiras lajes pré-fabricadas no Brasil, com a finalidade de reduzir seu peso próprio, sendo uma dessas soluções a vigota treliçada.

Porém faz-se necessário entender qual a contribuição da treliça na resistência à força cortante em lajes treliçadas, a fim de otimizar as estruturas, gerando economia de materiais e aumentando o custo benefício da solução estrutural, bem como aumentar a confiabilidade, possibilitando melhorar os modelos de cálculo existentes com os dados fornecidos por este trabalho, visto que não há estudos sobre o assunto.

1.2 Área e limitação do tema

Este trabalho de pesquisa desenvolve-se na área de estruturas, tendo seu foco em lajes pré-moldadas compostas por vigotas treliçadas e limitando-se na análise de força cortante nestas vigotas, comparando-as com vigotas em concreto armado e com o método teórico apresentado pela NBR 6118:2014.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivos gerais

Elucidar a contribuição das treliças na resistência ao corte de lajes pré-moldadas com vigotas treliçadas e compará-las com a resistência ao corte em lajes pré-moldadas com vigotas de concreto armado. Além disto, este trabalho deverá testar o método de cálculo apresentado pela NBR 6118:2014, objetivando verificar se este condiz com a realidade.

1.3.2 Objetivos específicos

Principais etapas a serem desenvolvidas para a realização deste trabalho:

- Pesquisar bibliografias sobre modelos de cálculo para cortante em vigotas treliçadas;
- Definir os corpos de prova das lajes a serem ensaiados, confeccioná-los e realizar os ensaios em laboratório;
- Analisar os parâmetros entre os resultados experimentais em comparação aos resultados teóricos;
- Comparar resultados obtidos com o uso de treliças com os resultados obtidos por Baierle (2016) em seu trabalho de curso, sendo que este não utilizou armadura longitudinal;
- Ao final apresentar o grau de eficiência do método de cálculo e a eficiência da treliça em absorver força cortante.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Através de revisão da literatura, o presente capítulo trata-se, inicialmente, de uma revisão histórica e teórica das lajes, apresentando alguns tipos, classificações, forças atuantes e modelos de cálculo deste elemento estrutural e, por fim, discorre sobre revisões empíricas a fim de determinar o estado da arte do assunto tratado.

2.1 Introdução às lajes

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o concreto é um material composto por água, cimento e agregados. Como o cimento é um material caro, o principal motivo de utilizar agregados de dimensões maiores é de reduzir custos sem prejudicar a qualidade do material.

Podem ser acrescentados também, conforme necessidade, aditivos químicos e adições minerais, a fim de melhorar características específicas do concreto, tanto no estado fresco quanto após endurecimento (ARAÚJO, 2014).

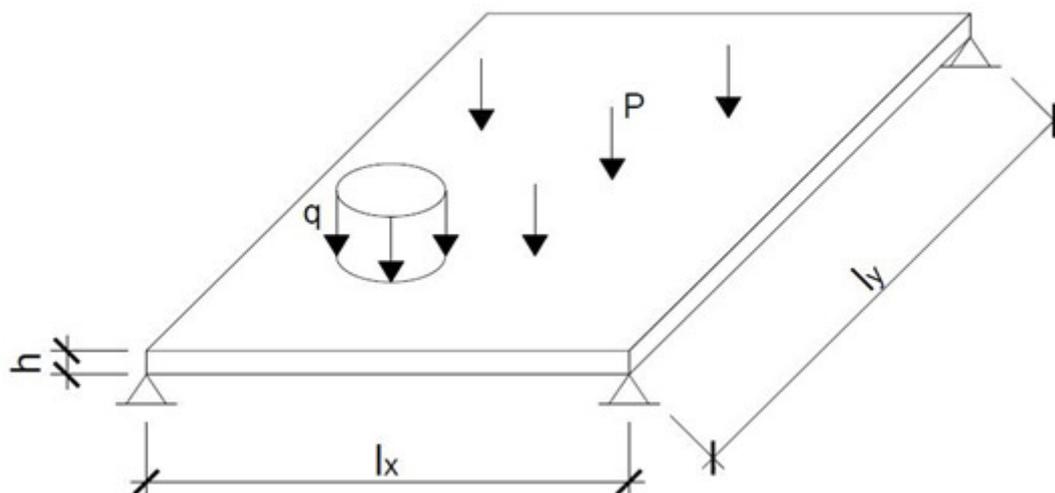
Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o concreto armado originou-se na necessidade de aumentar sua resistência à tração para empregá-lo de forma mais ampla em função estrutural, sendo que a resistência do concreto sozinha à tração é de apenas aproximadamente 10% da resistência à compressão. A solução encontrada foi associar um material ao concreto que aumentasse sua resistência à tração, e que fosse mais deformável que o concreto.

Porém, segundo Araújo (2014), o concreto armado não seria possível se não houvesse aderência do conjunto concreto/aço. Graças à boa aderência do conjunto, quando o concreto fissura na zona tracionada, a armadura absorve as forças de tração, evitando a ruína brusca da estrutura.

Nas construções de concreto armado, sejam elas de pequeno ou de grande porte, três elementos estruturais são bastante comuns: as lajes, as vigas e os pilares. Por isso, esses são os elementos estruturais mais importantes (BASTOS, 2006).

Segundo Araújo (2014), lajes são elementos estruturais constituídos de placas de concreto com espessura relativamente pequena em comparação às duas outras dimensões, têm função básica de receber as cargas de utilização das edificações, aplicadas sobre os pisos, e transmiti-las às vigas, que transmitem aos pilares e estes às fundações que por fim descarregam no solo.

Figura 1 – Dimensões e carregamentos de uma laje



Fonte: Adaptado de Araújo (2014).

As ações nas lajes das construções são de pessoas, móveis, pisos, paredes, e os mais variados tipos de carga. Alguns dos tipos mais comuns de lajes são maciças, nervuradas, lisas e cogumelo. “Lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte” (Bastos, 2006).

Segundo Forni (2005), a utilização de lajes formadas por elementos pré-fabricados em estruturas de edifícios, principalmente as vigotas treliçadas, torna-se cada vez mais difundida no mercado brasileiro, porém, segundo Cunha (2012), cerca de 70% das obras que utilizaram o sistema de pré-moldado no Brasil até 2007, não foram originalmente previstas neste, mas adaptada do sistema de concreto moldado no local. Esta taxa geralmente torna-se crescente ao se afastar de grandes centros, onde o controle é menos rigoroso.

Ao considerar o uso de lajes pré-fabricadas, obtém-se uma certa padronização, pois seus elementos estruturais, denominadas vigotas, são feitas em fábricas com rigoroso controle de qualidade, gerando maior segurança, tanto para uso em pequenas obras quanto em obras mais expressivas onde a economia de tempo, e por conta disso, de mão de obra é essencial para a subsistência da construtora (DONIN, 2017). Destacam-se no decorrer deste trabalho as lajes pré-fabricadas composta por vigotas treliçadas.

2.2 Histórico

Segundo Bastos (2006), por séculos as construções tinham como material principal apenas pedras e madeira. A pedra natural tinha boa resistência à compressão, mas era frágil à tração, já a madeira tem resistência razoável, mas não muita durabilidade.

Embora o cimento Portland, utilizado atualmente em larga escala, tenha sido inventado pelo francês J. Aspdin em 1824, os romanos já utilizavam um tipo de argamassa cimentícia para fixar pedras, construindo com ela obras como o Panteão (27 a.C.) e o Coliseu (69 a 79 d.C.), tornando Roma uma sociedade desenvolvida para a época, porém essa técnica acabou se perdendo com o tempo (BASTOS, 2006).

Em 1855 J. L. Lambot utilizou argamassa reforçada com ferro para construir um barco, seguido por J. Monier que aplica a ideia em vasos de argamassa, reforçando-os com arame. Mas o grande marco do concreto foi quando, em 1873, W. E. Ward construiu a primeira casa de concreto armado de que se tem registro, que ainda está em funcionamento. Em 1888, Dohring, de Berlim, desenvolveu o conceito de protensão da armadura e em 1900 são desenvolvidos os princípios fundamentais do concreto armado, estudado e ensaiado durante décadas por Mörsch, o que trouxe maior aceitação e confiabilidade à nova técnica (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Segundo Caixeta (1998), as lajes maciças foram as primeiras em concreto armado, porém seu peso próprio aumenta a carga na estrutura, podendo chegar em edificações com muitos pavimentos a dois terços do volume de concreto utilizado na estrutura. Como forma de reduzir este consumo e sobrepeso excessivos foram desenvolvidas as lajes nervuradas moldadas *in loco*, substituindo o concreto em zonas de compressão por materiais leves ou deixando o espaço entre nervuras vazado, porém com a desvantagem do alto consumo de fôrmas, tempo e mão de obra.

Borowski (2005) destaca que as lajes nervuradas somente foram desenvolvidas a partir de 1930, na Europa. No Brasil as alterações arquitetônicas da década de 70 impulsionaram o uso de novos sistemas estruturais que permitissem maior versatilidade dos projetos arquitetônicos,

tornando as estruturas cada vez mais dependentes das lajes, difundindo o uso de sistemas alternativos à laje maciça.

As lajes pré-fabricadas comuns vieram como sequência desta evolução, utilizando vigotas pré-fabricadas de concreto armado ou protendido, intercaladas por materiais inertes, como tabelas cerâmicas ou EPS, que funcionam como fôrmas, cobrindo o sistema com uma fina camada de concreto. Apesar de solucionar as deficiências das lajes maciça e nervurada moldada *in loco*, dispensando as fôrmas e agilizando o processo, este sistema apresenta dois problemas principais, sendo eles a má aderência entre o concreto do capeamento aos elementos pré-fabricados, muitas vezes devido ao desmoldante utilizado na fabricação das vigotas, tornando um elemento não monolítico, causando assim trincas e limitação de vãos e cargas, e a impossibilidade da colocação de estribos para maior resistência ao cisalhamento (CAIXETA, 1998).

Caixeta (1998) afirma que o sistema de lajes pré-fabricadas com vigotas treliçadas é o ápice da evolução das lajes de concreto armado até o momento. Com seu uso na Europa desde os anos 80, se difundindo por diversos países desde então. Segundo Muniz (1991, *apud* CUNHA, 2012), as lajes treliçadas surgiram na Segunda Guerra Mundial, com uso em larga escala na Europa na reconstrução de moradias do pós-guerra.

2.3 Classificação das lajes

Segundo Sussekind (1984, *apud* DONIN, 2007; BESINOR, 1988; SOUZA e CUNHA, 1998; ARAÚJO, 2003; LEONHARDT e MÖNNIG, 1977), as lajes de concreto armado ou protendido podem ser classificadas quanto à forma, tipo de apoio, tipo de armação e quanto à natureza e cada tipo possui características distintas quanto à construção e desempenho.

2.3.1 Quanto à forma

Donin (2007), o formato da laje é definido pelas peculiaridades do projeto arquitetônico, podendo ser admitido nas formas de lajes poligonais, sendo estas retangulares, quadradas, triangulares octogonais, em T, L, Z, dentre outras, ou lajes elípticas, podendo ser circulares ou anelares.

Com a evolução de softwares de cálculo e desenvolvimento de estudos sabe-se que há um aperfeiçoamento constante, possibilitando execução de lajes nos mais variados formatos (BAIERLE, 2016).

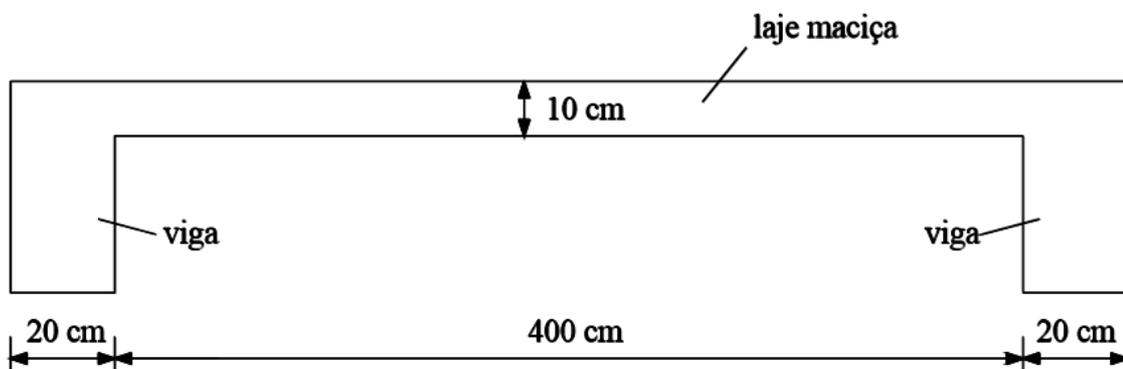
2.3.2 Quanto à natureza

As lajes são diferenciadas quanto à natureza pela maneira de execução e materiais utilizado, classificadas assim, em:

2.3.2.1 Lajes Maciças

São placas de espessura uniforme, monolíticas, apoiadas ao longo de seu contorno, de concreto armado ou protendido, construída sobre fôrma de madeira ou metal, que é retirada após a cura do concreto. Seus apoios podem ser constituídos por vigas ou por alvenarias, sendo mais usado em edifícios residenciais com vãos relativamente pequenos devido ao seu peso próprio elevado (ARAÚJO, 2014; DONIN, 2017).

Figura 2 – Laje maciça



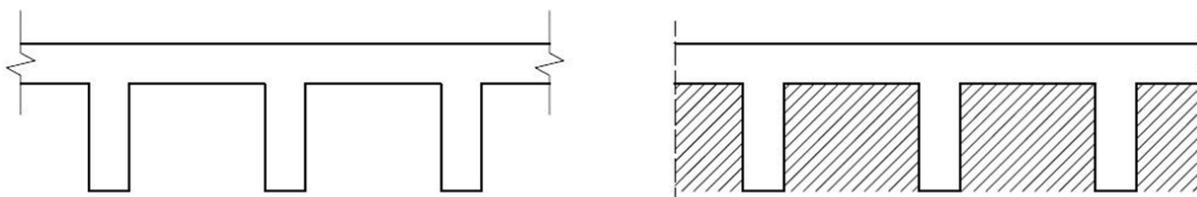
Fonte: Silva (2005).

2.3.2.2 Lajes Nervuradas

São empregadas para vencer grandes vãos, superiores a 8 metros, sendo constituídas por nervuras, onde são colocadas as armaduras longitudinais de tração, conseguindo assim uma considerável diminuição do peso próprio da laje, já que elimina parte do concreto que não tem função estrutural, na zona tracionada. Há a opção de manter as nervuras aparentes ou preenchê-las com material inerte (ARAÚJO, 2014).

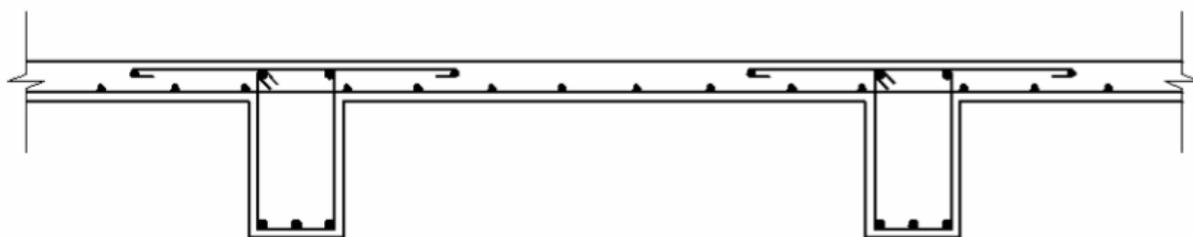
Segundo Donin (2007), as lajes nervuradas são compostas por nervuras na zona de tração e uma mesa maciça na zona de compressão, podendo ter as nervuras aparentes ou preenchidas com material inerte com baixo peso específico, sendo comum o uso de blocos cerâmicos ou EPS (poliestireno expandido).

Figura 3 – Laje nervurada



Fonte: Araújo (2014).

Figura 4 - Laje nervurada, armadura

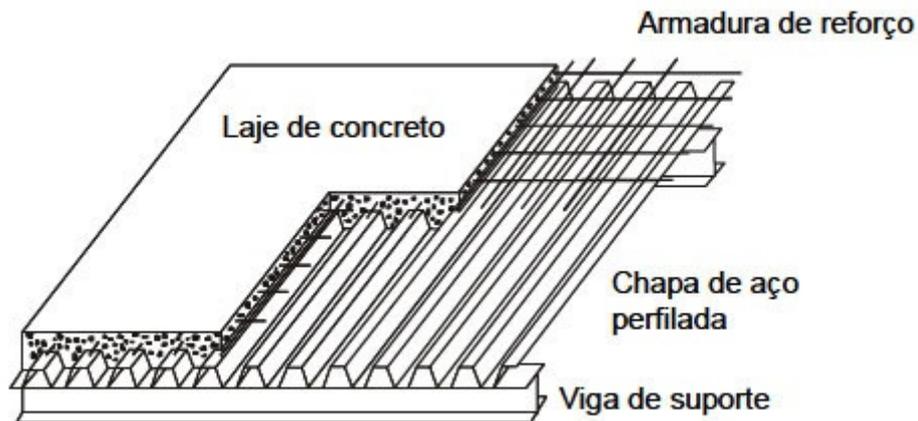


Fonte: Guerrin (2002, apud DONIN, 2007).

2.3.2.3 Lajes mistas

Segundo Borowski (2005) e Donin (2007), as lajes mistas são lajes nervuradas, porém com material cerâmico preenchendo as nervuras, contribuindo com a resistência na região comprimida, sujeita à flexão, e, por não haver necessariamente a mesa de concreto da região comprimida, os blocos cerâmicos precisam ser de boa qualidade, com revestimento diretamente sobre as nervuras e face superior dos blocos.

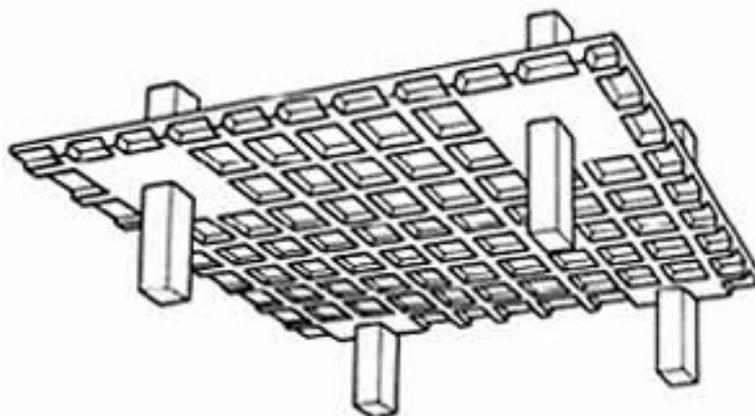
As lajes mistas são diversas, tendo como regra serem composta de mais de um sistema. Um exemplo de laje mista é a steel deck, que reúne características de laje nervurada e lajes maciça, composta de fôrma metálica que ficará integrado ao sistema, conforme SSEDTA (2010, apud Oliveira 2015).

Figura 5 - Laje mista, steel deck

Fonte: SSEDTA (2010, apud Oliveira 2015).

2.3.2.4 Lajes em grelha

São um tipo de lajes nervuradas onde a nervura é mais alta e têm espaçamento superior a 1 metro e nervuras sem preenchimento, exceto em torno de pilares, onde há momento negativo, como demonstrado na Figura 6, e com vigas aparentes, podendo-se colocar forro falso para dar acabamento. No cálculo, considera-se como laje maciça, considerando necessidade de a capa resistir à punção de uma sobrecarga pontual (DONIN, 2007).

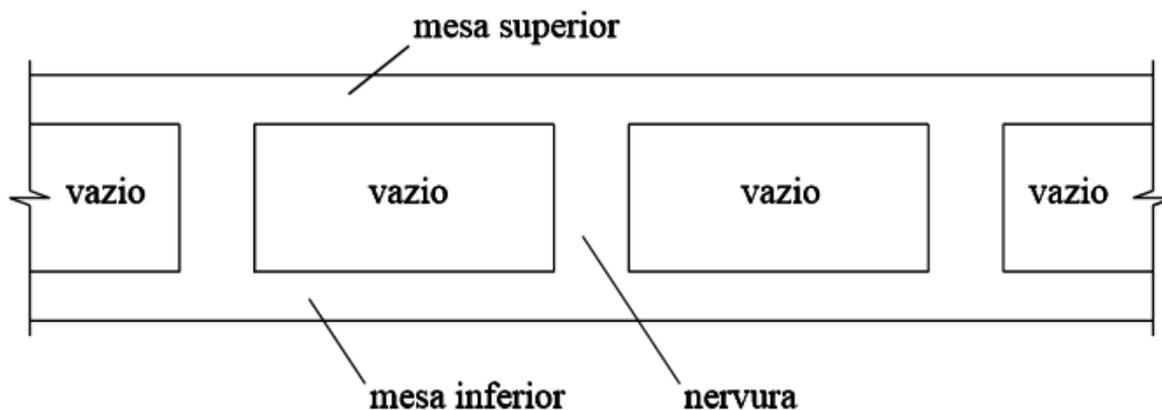
Figura 6 - Laje em grelha

Fonte: Vitruvius (2004).

2.3.2.5 Laje dupla

Segundo Silva (2005) e Donin (2007), as lajes duplas podem ser classificadas como um tipo de laje nervurada, grelha ou em alguns casos até como laje maciça, na qual as nervuras localizam-se entre duas mesas de concreto, sendo elas a superior, que trabalha a compressão, e a inferior, que trabalha por tração na flexão. Os espaços podem permanecer vazios, tornando necessário o uso de fôrmas que são perdidas dentro da laje, ou podem ser preenchidos com material de enchimento, que serve como fôrma à mesa superior e às nervuras, sendo necessário apenas a fôrma para a mesa inferior. São utilizadas em pilotis ou pavimentos de transição, mas salvo situações raras, estão em desuso.

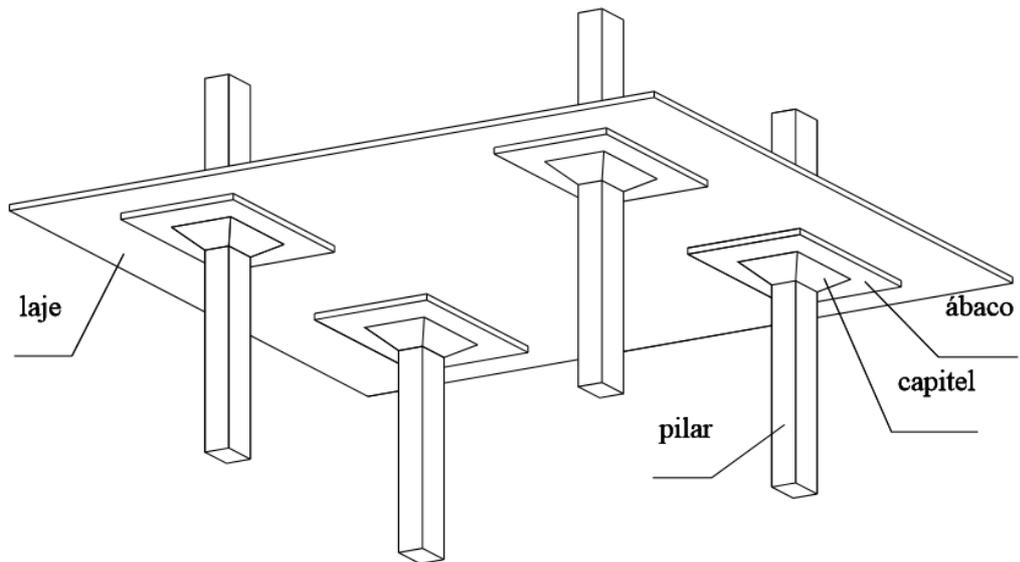
Figura 7 – Laje dupla



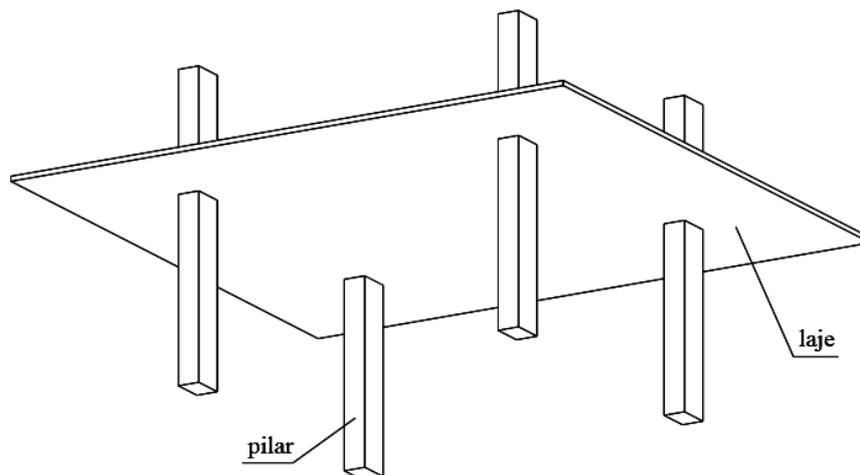
Fonte: Silva (2005).

2.3.2.6 Lajes Cogumelo

São lajes apoiadas diretamente em pilares, o que resulta em um piso sem vigas. Neste caso, usa-se capitel no topo dos pilares, que é o aumento de sua seção a fim de resistir à punção da laje. Quando o capitel não é usado chama-se laje lisa, porém neste caso deve-se ter atenção ao cálculo da punção, pois não terá o capitel para distribuir o momento negativo (ARAÚJO, 2014).

Figura 8 – Laje cogumelo com capitel

Fonte: Silva (2005).

Figura 9 – Laje lisa

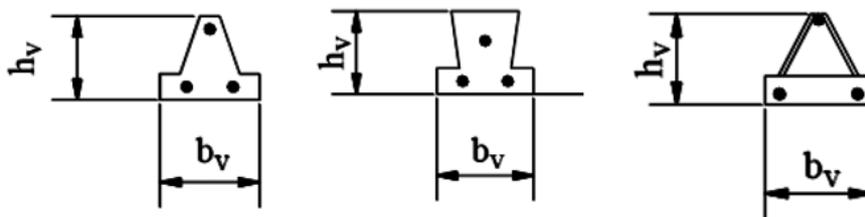
Fonte: Silva (2005).

2.3.2.7 Lajes pré-moldadas com vigotas pré-fabricadas

Essas lajes são formadas por elementos pré-moldados chamados de vigotas, podendo ser dos tipos trilho de concreto armado, trilho protendido ou treliça, por lajotas, normalmente cerâmicas e por uma capa de concreto moldada no local. A armadura do elemento do tipo trilho é composta de barras retas colocadas na parte inferior deste. Em relação ao elemento tipo treliça, sua

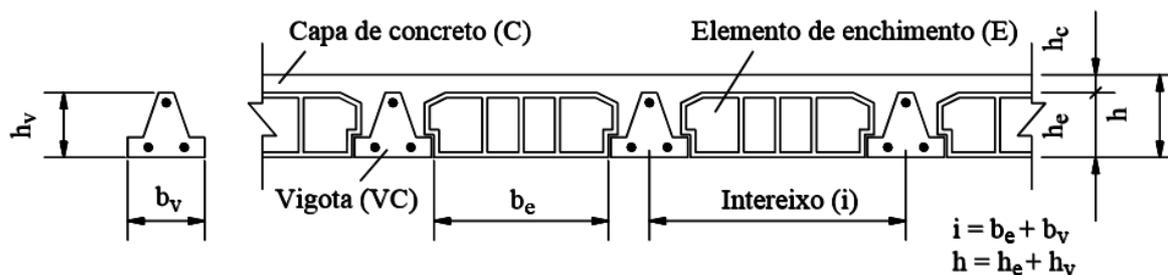
armadura é uma treliça espacial de aço formada por três banzos paralelos e diagonais lateral de forma senoidal, soldada por processo eletrônico aos banzos (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014). Esta última será tratada em um capítulo à parte, por ser o assunto deste trabalho.

Figura 10 – Seções das vigotas



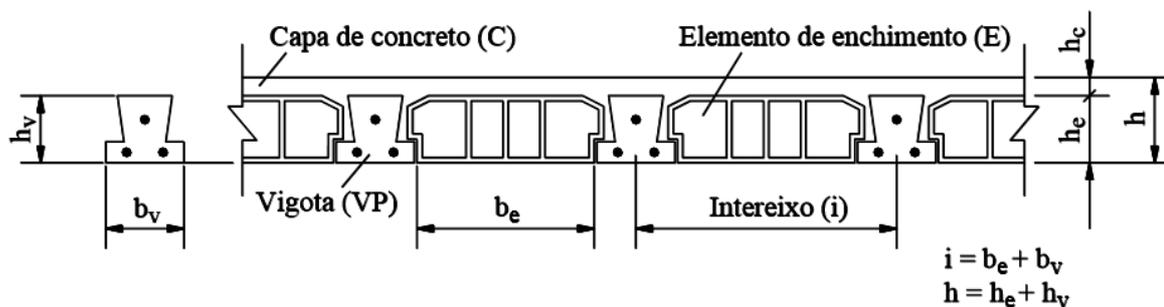
Fonte: Silva (2005).

Figura 11 - Laje pré-moldada com vigotas de concreto armado



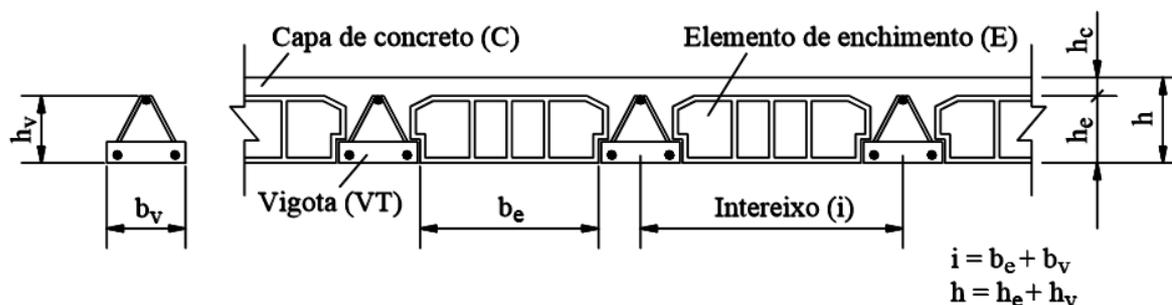
Fonte: Silva (2005).

Figura 12 - Laje pré-moldada com vigotas de concreto protendido



Fonte: Silva (2005).

Figura 13 - Laje pré-moldada com vigotas treliçadas



Fonte: Silva (2005).

2.3.3 Quanto ao tipo de apoio

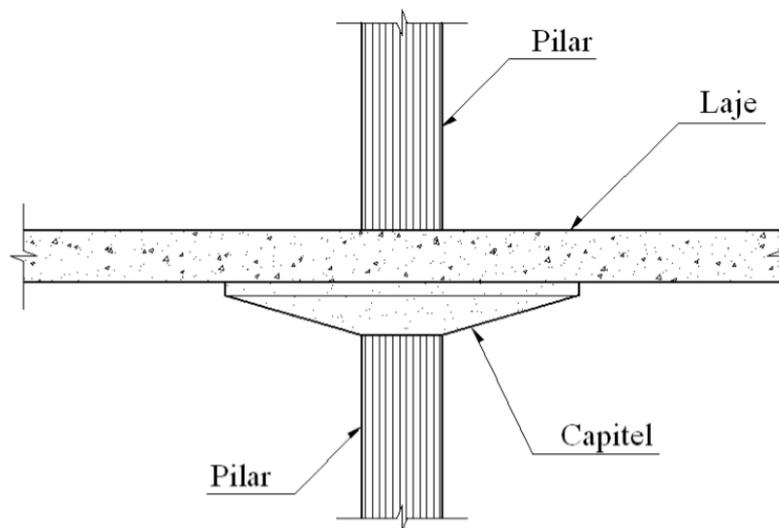
Segundo Donin (2007), dependendo como as cargas que atuam na laje serão transferidas aos elementos estruturais subsequentes, a laje pode descarregar em apoios contínuos ou apoios discretos.

a) Apoio contínuo

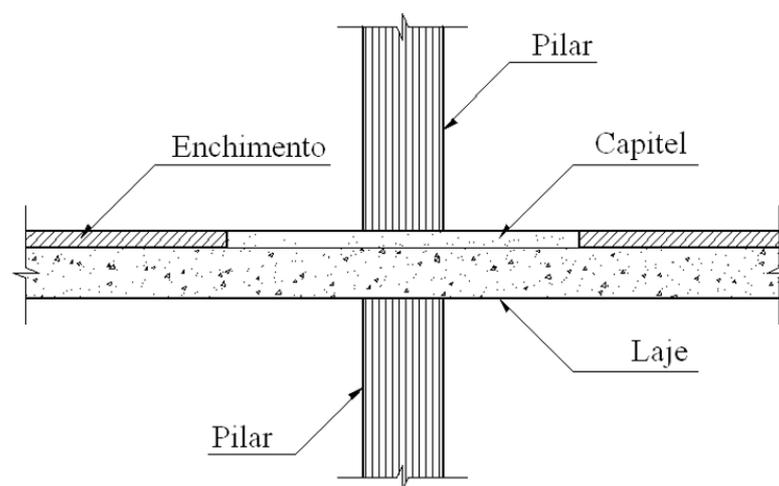
É quando a laje está apoiada sobre uma linha contínua, podendo ser parede de alvenaria ou vigas, sendo a mais usual, podendo estar todas as bordas apoiadas ou um ou mais livre, como na Figura 2.

b) Apoio discreto

Já o apoio discreto ocorre quando a laje está apoiada diretamente sobre os pilares, sendo esta a solução da laje cogumelo, podendo ser com capitel aparente, com capitel invertido ou sem capitel, conforme representado nas Figuras 14, 15, 16, respectivamente.

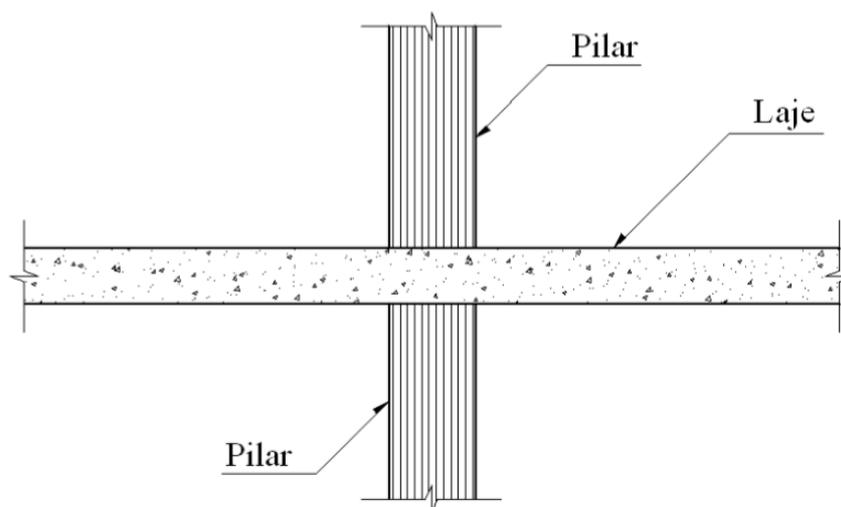
Figura 14 – Laje cogumelo com capitel

Fonte: Donin (2007).

Figura 15 – Laje cogumelo com capitel invertido

Fonte: Donin (2007).

Figura 16 – Laje cogumelo sem capitel



Fonte: Donin (2007).

2.3.4 Quanto ao tipo de armação

Donin (2007) afirma que entre as lajes retangulares há dois tipos de armação, sendo elas a laje armada em uma só direção e em duas direções.

a) Armada em uma só direção

Estas lajes apresentam as principais solicitações de momentos fletores e cisalhamento apenas em uma direção, isto ocorre quando um vão é muito inferior ao outro, sendo sua relação da ordem superior a 2.

b) Armada em duas direções

Também chamada de armada em cruz, a laje armada em duas direções possui solicitações importantes nas duas direções, sendo a relação entre o maior e o menor vão inferior a 2.

2.4 Lajes pré-moldadas com vigotas treliçadas

Segundo Leonhardt e Mönnig (1977) o risco de ruptura de uma laje por cisalhamento é pequeno, pois na maioria das vezes as lajes mantêm sua capacidade de cargas sem armadura de cisalhamento.

Segundo Caixeta (1998), a fusão da armadura treliçada ao concreto permite alcançar grandes vãos pois cada nervura fica armada ao cisalhamento de forma mais eficiente, adaptando altura da treliça à laje.

Há diversas vantagens das lajes executadas com vigotas treliçadas, como aponta Manual de fabricação de lajes treliçadas da Treliart (2002), e serão apresentadas nos próximos parágrafos.

Dentre estas vantagens, a laje com vigotas treliçadas apresenta boa aderência entre o concreto moldado da capa ao concreto da vigota, o que a torna um elemento monolítico, eliminando assim o problema de falta de aderência das nervuras à capa de concreto moldada no local, que comumente causa trincas e fissuras nas lajes pré-moldadas em seção “T”.

O transporte e o manuseio também são facilitados, pois, por conter menos concreto que os outros tipos de vigotas, têm seu peso por metro reduzido. Devido à existência das barras inclinadas da treliça, conhecidas como sinusóides, pode ser considerado nas verificações de cisalhamento, aplicando a teoria dos estribos inclinados, sendo mais eficientes que estribos perpendiculares.

As lajes treliçadas podem vencer maiores vãos e suportar altas cargas com menor custos em relação ao sistema de lajes maciça, além de suportar cargas de paredes diretamente sobre a laje, desde que consideradas em projeto estrutural, possibilitando reduzir vigas e pilares, aumentando o espaço interno das edificações podendo ainda ser dimensionada tanto como unidirecional quanto bidirecional.

Proporciona alívio das cargas em vigas, pilares e fundações devido ao seu peso próprio reduzido, proporcionando redução no custo final da estrutura, economizando aço, concreto, devido às nervuras, fôrmas, que são eliminadas por completo na concretagem, pois as vigotas e material inerte cumprem o papel da fôrma, mão de obra, pois o tempo de execução é reduzido e há baixo índice de desperdício de materiais. Se usado EPS, melhora ainda as características termo acústicas da laje.

Figura 17 – Concretagem de laje treliçada com EPS



Fonte: Autor (2017).

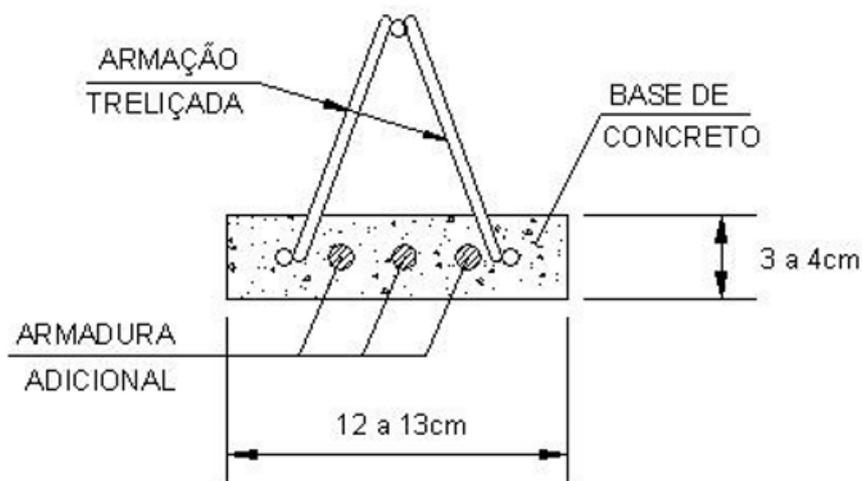
2.4.1 Vigota com armadura treliçada

Esta vigota é definida pela NBR 14859-1 (2016), como sendo um “elemento pré-fabricado estrutural constituído de concreto estrutural e armadura treliçada eletrossoldada conforme ABNT NBR 14859-3 (2016), capaz de alojar, quando necessário, armadura passiva inferior de tração (fios e /ou barras), conforme especificação de projeto”, ilustrado conforme Figura 18 e com dimensões e tolerâncias definidas conforme tabela fornecida pela norma.

Figura 18 – Vigota treliçada



Fonte: Autor (2017).

Figura 19 – Vigota treliçada

Fonte: Cunha (2012).

Tabela 1 – Dimensões e tolerância padronizadas para vigotas treliçadas

Dimensões em milímetros

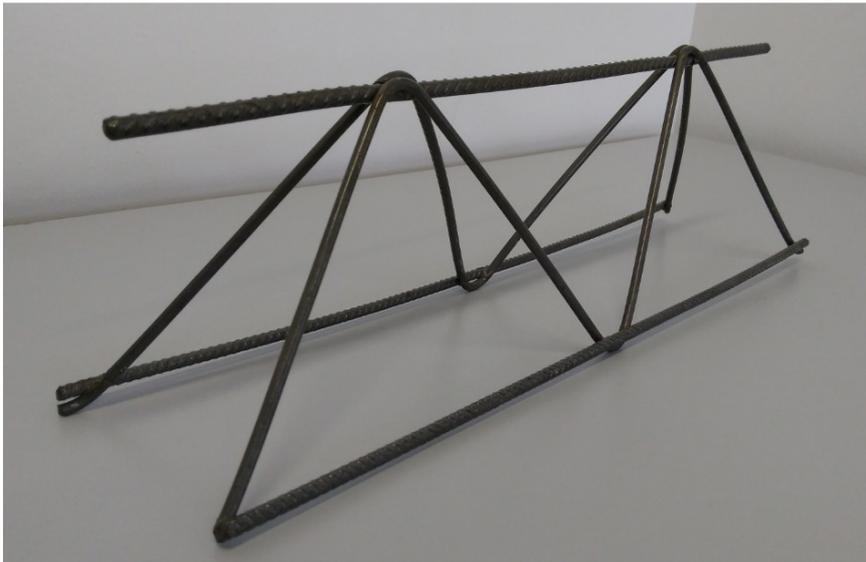
Largura mínima (b_v)	Altura mínima (h_v)	Largura mínima do apoio (a_p)	Altura mínima do apoio (h_b)
130 +- 2	75 +- 2	15 +- 1	30 +- 1

Fonte: NBR 14859-1:2016.

2.4.2 Armadura treliçada eletrossoldada

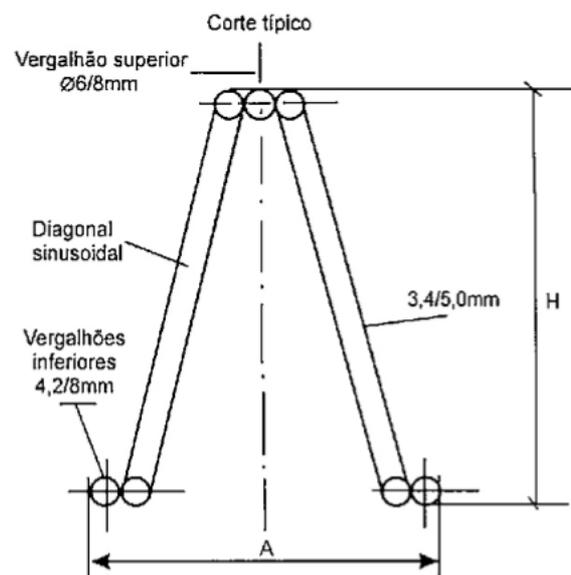
Segundo a NBR 14859-3:2016, estas são armaduras de aço pronta, em forma de estrutura espacial prismática, constituída por dois fios ou barras de aço paralelos longitudinais na base (banzo inferior) e um fio ou barra de aço longitudinal no topo (banzo superior), interligados aos dois fios ou barras de aço diagonais contínuas (sinusóides) por eletrofusão (caldeamento) nos nós, a fim de garantir solidez à estrutura e evitar alterações das características físico-químicas do aço, sendo que o diâmetro da barra mais fina deve ter no mínimo 56% do diâmetro da outra barra para que os nós apresentem boa soldabilidade e resistência ao cisalhamento. Abaixo a Figura 20 demonstra em perspectiva e corte da armadura treliçada com suas dimensões.

Figura 20 – Treliça eletrossoldada – TB 8L



Fonte: Autor (2017).

Figura 21 – Seção da treliça



Fonte: Manual Treliart (2002).

Segundo Fusco (1995), as armaduras treliçadas são uma boa alternativa como armadura de lajes, pois por não possuírem barras transversais, como as telas soldadas, a extremidade da treliça pode ser encaixada dentro das armaduras das vigas que sustentam a laje, o que dá boas condições de ancoragem além de ser de fácil montagem.

2.4.2.1 Fios e barras de aço para armadura treliçada

Segundo a NBR 14859-3:2016, os fios e barras de aço para fabricação de armaduras treliçadas eletrossoldadas devem atender a NBR 7480:2007, porém a categoria CA-25 não pode ser utilizada para fabricação deste tipo de armadura. No banzo inferior só são permitidos fios ou barras de aço nervurados ou entalhados, enquanto para o banzo superior deve ter diâmetro nominal mínimo conforme a tabela abaixo disponibilizada pela norma.

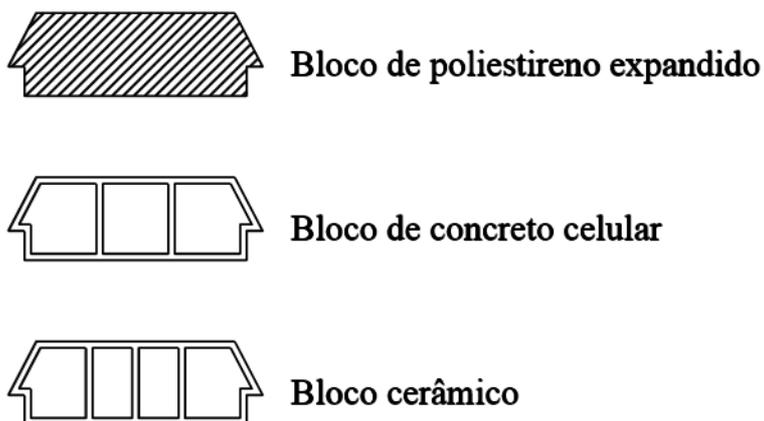
Tabela 2 – Diâmetro nominal mínimo da barra de aço no banzo superior

Altura da armadura treliçada (mm)	Diâmetro nominal mínimo (mm)
De 60 a 130	6,0
De 131 a 225	7,0
De 226 a 300	8,0

Fonte: NBR 14859-3:2016.

2.4.3 Elementos pré-fabricados não estruturais de enchimento

Segundo a ABNT NBR 14859-2:2016, são “constituídos de materiais caracterizados por ruptura frágil ou dúctil, sendo maciços ou vazados, intercalados entre as vigotas, podendo ser lajotas cerâmicas, também conhecidas como tabelas, ou de EPS (poliestireno expandido), ambos capazes de resistir às forças causadas pela movimentação da equipe de trabalho durante a concretagem e, graças ao seu baixo peso próprio, reduzir o volume de concreto utilizado, o peso próprio da laje e de servir como fôrma ao concreto complementar, reduzindo, por consequência, os custos adicionais com concreto, fôrmas e com a estrutura em si, pois o peso próprio de toda edificação será inferior à solução de laje maciça, conforme Figura 22.

Figura 22 – Elementos não estruturais

Fonte: Silva (2005).

2.5 Ações e solicitações

2.5.1 Ações atuantes na laje

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), as ações verticais atuantes em uma laje são as cargas permanentes (g), que incluem o peso próprio da estrutura somado ao peso dos revestimentos e pisos, e a carga acidental (q), também conhecida como carga de uso. Os valores destas cargas são dados pela NBR 6120:1980, sendo que a carga acidental (q) muda conforme a finalidade da edificação e a soma destes valores origina a carga P_k , que será considerada para projetar a laje.

Assim:

$$P_k = g + q \quad (1)$$

Onde:

g – Carga permanente;

q – Carga de uso, também chamada de carga acidental, dada pela

Tabela 2 da NBR 6120:1980, mudando conforme finalidade da edificação.

2.5.2 Momentos fletores

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) recomendam o uso da Equação 2 para calcular o momento máximo de uma nervura de laje pré-moldada simplesmente apoiada a partir de análise comparativa entre diagramas de momentos da região central de lajes maciças, nervura e elemento isolado.

Assim, o momento fletor máximo para lajes armadas em uma direção sobre apoios simples com carregamento uniforme, considerando como um elemento isolado a favor da segurança:

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

Além da Equação 2, Donin (2017), indica as Equações 3 e 4 para calcular o momento máximo nos demais tipos de apoios.

Momento fletor máximo para lajes armada em uma direção sobre apoio simples e engaste perfeito com carregamento uniforme:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{p \cdot l^2}{14,22} \quad (3)$$

Momento fletor máximo para lajes armada em uma direção biengastada com carregamento uniforme:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{p \cdot l^2}{24} \quad (4)$$

Onde:

p – carregamento;

l – vão.

2.6 Parâmetros de materiais

Conforme indicado por Ferreira (2016), a NBR 14559:2016 foi criada com o intuito de estabelecer critérios para a fabricação de lajes pré-moldadas com elemento estrutural pré-fabricado, sendo prevista para conter cinco partes. Porém até a conclusão deste trabalho foram publicadas apenas três, sendo a

primeira referente aos elementos estruturais pré-fabricados, a segunda aos materiais inertes e a terceira parte especifica os requisitos das armaduras treliçadas eletrossoldadas a serem utilizadas em lajes treliçadas.

2.6.1 Resistência à tração direta

Segundo a NBR 6118:2014, a resistência à tração direta (f_{ct}) possui uma fórmula para cada tipo de verificação, sendo calculado o $f_{ctk,inf}$ no estado limite de formação de fissuras, e o $f_{ct,m}$ para o cálculo da deformação excessiva. Assim:

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ct,m} \quad (5)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ct,m} \quad (6)$$

Para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (7)$$

Para concretos de classes de C55 a C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11f_{ck}) \quad (8)$$

2.6.2 Módulo de elasticidade

Conforme a NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade, necessário para calcular a flecha imediata, é obtido pela Equação 9:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (9)$$

Onde α_i calculado pela Equação 10:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (10)$$

Estimativa do módulo de elasticidade do concreto E_{ci} , considerando idade entre 7 e 28 dias:

Para f_{ck} entre 20 e 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (11)$$

Para f_{ck} entre 55 e 90 MPa:

$$E_{ci} = 21,5 \times 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{\frac{1}{3}} \quad (12)$$

Onde: α_E – 0,7 para arenito; 0,9 para calcário; 1,0 para granito e gnaisse; 1,2 para basalto e diabásio.

2.6.3 Flexão de lajes com nervuras unidirecionais contínuas

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), as nervuras das lajes nervuradas possuem seção “T” e nas lajes contínuas a resistência aos momentos positivos é maior que aos negativos devido à região de concreto junto a borda inferior da laje ser menor que a região junto a face superior, sendo necessária a compatibilização destes momentos, também chamados de momentos de plastificação.

Para seções capazes de resistir ao momento solicitado utiliza-se a Equação 13:

$$X_{elástico} = \frac{p \cdot l^2}{8} \quad (13)$$

Onde:

$X_{elástico}$ – Momento negativo do apoio intermediário do diagrama elástico;

p – Carga aplicada;

l – Medida dos dois trechos iguais.

2.6.4 Força cortante

Outra força atuante na laje é a força cortante, também conhecida como cisalhamento, ao qual esta deve resistir, porém este assunto será tratado em um capítulo à parte por ser este o tema principal deste trabalho.

2.7 Dimensionamento à força cortante em lajes treliçadas

Conforme Flório (2004), em seu exemplo de cálculo de uma laje pré-moldada treliçada biapoiada, após dimensionar a armadura na nervura, calcular

a largura colaborante e o carregamento atuante na laje, deve-se calcular os momentos máximos atuantes e a força cortante, calculada a partir da expressão:

$$V_{máx} = \frac{p \cdot l}{2} \quad (14)$$

Após, considera-se a laje como sendo sem armadura à força cortante, onde precisa atender à expressão:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad (15)$$

Onde:

V_{Sd} – Força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd1} – Força cortante máxima.

Sendo:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1 + 0,15 \sigma_{cp})] b_w d \quad (16)$$

Considerando:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (17)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (18)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} \quad (19)$$

Onde:

A_{sw} – área da armadura de tração, sendo em lajes com vigotas pré-moldadas, a armadura longitudinal total de nervuras no trecho considerado;

d – altura útil;

b_w – largura mínima da seção ao longo de d (100 cm em lajes);

τ_{Rd} – tensão resistente de cisalhamento;

k – coeficiente que tem os seguintes valores:

- $k = |1|$ para elementos onde 50% da armadura inferior não chegar até o apoio;
- $k = |1,6 - d|$ para os demais casos, considerando d em metros.

N_{sd} – Força longitudinal na seção devido à proteção. Não havendo proteção na peça, zera-se o σ_{cp} .

Após compara-se a força cortante máxima à força cortante solicitante de cálculo utilizando a Equação 20 para determinar se há esmagamento da biela de compressão do concreto, e então necessidade do uso de estribos ou aumentar a altura.

Então utiliza-se as condições a seguir, que, atendendo simultaneamente tais condições, deve-se considerar a verificação de compressão no concreto como satisfatória.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (20)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_C + V_{SW} \quad (21)$$

Onde:

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto;

V_{Rd3} é a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína diagonal;

V_C é a parcela da força cortante absorvida pelo concreto;

V_{SW} é a parcela resistida pela armadura transversal.

Para tanto:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (22)$$

Sendo:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}, \text{ fck em Mpa.} \quad (23)$$

Cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_C + V_{SW} \quad (24)$$

$$V_{SW} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot f_{ywd} (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) \quad (25)$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_x} = \frac{f_{yk}}{1,15} \leq 435 \text{ MPa para qualquer tipo de aço.} \quad (26)$$

Onde:

A_{sw} é a área real de armadura utilizada;

α é o ângulo de inclinação dos estribos;

f_{ywd} é a tensão máxima no estribo;

Verificando, a partir destas, se a armadura das diagonais é suficiente, e por fim, em seu exemplo, Flório (2004) calculou as áreas de aço para cada barra.

Flório (2004), lembra que o funcionamento das barras diagonais da armadura treliçada apenas estará garantida se o banzo superior estiver na região em que o concreto está comprimido. Segundo a norma europeia EF96 (*apud* FLÓRIO, 2004), o banzo superior deve estar situado na região de 4 cm da borda comprimida.

Quanto a ancoragem, Donin (2017, *apud* NBR 6118:2014) apresenta a seguinte expressão:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín} \quad (27)$$

onde:

$\alpha = 1,0$ para barras sem gancho; $0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$; $0,7$ quando houver barras

transversais soldadas conforme NBR 6118:2014 (item 9.4.2.2); 0,5 quando houver barras transversais soldadas conforme NBR 6118:2014 (item 9.4.2.2) e gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;

l_b = comprimento de ancoragem básico;

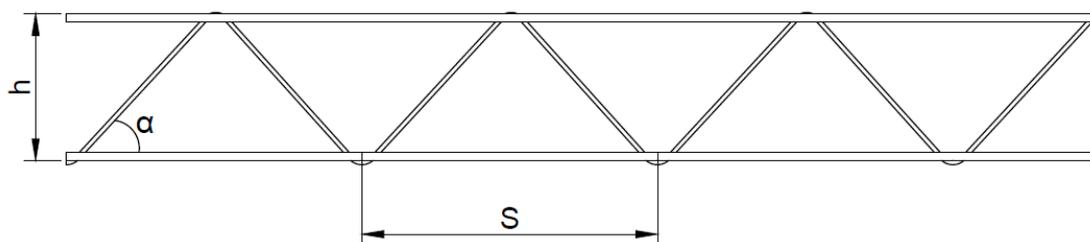
$A_{s,calc}$ = área da armadura calculada;

$A_{s,ef}$ = área da armadura efetiva.

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 l_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (28)$$

Porém, o espaçamento S normalmente é fixo, pois as treliças são padronizadas para facilitar a fabricação em série, tendo como variável a altura h e por consequência o ângulo α , como demonstrado na Figura 23.

Figura 23 - Treliça com espaçamento fixo e altura e ângulo variáveis



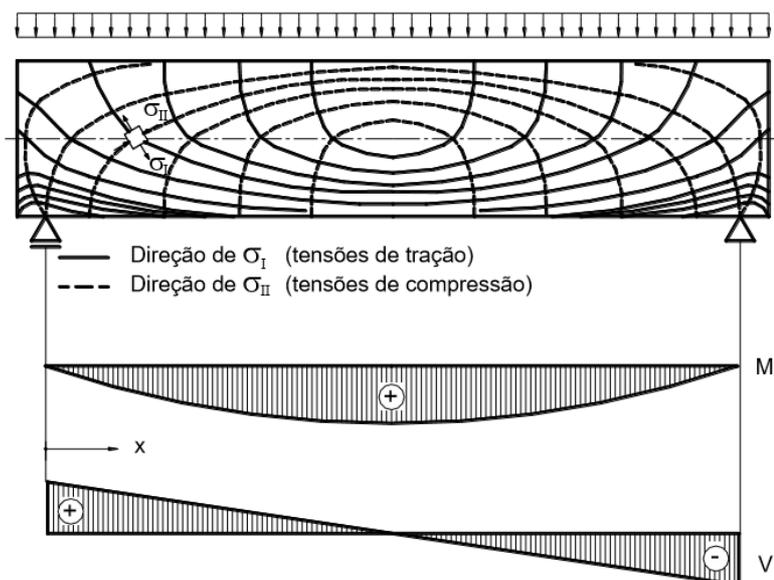
Fonte: Autor (2017).

2.8 Força cortante

Conforme Bastos (2015), foram desenvolvidas diferentes teorias e modelos para análise de vigas de concreto sob força cortante, sendo que o modelo de treliça, apesar de ter sido desenvolvido há mais de cem anos, ainda tem destaque no Brasil e nas normas internacionais mais importantes.

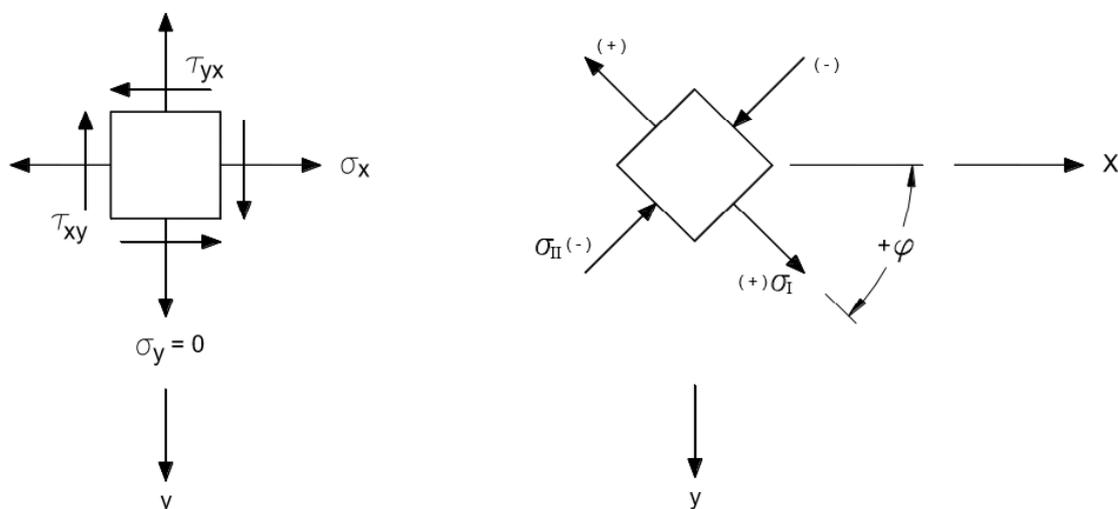
Na Figura 24 são demonstradas as trajetórias das tensões principais em uma viga biapoiada, ainda no Estádio I, não fissurada, onde acima da linha neutra estão o estado de tensões principais. Na altura da linha neutra as trajetórias das tensões apresentam inclinação de 45° e em outros pontos apresentam inclinações diferentes.

Figura 24 – Trajetória das tensões principais



Fonte: Bastos (2015).

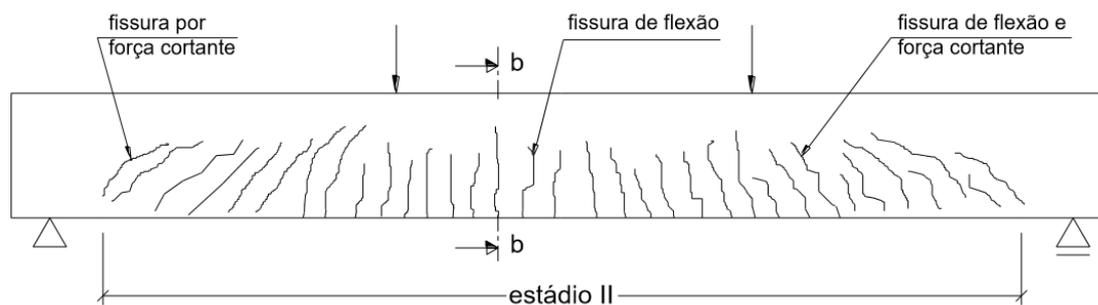
Figura 25 – Componentes de tensão nos eixos principais e em x e y



Fonte: Bastos (2015).

Quando a força aplicada à viga ultrapassa a resistência à tração do concreto surge a fissura de flexão, sendo esta centralizada na parte inferior da viga e no caso da figura 26 no centro da viga. Ao fissurar a seção passa a estar no Estádio II. Ao continuar o aumento da carga aplicada surgem outras fissuras, que tendem a se inclinarem conforme se aproximam dos apoios, enquanto as fissuras já existentes ganham abertura, subindo a linha neutra. Essas fissuras inclinadas são denominadas fissura por força cortante (BASTOS, 2015).

Figura 26 – Fissuração por flexão e por força cortante

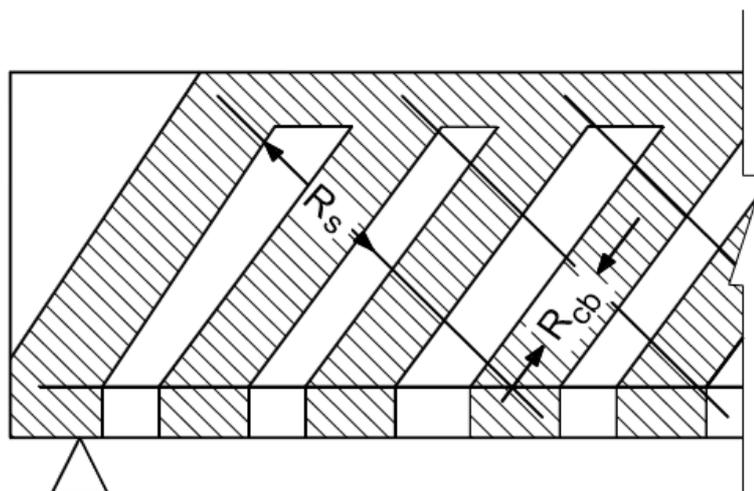


Fonte: Bastos (2015).

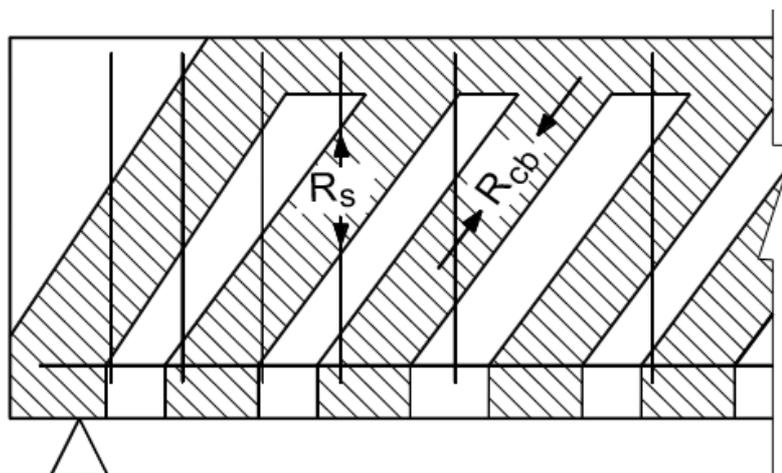
2.8.1 Treliça clássica de Ritter-Mörsch

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), trata-se de uma teoria proposta por W. Ritter e E. Mörsch, por volta de 1900. Com a finalidade de um modelo a ser usado para determinar a armadura de cisalhamento necessária ao equilíbrio de uma viga de concreto armado, eles propuseram uma analogia na qual o mecanismo resistente de uma viga no Estádio II, ou seja, fissurada, pudesse ser associado ao de uma treliça em que as armaduras e o concreto equilibrassem conjuntamente a força cortante. Apesar de não ter encontrado boa aceitação inicial, o modelo passou a ser reconhecido mundialmente após o desenvolvimento das técnicas de ensaios de estruturas e correções necessárias, sendo ainda atualmente a base do cálculo ao cisalhamento dos principais regulamentos.

Apesar da armadura de cisalhamento poder ser utilizada em inclinações entre 90° e 45° , Leonhardt e Mönnig (1977) e Bastos (2015) sugerem que uma armadura posicionada a 45° , perpendicular às diagonais de compressão e coincidindo à direção das diagonais de tração, apresenta comportamento mais favorável do que a armadura posicionada verticalmente. Porém, por motivos de facilitar a execução, normalmente são utilizados estribos dispostos na vertical.

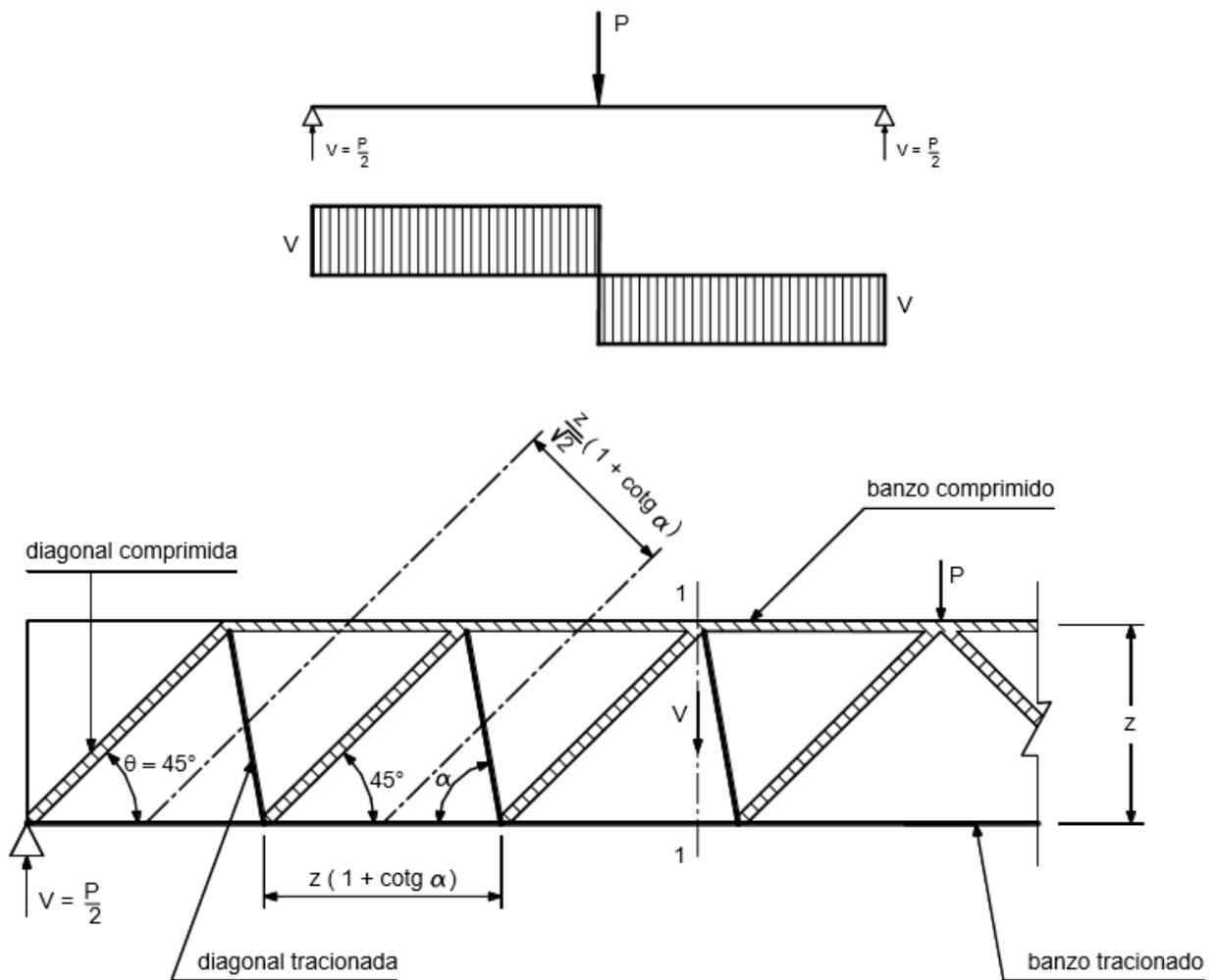
Figura 27 – Armadura transversal a 45°

Fonte: Bastos (2015).

Figura 28 – Armadura transversal a 90°

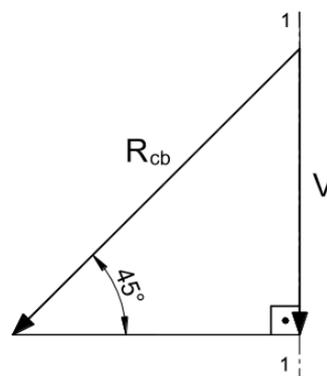
Fonte: Bastos (2015).

Figura 29 – Viga segundo a treliça de Hitter-Mörsch



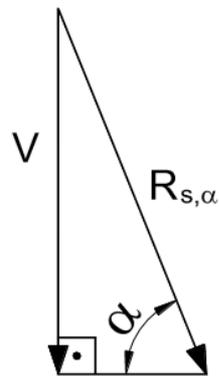
Fonte: Bastos (2015).

Figura 30 – Representação da biela de compressão



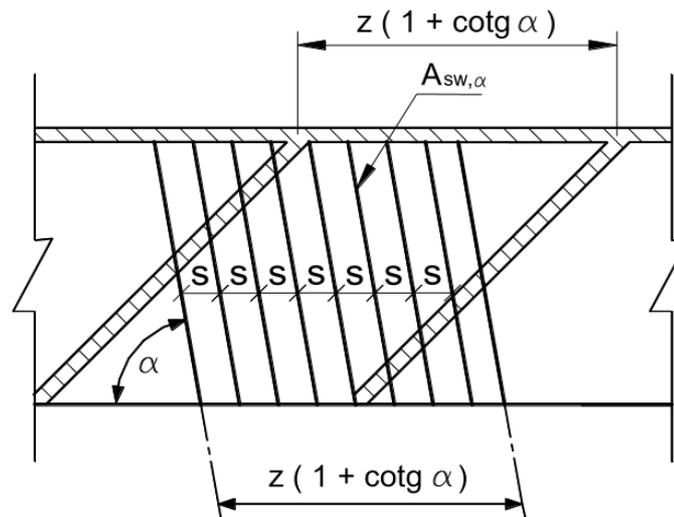
Fonte: Bastos (2015).

Figura 31 – Representação da biela tracionada



Fonte: Bastos (2015).

Figura 32 – Armadura transversal para resistir à força na diagonal tracionada



Fonte: Bastos (2015).

Bastos (2015) apresenta as relações para o cálculo do modelo de Ritter-Mörsch, conforme resumido na tabela abaixo.

Tabela 3 – Resumo das relações para a treliça clássica em função do ângulo α de inclinação das diagonais tracionadas

Relação	Em função de α	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 90^\circ$
Força na diagonal comprimida (R_{cb})	$\sqrt{2} V$	$\sqrt{2} V$	$\sqrt{2} V$
Tensão na diagonal comprimida (σ_{cb})	$\frac{2 V}{b_w z (1 + \cotg \alpha)}$	$\frac{V}{b_w z}$	$2 \frac{V}{b_w z}$
Força de tração na armadura transversal (R_s)	$\frac{V}{\sen \alpha}$	$\frac{V}{\sen 45}$	V
Tensão na armadura transversal (σ_{sw})	$\frac{2 V}{z (1 + \cotg \alpha)} \frac{s}{A_{sw,\alpha}}$	$\frac{V}{z} \frac{s}{A_{sw,45} \sqrt{2}}$	$\frac{V}{z} \frac{s}{A_{sw,90}}$

Fonte: Bastos (2015).

2.8.1.1 Modelo de cálculo 1

A NBR 6118:2014 considera a analogia de Ritter-Mörsch, baseando nela seu modelo de cálculo, chamado de modelo de cálculo 1, admitindo o ângulo de 45° entre o eixo longitudinal da estrutura e as bielas de compressão, adotando, o valor da parcela V_c como constante, independendo a força de cisalhamento solicitante e desprezando a resistência do concreto à tração para o cálculo.

a) Verificação da diagonal comprimida do concreto

A tensão de compressão nas bielas de concreto para treliça clássica pode ser definida pela equação:

$$\sigma_{cb} = \frac{2 V}{b_w z (1 + \cotg \alpha)} \quad (29)$$

Conforme a NBR 6118:2014, a tensão de compressão nas bielas deve ser limitada ao valor de f_{cd2} , que reduz a resistência do concreto quando existirem fissuras transversais às tensões de compressão devido à tração transversal por efeito de armadura. Assim:

$$f_{cd2} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 0,60 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (30)$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (31)$$

Substituindo o braço de alavanca z por $0,9d$, onde d é a altura útil, e σ_{cb} por f_{cd2} e V :

$$0,60 \alpha_{v2} f_{cd} = \frac{2 V_{Rd2}}{b_w \cdot 0,9d (1 + \cot g \alpha)} \quad (32)$$

$$V_{Rd2} = \frac{0,60 \alpha_{v2} f_{cd} b_w \cdot 0,9d (1 + \cot g \alpha)}{2} \quad (33)$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d (1 + \cot g \alpha) \quad (34)$$

Onde a inclinação α do estribo deve estar entre $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Utilizando $\alpha = 90^\circ$, tem-se estribo vertical, ou seja:

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (35)$$

com $\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$, (f_{ck} em MPa);

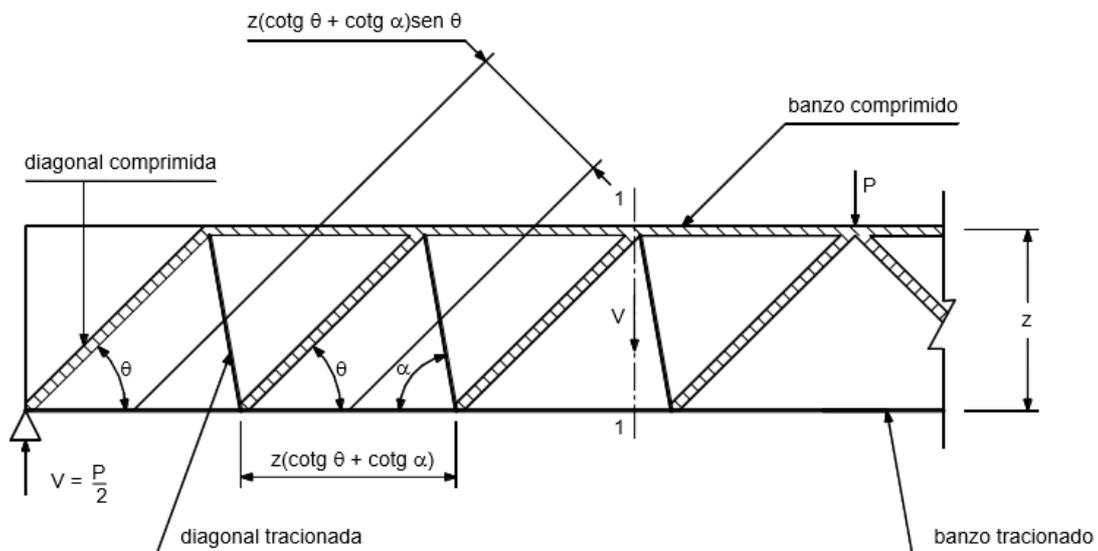
$$V_{Rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (36)$$

Após, deve-se aplicar a equação $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$ para que não ocorra esmagamento das diagonais de compressão.

2.8.2 Treliça generalizada

Conforme Bastos (2015), a partir de experimentos verificou-se que a inclinação das fissuras normalmente é inferior à 45° , podendo chegar a 30° ou menores, próximo à horizontal, isto em função da quantidade de armadura transversal e geometria da seção. Como a treliça de Ritter-Mörsch não considera tais aspectos, torna-se muito conservadora, exagerando na armadura transversal.

Figura 33 - Treliça generalizada



Fonte: Bastos (2015)

Seu cálculo é semelhante à treliça clássica, sendo a força na biela de compressão R_{cb} com ângulo variável calculada segundo as Equações 37 e 38 e V a força cortante atuante na seção da treliça.

Assim:

$$V = R_{cb} \cdot \text{sen} \theta \quad (37)$$

$$R_{cb} = \frac{V}{\text{sen} \theta} \quad (38)$$

A tensão média de compressão da biela é dada por:

$$\sigma_{cb} = \frac{R_{cb}}{b_w \cdot z \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \text{sen} \theta} \quad (39)$$

$$\sigma_{cb} = \frac{V}{b_w \cdot z \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \text{sen}^2 \theta} \quad (40)$$

Onde:

A distância entre duas diagonais comprimidas adjacentes, perpendicular a elas, é dada por:

$$z \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \cdot \text{sen} \theta \quad (41)$$

A força em cada diagonal comprimida pode ser considerada aplicada na área da biela:

$$b_w \cdot z (\cotg \theta + \cotg \alpha) \cdot \text{sen } \theta \quad (42)$$

Onde: α – ângulo de inclinação das diagonais tracionadas.

A força na diagonal tracionada ($R_{s,\alpha}$), pode ser determinada a partir do equilíbrio da seção da treliça, assim:

$$V = R_{s,\alpha} \cdot \text{sen } \alpha \quad (43)$$

$$R_{s,\alpha} = \frac{V}{\text{sen } \alpha} \quad (44)$$

Cada diagonal de tração submetida à uma força $R_{s,\alpha}$, é referente a um comprimento de viga, devendo ser resistida pela armadura transversal (estribos), que devem ser espaçados em uma distância s e inclinadas em um ângulo α .

A área total da armadura no comprimento é dada por:

$$A_{sw,\alpha} = \frac{z (\cotg \theta + \cotg \alpha)}{s} \quad (45)$$

Onde:

$\frac{z (\cotg \theta + \cotg \alpha)}{s}$ é o número de estribos no comprimento analisado.

A tensão σ_{sw} no estribo é calculada por:

$$\sigma_{sw,\alpha} = \frac{R_{s,\alpha}}{A_{sw} z (\cotg \theta + \cotg \alpha)} \quad (46)$$

$$\sigma_{sw,\alpha} = \frac{V}{z (\cotg \theta + \cotg \alpha) \text{sen } \alpha} \frac{s}{A_{sw,\alpha}} \quad (47)$$

Bastos (2015) ainda afirma que neste modelo o ângulo θ é uma incógnita no problema pois depende de diversos fatores, porém é um assunto que tem

sido pesquisado, podendo ser calculado pelos modelos desenvolvidos por Collins, Mitchell e Vecchio.

2.8.2.1 Modelo de cálculo 2

Com relação ao cálculo da força cortante, a NBR 6118:2014, o Modelo II admite diagonais de compressão inclinadas com θ entre 30° e 45° , permitindo também à parcela V_c sofrer redução com o aumento de V_{Sd} .

a) Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,54 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \operatorname{sen}^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta) \quad (48)$$

Com:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), f_{ck} \text{ em MPa.} \quad (49)$$

b) Cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (50)$$

Onde:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 d f_{ywd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) \operatorname{sen} \alpha;$$

$V_{c0} = 0$, em elementos estruturais tracionados se a linha neutra se situar fora da seção;

$V_c = V_{c1}$, na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$$V_c = V_{c1} (1 + M_0 / M_{Sd,máx}) < 2V_{c1} \text{ na flexo-compressão, em que:}$$

$$V_c = V_{c0} \text{ quando } V_{Sd} \leq V_{c0};$$

$V_{c1} = 0$ quando $V_{Sd} = V_{Rd2}$, que deve ser interpolado linearmente para fatores intermediários.

c) Deslocamento do diagrama de momentos fletores: deve ser utilizada a equação abaixo se forem mantidas as condições do item c) do modelo de cálculo I.

$$a_l = 0,5 d (\cotg \theta + \cotg \alpha) \quad (51)$$

Onde:

$a_l \geq 0,5 d$ em geral;

$a_l \geq 0,2 d$ para estribos com inclinação à 45°.

2.8.3 Cálculo da tensão de cisalhamento da alma no Estádio II

Segundo Leonhardt e Mönning (1977), a tensão de cisalhamento da alma de uma viga fissurada, é dada pela Equação 52. O valor desta equação é a tensão de cisalhamento na linha neutra de uma seção transversal no Estádio II.

$$\tau_o = \frac{Q}{b_o \cdot z} \quad (52)$$

Onde:

τ_o – tensão de cisalhamento na alma de uma viga fissurada;

Q –

b_o – largura da alma, no caso de lajes usa-se 100cm;

z – braço de alavanca.

2.8.4 Tipos de ruptura por força cortante

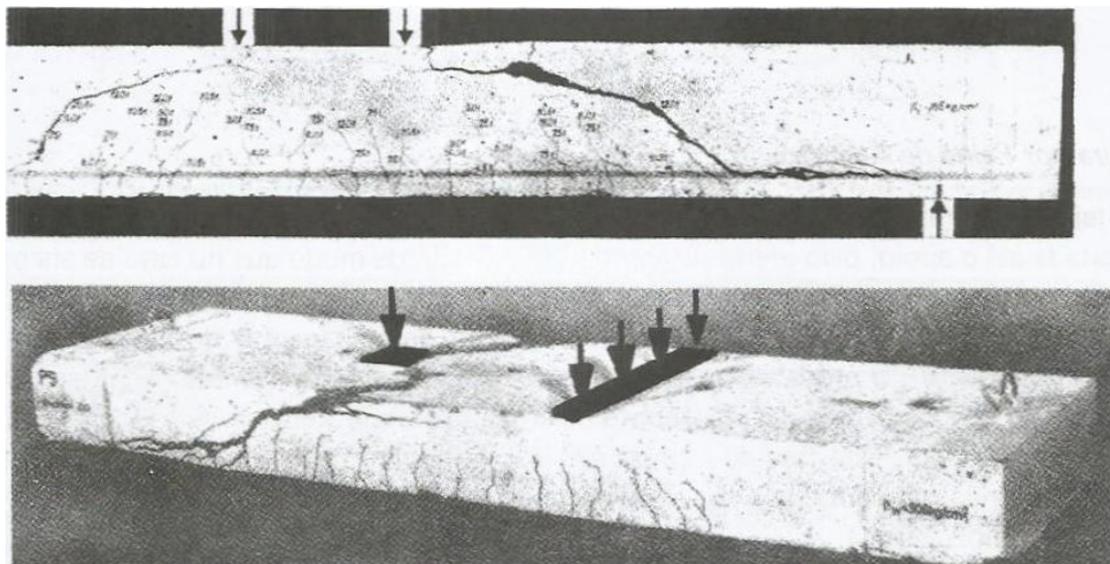
Quando as tensões de tração na alma da viga superam a resistência à tração do concreto, aparecem fissuras de cisalhamento, que se apresentam perpendiculares à tensão de tração, Estádio II, causando um acúmulo de tensões na armadura de cisalhamento e nas diagonais comprimidas do concreto. Essa redistribuição varia conforme a quantidade e direção da armadura de cisalhamento, o que possibilita vários tipos de fissura por cisalhamento, apresentadas por Leonhardt e Mönning (1977).

2.8.4.1 Ruptura por força cortante-flexão

Leonhardt e Mönning (1977) indicam como causa deste tipo de fissura a flexão na região de força cortante devido ao aumento da carga atuante na estrutura, podendo ocorrer também por falta de armadura de cisalhamento. Quando a armadura de cisalhamento é fraca, ao aparecerem as fissuras, o aço atinge o limite de escoamento, que se inclinam gradualmente conforme aproximam-se dos apoios, sendo que próximo ao apoio se desenvolvem

rapidamente, com direção quase horizontal, diminuindo a zona comprimida, que, por fim, causa rompimento brusco.

Figura 34 – Ruptura por força cortante-flexão de uma viga sem armadura de cisalhamento



Fonte: Leonhardt e Mönning (1977).

2.8.4.2 Ruptura por força cortante-tração

De acordo com Leonhardt e Mönning (1977), este tipo de ruptura ocorre em duas situações, que são:

- a) Em vigas com largura normal de alma, ao exceder o limite de escoamento da armadura de cisalhamento, as fissuras se abrem em direção ao banzo superior, penetrando na região comprimida, o que causa o colapso da estrutura. Pode também ocorrer ruptura das diagonais de compressão entre as fissuras de cisalhamento.
- b) Em vigas de seções I com almas delgadas podem surgir fissuras na alma da viga perto do apoio extremo, onde o momento é pequeno e o cortante é elevado. Quando a armadura da alma é fraca a fissura dirige-se para baixo da viga, que rompe, o que pode ocorrer principalmente em vigas protendidas.

2.8.4.3 Ruptura das diagonais de compressão

Quando em seções I com almas delgadas com banzos reforçados e armadura de alma forte, ocorrem numerosas fissuras situadas aproximadamente à 45°, porém as diagonais de compressão entre essas fissuras rompem bruscamente assim que é atingido o limite da resistência do concreto, sem antes solicitar a armadura (LEONHARDT E MÖNNIG, 1977).

2.8.4.4 Ruptura por falha de ancoragem

Em casos em que a armadura longitudinal é muito solicitada até o apoio devido ao efeito de arco, as lajes ou vigas I ou T com almas espessas, podem sofrer ruptura por falha de ancoragem quando a armadura longitudinal for ancorada de forma insuficiente, causando o colapso da estrutura por fendilhamento do concreto. Esta ruptura ocorre de forma brusca a partir do deslizamento da armadura longitudinal, causando cisalhamento da alma, porém não é causada exclusivamente por força cortante (LEONHARDT E MÖNNIG, 1977).

2.9 Força cortante em lajes pré-moldadas

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a verificação de cisalhamento em lajes pré-moldadas pode ser feita como nas vigas pois nada mais são do que vigas contínuas. Quanto à laje pré-moldada com armadura treliçada, apesar das diagonais laterais poderem melhorar na resistência ao cisalhamento, costuma-se desconsiderar tal colaboração.

A NBR 6118:2014 fornece a verificação da força cortante em lajes com $b_w \geq 5d$ para situações de lajes com e sem armadura transversal.

2.9.1 Lajes sem armadura transversal

Assim como estabelece a NBR 6118:2014, para lajes com $b_w \geq 5d$, estas podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração devidos à força cortante. Para isso, a força cisalhante de cálculo (V_{sd}), deve atender à Equação 16, conforme explicado no item 2.7.1 do presente trabalho.

2.9.2 Lajes com armadura transversal

Segundo Flório (2004), Silva (2005) e Donin (2015), quanto ao dimensionamento de vigas à força cortante, aplica-se os critérios de verificação do estado limite último conforme a NBR 6118:2014.

Referente a tensão máxima nos estribos a NBR 6118:2014 define os valores abaixo, com interpolação linear permitida:

- 250 MPa, para lajes com espessura até 15 cm;
- 435 MPa (f_{ywd}), para lajes com espessura maior que 35 cm.

Segundo Caixeta (1998, *apud* Flório, 2004), neste caso de uso de armadura transversal seria empregada a armadura treliçada, porém há uma discussão devido os resultados de Caixeta, se há necessidade da ancoragem do banzo superior da treliça.

2.9.2.1 Espaçamento entre estribos

De acordo com a NBR 6118:2014, a armadura de cisalhamento em lajes nervuradas, quando necessária, deve ter espaçamento máximo de 20 cm.

2.10 Alguns estudos relevantes sobre o tema

A seguir são descritos alguns estudos referentes ao cortante em vigotas treliçadas, porém como não há muitos estudos realizados neste assunto em específico, serão descritos também estudos quanto ao cortante em lajes diversas como forma de melhor apresentar o estado de arte do assunto proposto.

Segundo Carvalho (2005), a força cortante, ou de cisalhamento, é um dos temas menos estudados na laje pré-fabricada, podendo ser vertical, devido às ações verticais aplicadas, ou horizontal, entre o concreto da vigota pré-moldada e o lançado no local. Sabe-se que a armadura treliçada permite melhor ligação entre os elementos pré-fabricado e o concreto lançado no local, tornando a laje um elemento monolítico, porém não havendo ainda estudos ou normatização brasileira específica no assunto, torna-se necessário buscar parâmetros na norma europeia EF 96, como feito por Carvalho (2005) e Flório (2004).

Carvalho (2005), ressalta a necessidade de reflexão sobre o funcionamento das sinusóides, pois se o banzo superior, onde estão ligadas as

sinusóides da treliça, deve ficar a pelo menos 2 cm da face do concreto, a treliça funciona ao cisalhamento apenas quando a altura da linha neutra for maior que o cobrimento. Caso o banzo superior se encontre abaixo da linha neutra a armadura inclinada torna-se inútil. Em seções próximas ao apoio externo, pode ocorrer de a altura da linha neutra ser grande o suficiente para que a armadura do banzo superior esteja acima desta, trabalhando assim a sinusóide ao cisalhamento, o que pode não ocorrer em apoios intermediários.

O conceito usado para projetar lajes com armaduras treliçadas é tentar aproveitar a sinusóide para resistir ao cisalhamento vertical, porém necessitam-se estudos experimentais que mostrem como deve ser feito, e se há necessidade da ancoragem da armadura do banzo superior na região comprimida de concreto (CARVALHO, 2005).

Segundo Carvalho (2005), apesar de não haver uma coordenação centralizada sobre pesquisa para o projeto e cálculo de lajes pré-fabricadas com vigotas de concretos já foi realizado muito e diversas universidades e centros de pesquisa têm pesquisado o assunto nos últimos anos, porém ainda há muito a fazer. Dentre os pontos a avançar está a questão do cisalhamento e a verificação do trabalho das armaduras inclinadas da treliça de armadura.

Caixeta (1998) foi o primeiro estudo a citar o trabalho das diagonais, da treliça, também chamadas de sinusóides, onde conclui que estas não são solicitadas à força cortante na fase de utilização, contrariando a crença do funcionamento dessas para resistir ao cisalhamento vertical, apesar de afirmar serem úteis na fase executiva e montagem da laje.

Carvalho et al (2002) apresentou resultados para experimentos realizados com intuito de analisar o comportamento de nervuras à flexão e ao cisalhamento em lajes unidirecionais com vigotas pré-moldadas. Para os experimentos referentes à verificação da resistência ao cisalhamento, submeteu-se as nervuras a uma carga concentrada aplicada a 25 cm de um dos apoios.

Para Carvalho et al (2002), os resultados para cisalhamento demonstraram que a estrutura se comporta de forma monolítica, sem ocorrer separação entre a superfície da vigota com o concreto moldado no local. A ruptura ocorre sempre pela tração diagonal devido à ausência de armadura transversal e pela carga estar a uma distância do apoio maior que o dobro de "d". Ao calcular a expressão de verificação do valor máximo da norma espanhola

EF-96 observou-se que os valores calculados chegam a resultados próximos do ensaio, considerando um coeficiente de segurança de 1,45. Os pesquisadores comparam também à norma brasileira em vigência na época, onde devido à ausência de armadura transversal, a expressão a se empregar deve ser correspondente a parcela cortante resistida pelo concreto utilizando o modelo I, onde as fissuras se apresentam a 45°, com coeficiente de segurança médio de 1,57.

Flório (2004), em sua dissertação de mestrado, analisou vigotas em concreto armado quanto aos modelos de cálculo existentes e comparando as forças resistentes teóricas aos valores experimentais obtidos em seu trabalho em 2001. Com relação à força cortante, Flório analisou a aderência entre a capa de concreto moldado no local e a vigota pré-fabricada de concreto armado, comparando com a norma brasileira e a espanhola, para descobrir se condizem com a realidade. Para a realização do ensaio de cisalhamento foi aplicada uma carga pontual situada a 25 cm do apoio em uma vigota com vão total de 1,5 m.

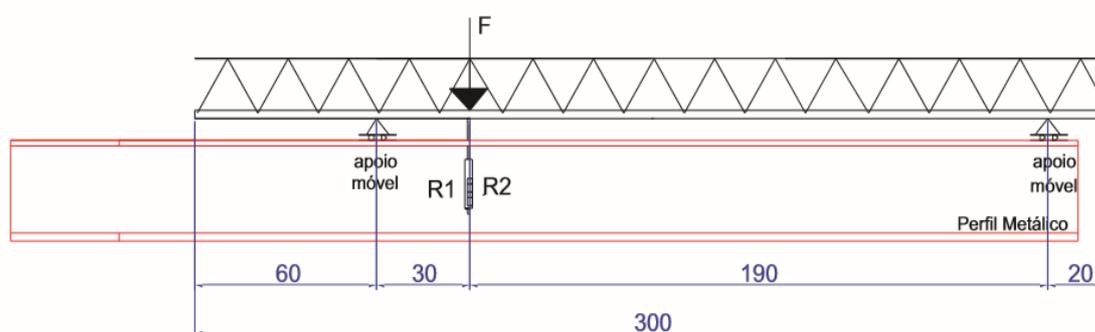
A partir dos resultados destes experimentos, Flório (2004) constatou não haver separação entre o concreto da capa e a vigota utilizada, sendo considerado monolítico. Após, foi aplicada carga superior à que havia sido dimensionada, causando o colapso da estrutura no apoio pela tração diagonal, o que ocorreu devido à falta de armadura transversal. Isto demonstra que as normas utilizadas são condizentes com a realidade.

Assis (2005) faz análise experimental de reforço em lajes pré-fabricadas treliçadas pela face comprimida, sendo que para isso foram ensaiadas 12 lajes, 7 com treliças de 8 cm de altura e 5 com treliças de 12 cm, com lajes monolíticas e reforçadas segundo a necessidade. A maioria das lajes ensaiadas, reforçadas ou não, romperam por flexão com escoamento e posterior ruptura da armadura de tração sem o esmagamento do concreto da face superior. Nas lajes com menor espessura da capa de concreto, observou-se a possibilidade de haver o esmagamento do concreto comprimido, porém não foi possível observar este esmagamento pois a armadura inferior de tração rompeu antes.

Pinheiro et al (2013) realizaram ensaios de várias vigotas para definir os modos de ruínas e suas capacidades de carga com o objetivo de analisar a capacidade, portanto de vigotas treliçadas na fase de montagem. Para o ensaio de cisalhamento foi utilizado um perfil I, onde a vigota foi posicionada de maneira

que ficasse biapoiada, com os apoios 20 cm de sua extremidade direita e 60 cm da extremidade esquerda, de modo que foi aplicado um carregamento por meio de um cilindro hidráulico que transferiu a força para a posição a 30 cm do apoio esquerdo, como pode ser visto na Figura 35. Foram ensaiadas vigotas de duas alturas, sendo ao todo 14 ensaios, onde dois relógios comparadores posicionados no ponto de aplicação da carga mediam os deslocamentos verticais, apresentando velocidade de carregamento de 3 mm/min no pistão da prensa.

Figura 35 – Esquema do ensaio de cisalhamento de uma vigota treliçada (cotas em cm)



Fonte: Pinheiro et al (2013).

Ao analisar os resultados, Pinheiro et al (2013) notaram que ocorreu flambagem do banzo superior nas vigotas mais baixas, de 6 cm a 12 cm, já para as vigotas com alturas maiores, entre 16 cm a 30 cm, ocorreu flambagem das diagonais. Os pesquisadores afirmam que isso ocorre devido ao comprimento das diagonais ser reduzido por parte destas estarem concretadas na sapata, altura menor das treliças e rigidez do nó soldado.

Marquesi (2014) ensaiou lajes alveolares protendidas de modo a obter a resistência à força cortante. Após a análise dos resultados observou-se que a quantidade de proteção da seção influencia no quanto de força cortante a tração diagonal é capaz de suportar. O autor ainda sugere alterações da NBR 6118:2013 e NBR 18861:2011 quanto ao modelo de flexo-cortante, alterando a constante do cálculo de τ_{Rd} , de 0,25 para 0,19 quando $f_{ck} \geq 55 \text{ MPa}$, permitindo interpolação linear quando $50 \text{ MPa} < f_{ck} < 55 \text{ MPa}$.

Piva (2014) comparou em seu estudo os resultados obtidos pelos métodos de cálculo de lajes nervuradas utilizando as hipóteses de laje maciça de Kirchhoff comparando com a analogia de grelha, onde fez gráficos comparativos entre resistências à flexão e ao cisalhamento, sendo que para todos os casos o modelo de analogia de grelha apresentou valores superiores aos de Kirchhoff. Com relação à força cortante, Piva (2014) observou que as maiores diferenças nos resultados estão nas lajes com nervuras mais próximas, com menores vãos apesar de muito inferiores que nos momentos fletores. As armaduras de cisalhamento se mostraram homogêneas, sendo iguais para os dois métodos.

Machado (2015) desenvolveu planilhas nas quais analisou seções transversais de lajes em suas continuações para verificação e análise à flexão, ao cisalhamento e da fissuração. Em relação ao cisalhamento calculou-se a resistência das diagonais comprimidas (V_{Rd2}), a força cortante resistente de cálculo de elementos sem armadura transversal (V_{Rd1}) e se a força cortante solicitante (V_{sd}) é superior às demais.

Em sua conclusão, Machado (2015) observa que a consideração de continuidade traz mudanças significativas em relação ao cisalhamento pois haverá um aumento considerável no apoio central, sendo muitas vezes superior à resistência da laje naquele trecho, podendo se tornar uma grande dificuldade de dimensionamento se não usada armadura transversal, o que acaba sendo negligenciado quando o cálculo é realizado considerando laje biapoiada, impossibilitando assim a verificação de fissuração no apoio, devido à ausência de armadura negativa na região. O autor indica o uso de um trecho maciço como solução.

Lopes (2015), em sua análise comparativa entre lajes nervuradas bidirecionais moldadas no local e lajes unidirecionais pré-fabricadas treliçadas, quanto às forças para lajes quadradas, considerando as condições e vinculações empregadas em seu trabalho, os resultados apresentaram maiores valores de momentos fletores e forças cortantes nas lajes nervuradas unidirecionais treliçadas, enquanto para as lajes retangulares, as lajes unidirecionais pré-fabricadas treliçadas apresentaram valores superiores.

Baierle (2016) abordou a análise de força cortante em lajes nervuradas a partir de ensaios experimentais, sendo que o experimento se realizou em quatro

lajes nervuradas sem armadura transversal e com dimensões de 40 x 50 cm, com intenção de verificar o cisalhamento comparando a NBR 6118:2014 à norma espanhola EF-96. Ao ensaiar, as lajes apresentaram fissuras de aproximadamente 45° próximo aos apoios. Suas análises contemplaram a análise de força cortante para a capa de concreto, análise da força de corte para a nervura com elementos sem armadura transversal e análise de força cortante para a nervura quanto à ruptura das diagonais comprimidas do concreto.

Ao analisar os resultados obtidos, Baierle (2016) observou que os valores de cálculo foram bem abaixo aos valores ensaiados, sendo muito maior essa diferença quando se considera as dimensões da nervura, o que demonstra ser o modelo de cálculo indicado pela NBR 6118:2014 (V_{Rd1}) conservador em prol da segurança. Tais valores se devem aos coeficientes de segurança aplicados nos cálculos, sendo que se desconsiderados aproximam-se de uma situação real. O cisalhamento ocorreu muito abaixo dos valores calculados a ruína das bielas de compressão, tanto pelo modelo da norma brasileira NBR 6118:2014 (V_{Rd2}) quanto pelo modelo da EF-96 (V_{u1}).

Baierle (2016) conclui que em lajes usuais ocorre o cisalhamento da estrutura muito antes de esmagar a biela de compressão, bem como “somente o uso de grandes taxas de armadura não tornam a laje mais resistente à força cortante, pois caso o concreto atinja o limite de sua resistência, a laje rompe por cisalhamento. ”

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo apresenta-se o processo de elaboração dos protótipos para os ensaios experimentais de ruptura por força cortante, passo a passo, desde a definição dos protótipos até os modos de ruptura de cada laje ensaiada.

Este capítulo ainda apresenta os cálculos de cortante estimado de ruptura para cada um dos modelos de lajes ensaiadas, bem como os valores de força cortante resistente de cálculo. Para estas análises teóricas foram considerados os parâmetros reais dos materiais, apresentados nos tópicos a seguir, como a média dos resultados dos CP's e média dos resultados de ensaio de tração dos banzos inferiores das treliças.

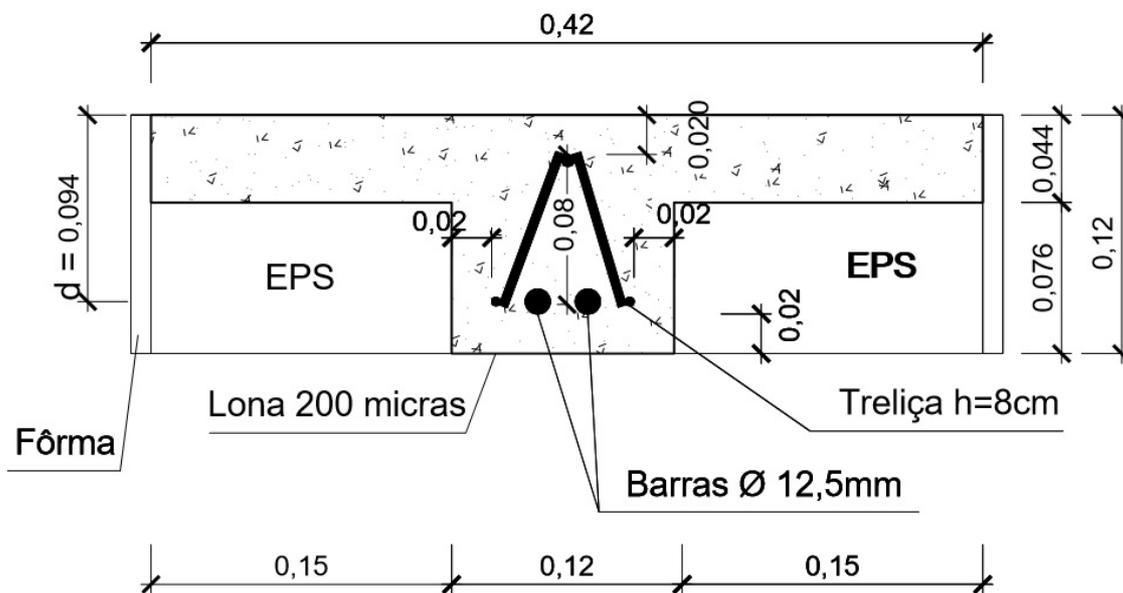
3.1 Definir os protótipos

Os protótipos para as lajes foram definidos com de 42cm x 50cm de dimensão, sendo que a largura de 42cm foi definida devido a largura da nervura, que por sua vez foi definida ter 12 cm pelas dimensões da treliça utilizada. Considerou-se, também, 30 cm para um material inerte, sendo 15 cm para cada lado da nervura.

A altura total da laje foi definida como 12cm, sendo que 7,6cm de nervura, devido às dimensões reais do EPS adotado e, portanto, 4,4 cm de capa de concreto. As Figuras 36 e 37 demonstram um esquema com seções transversais de fôrma e das lajes treliçadas e armadas, respectivamente.

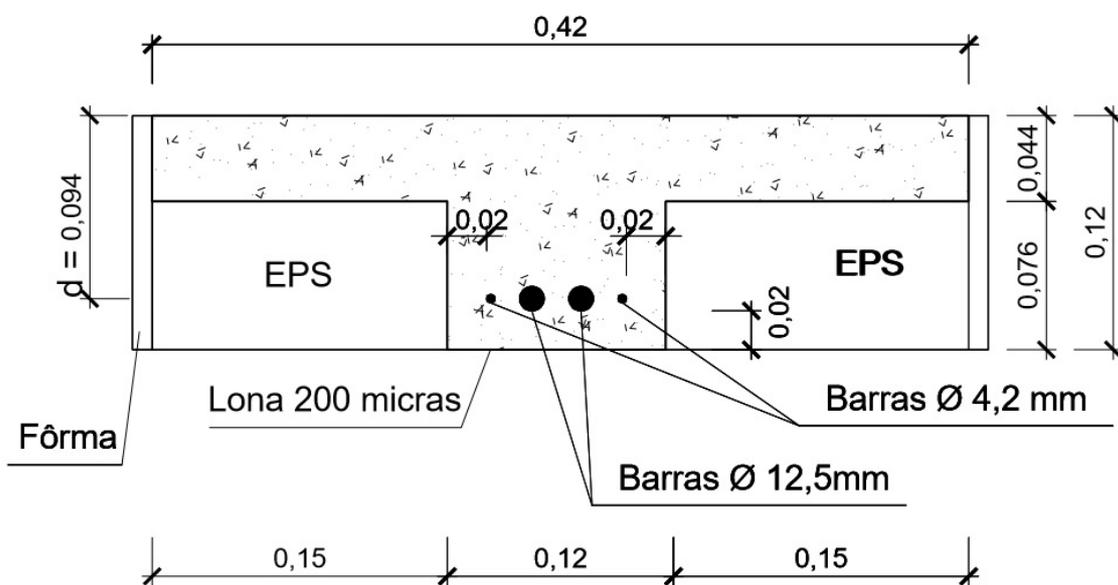
Apesar do assunto deste trabalho ser análise de força cortante em vigotas treliçadas, a laje foi concretada de forma monolítica, não utilizando as vigotas industrializadas, como pode ser observado nas Figuras 36 e 37, porém houve controle rígido de dimensões e de materiais de modo a não influenciar nos resultados.

Figura 36 – Esquema com seção transversal do protótipo com armadura treliçada



Fonte: Autor (2017).

Figura 37 – Esquema com seção transversal do protótipo sem uso de treliça



Fonte: Autor (2017).

3.2 Confeção dos protótipos

Para elaboração das lajes foram selecionados cuidadosamente todos os materiais de modo a proporcionar resultados confiáveis.

3.2.1 Materiais

3.2.1.1 Concreto da nervura e da capa

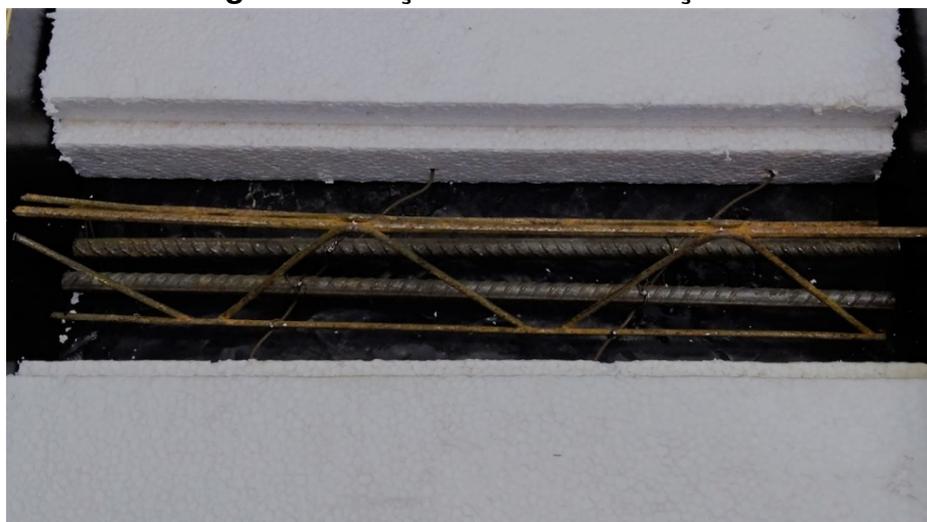
Foi utilizado concreto de alta resistência inicial (CP V ARI), devido ao curto prazo para realização dos protótipos. Foi utilizado traço 1,0 : 2,50 : 3,33 : 0,535, que corresponde a CP V ARI, areia média, brita 1 e água potável.

A utilização do cimento CP V ARI, muito utilizado em estudos, em substituição ao CP II fez-se necessário devido ao curto prazo para elaboração dos corpos de prova, ensaios e análise dos resultados, visto que a disciplina de Trabalho de Curso II tem duração de apenas um semestre.

3.2.1.2 Aço da nervura

Para as lajes treliçadas, adotou-se a treliça TB 8L, sendo uma treliça eletrossoldada CA-60 com altura de 8cm, banzo superior com diâmetro de 6mm e banzos inferiores com diâmetros de 4,2mm. Utilizou-se também duas barras de aço CA-50 com diâmetro de 12,5mm. Para as lajes não-treliçadas foram adotadas duas barras CA-60 com diâmetro de 4,2mm e duas barras de aço CA-50 com diâmetro de 12,5mm.

Figura 38 – Aço da nervura treliçada



Fonte: Autor (2017).

Figura 39 – Aço da nervura não-treliçada

Fonte: Autor (2017).

3.2.1.3 Caracterização dos materiais

- a) Cimento: Foi utilizado cimento CP V ARI, caracterizado por apresentar alta resistência inicial, atingindo altas resistências já nos primeiros dias da aplicação devido à dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer e moagem mais fina do cimento, de modo que, ao entrar em contato com a água adquira elevadas resistências em pouco tempo, resultando em tempo de desforma reduzido, devido ao pouco tempo;
- b) Areia média: Agregado miúdo onde os grãos passam na peneira ABNT 4,75mm e ficam retidos na peneira ABNT 0,15 mm;
- c) Brita 1: agregado graúdo onde seus grãos passam na peneira ABNT 19,0 mm e ficam retidos na peneira ABNT 9,50 mm;
- d) Aço CA-50 que possui resistência característica ao escoamento (f_{yk}) maior ou igual a 500 MPa e aço CA-60 que possui resistência característica ao escoamento (f_{yk}) maior ou igual a 600 MPa.

3.2.1.4 Ensaio de compressão em corpos de prova de concreto

Para o controle do concreto utilizado nos protótipos foram moldados corpos de prova e ensaiados à compressão, a fim de verificar a resistência à compressão do concreto (f_{ck}) utilizado na confecção das lajes. Como a nervura

e capa de todos os seis protótipos produzidos foram concretadas juntas a partir de apenas uma betonada, foram executados cinco corpos de prova.

O ensaio seguiu a sequência a seguir:

- a) Preparação dos moldes: Aplicou-se em toda área interna dos moldes, uma fina camada de um óleo mineral que não reage com o cimento, a fim de facilitar o desmolde;
- b) Moldagem dos CP's: Ao finalizar a preparação do concreto, este foi colocado nos moldes em duas camadas, sendo aplicado 12 golpes em cada, com o uso de uma haste, a fim de garantir o adensamento adequando dos CPs. Após eliminar o excesso de concreto e identificá-los, foram depositados em local coberto;
- c) Desmoldagem dos CP's: Após 36 horas de cura inicial, recomendadas pelo orientador Christian Donin, com base empírica de ensaios anteriores utilizando o mesmo traço, fez-se a desmoldagem dos corpos de prova, alocando-os no tanque de cura, a fim de proporcionar a cura adequada aos CPs;

Figura 40 – CP's posicionados no tanque de cura



Fonte: Autor (2017).

- d) Preparação das bases dos CP's: Após remover os CP's do tanque de cura, executou-se a regularização de suas faces por meio da retificação, onde uma fina camada de concreto é removida por

meios mecânicos, a fim de deixar as bases planas e assim distribuir igualmente entre elas a força aplicada no ensaio de compressão;

Figura 41 – Regularização das faces dos CP's

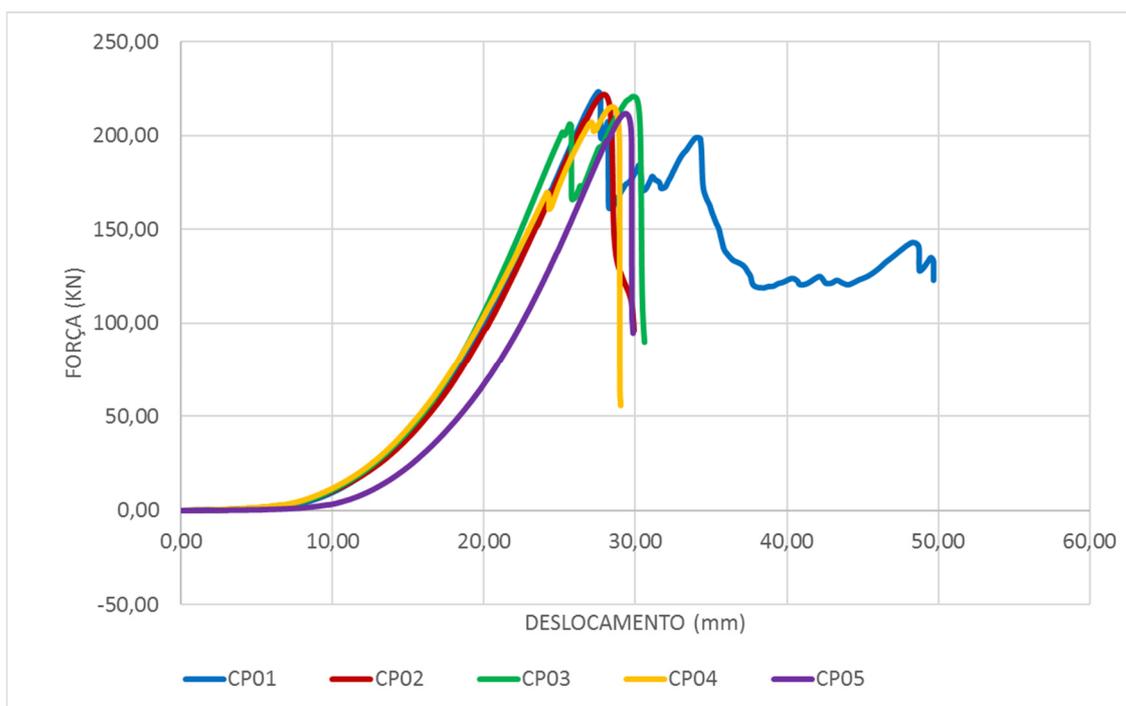


Fonte: Autor (2017).

- e) Ensaio de compressão: Estando os CPs preparados, foram posicionados um a um no equipamento de ensaio e aplicou-se uma força de compressão até o seu rompimento, como mostra a Figura 42. Ao fim dos ensaios o equipamento emiteu relatórios com dados referentes a cada CP, o que é demonstrado no gráfico abaixo.

Figura 42 – CP rompido por compressão

Fonte: Autor (2017).

Gráfico 1 – Ensaio de resistência à compressão em CP's de concreto

Fonte: Autor (2017).

Tabela 4 – Resultados do ensaio de compressão nos CP's de concreto

Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa)	Média (f_c)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de variação (%)
CP1	28,43	27,85	1,50	5,28%
CP2	28,29			
CP3	28,15			
CP4	27,45			
CP5	26,93			

Fonte: Autor (2017).

Com estes resultados determina-se a resistência real do concreto à compressão utilizado nos protótipos, sendo que, por haver pequeno número de CPs, a média dos resultados foi utilizada como a resistência à compressão do concreto das lajes.

3.2.1.5 Ensaio de tração em barras de aço

Análogo ao controle do concreto, há a necessidade de verificar se o aço utilizado atende as exigências mínimas para seu uso, o que pode ser verificado através do ensaio de tração das barras utilizadas e consiste em fixar corpos de prova de aço no equipamento e aplicar uma força de tração, alongando até seu rompimento.

Foram ensaiados à tração três protótipos para cada aço presente nas nervuras das lajes, sendo estes:

- a) Três protótipos dos banzos inferiores da treliça, sendo aço CA-60 e diâmetro de 4,2mm;
- b) Três protótipos das barras utilizadas nas lajes sem treliça, tendo características iguais aos banzos da treliça, sendo aço CA-60 e diâmetro de 4,2mm;
- c) Três protótipos das barras utilizadas em todas as lajes, como forma de resistir à flexão, sendo CA-50 e diâmetro de 12,5mm. protótipos de lajes deste trabalho foram elaborados com aço CA-60, sendo que três deles com treliças nas quais os vergalhões inferiores

possuem diâmetro de 4,2mm e os outros três protótipos apenas com barras de 4,2mm.

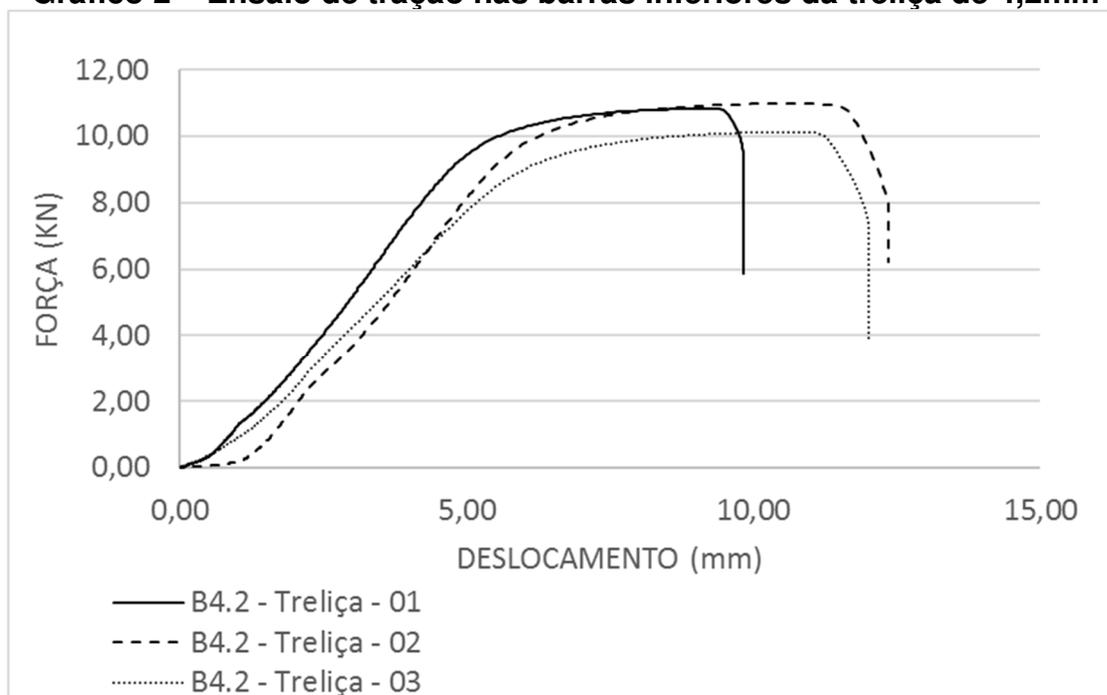
Os resultados e médias da resistência ao escoamento obtidos são demonstrados nas tabelas abaixo, sendo que as médias foram adotadas como resultado para o concreto das lajes. Os resultados são demonstrados nos gráficos abaixo:

Tabela 5 – Resultados do ensaio de tração nas barras da treliça de 4,2mm

Corpo de prova	Tensão de Escoamento (MPa)	Média (f_y)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de variação (%)
CP01	771,07	753,97	66,49	8,82%
CP02	778,66			
CP03	712,17			

Fonte: Autor (2017).

Gráfico 2 – Ensaio de tração nas barras inferiores da treliça de 4,2mm



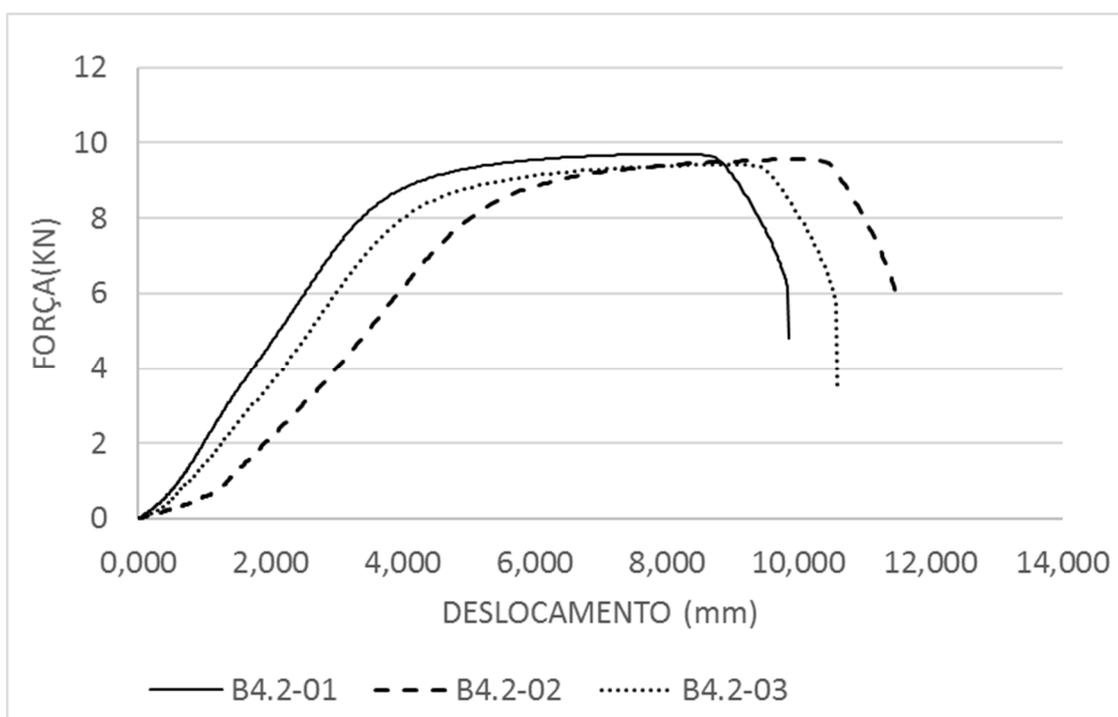
Fonte: Autor (2017).

Tabela 6 – Resultados do ensaio de tração nas barras de 4,2mm

Corpo de prova	Tensão de Escoamento (MPa)	Média (f_y)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de variação (%)
CP01	684,34	673,18	21,56	3,20%
CP02	662,78			
CP03	672,41			

Fonte: Autor (2017).

Gráfico 3 – Ensaio de tração nas barras com diâmetro 4,2mm

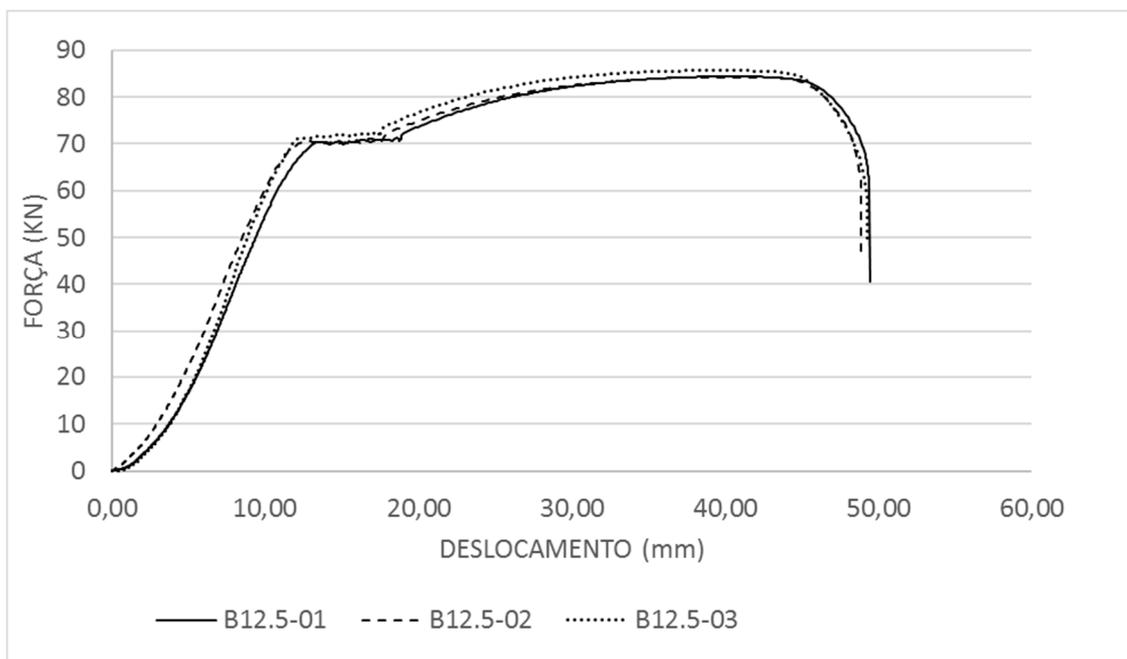


Fonte: Autor (2017).

Tabela 7 – Resultados do ensaio de tração nas barras de 12,5mm

Corpo de prova	Tensão de Escoamento (MPa)	Média (f_y)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de variação (%)
BT-CP01	573,72	577,42	9,22	1,60%
BT-CP02	575,60			
BT-CP03	582,94			

Fonte: Autor (2017).

Gráfico 4 – Ensaio de tração nas barras de 12,5

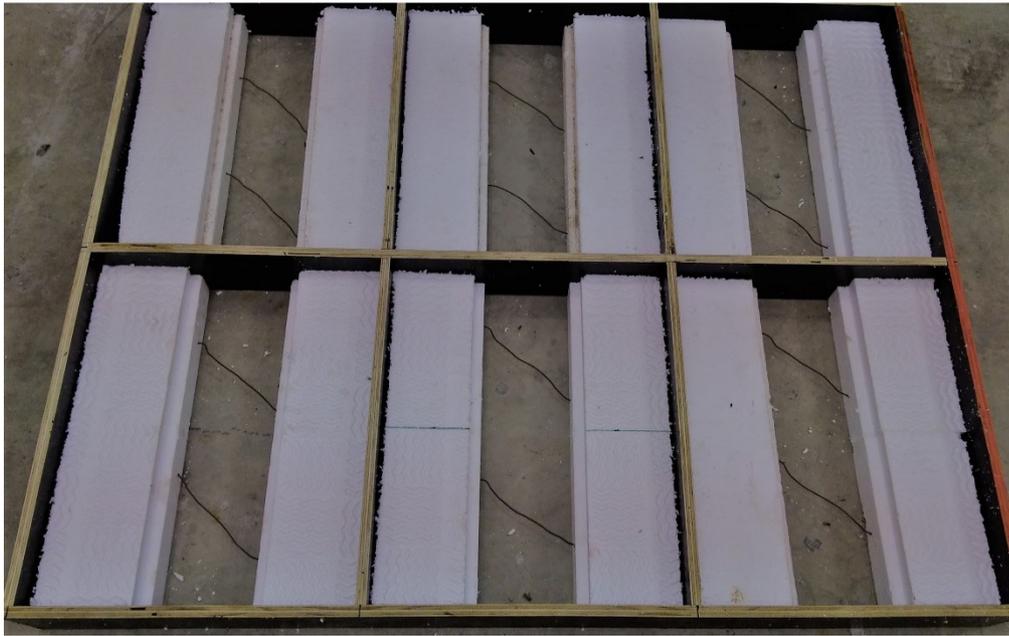
Fonte: Autor (2017).

3.2.2 Execução dos protótipos

A execução dos protótipos das lajes treliçadas e armadas se deu através dos seguintes processos:

- Confecção das fôrmas: conforme as medidas citadas anteriormente, as fôrmas foram confeccionadas com chapas de compensado plastificado com 14 mm de espessura, e após foram cortados e posicionados o EPS, firmados à fôrma por meio de arames, de forma a evitar movimentação e evitar que o EPS fosse levantado no lançamento do concreto, sempre mantendo um rigoroso controle das dimensões de modo a não afetar os resultados dos ensaios;

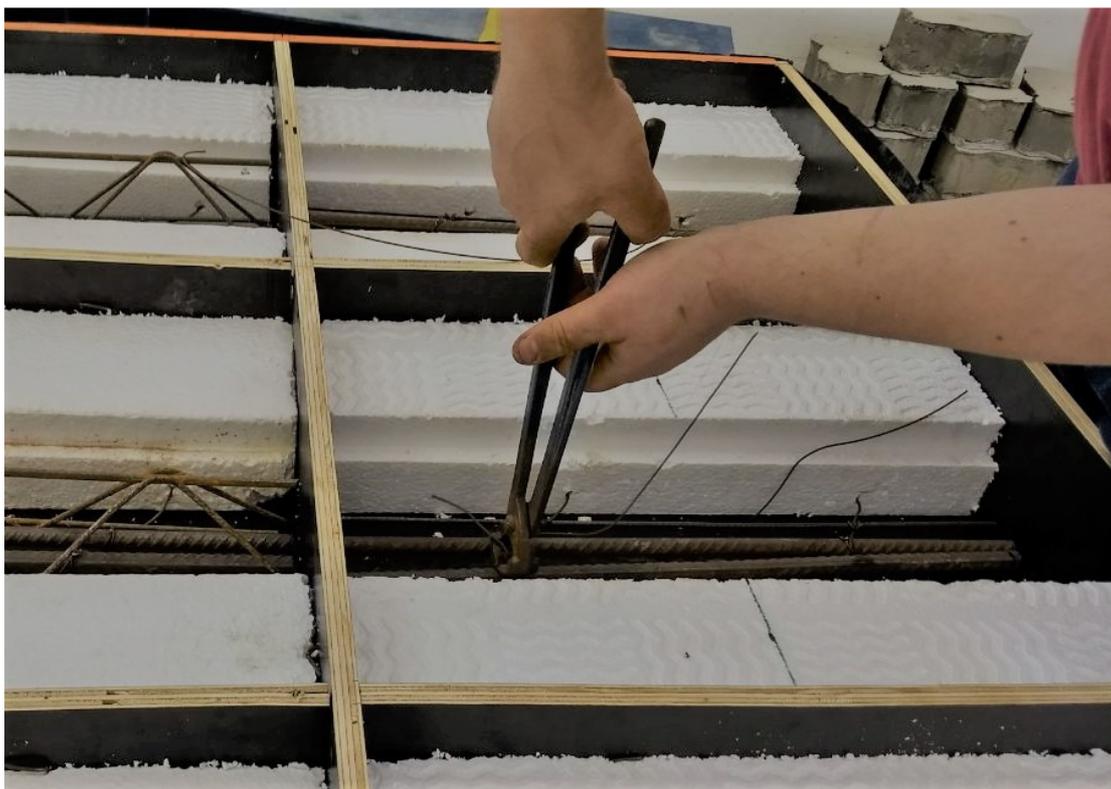
Figura 43 – Fôrma para execução dos protótipos



Fonte: Autor (2017).

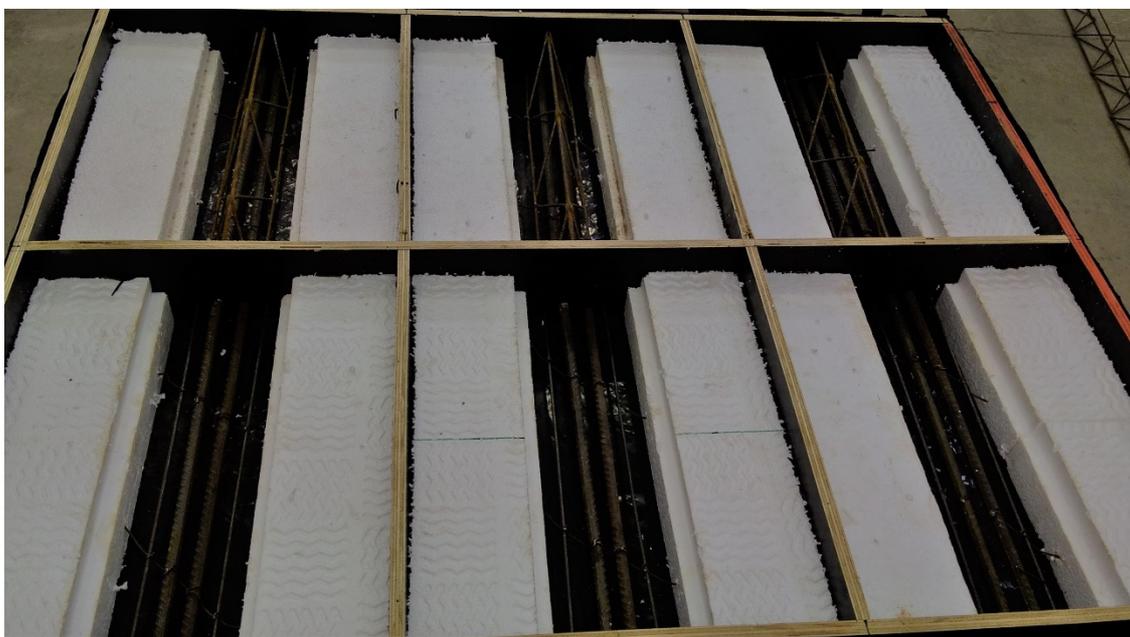
- b) Posicionamento da armadura da nervura: a armadura foi posicionada por meio de arames cravados no EPS, onde foram amarradas com arame recozido, tendo o cuidado de alinhar o centro das barras para que ambas as armaduras compartilhem o mesmo d , usado nos cálculos e garantindo cobertura mínimo de 2cm. Após foi fixado uma lona de 200 micras, servindo de fôrma do fundo da nervura e impedindo que o concreto recém lançado viesse a vazar, causando vazios, o que reduziria a resistência dos protótipos.

Figura 44 – Armadura sendo amarrada e posicionada



Fonte: Autor (2017).

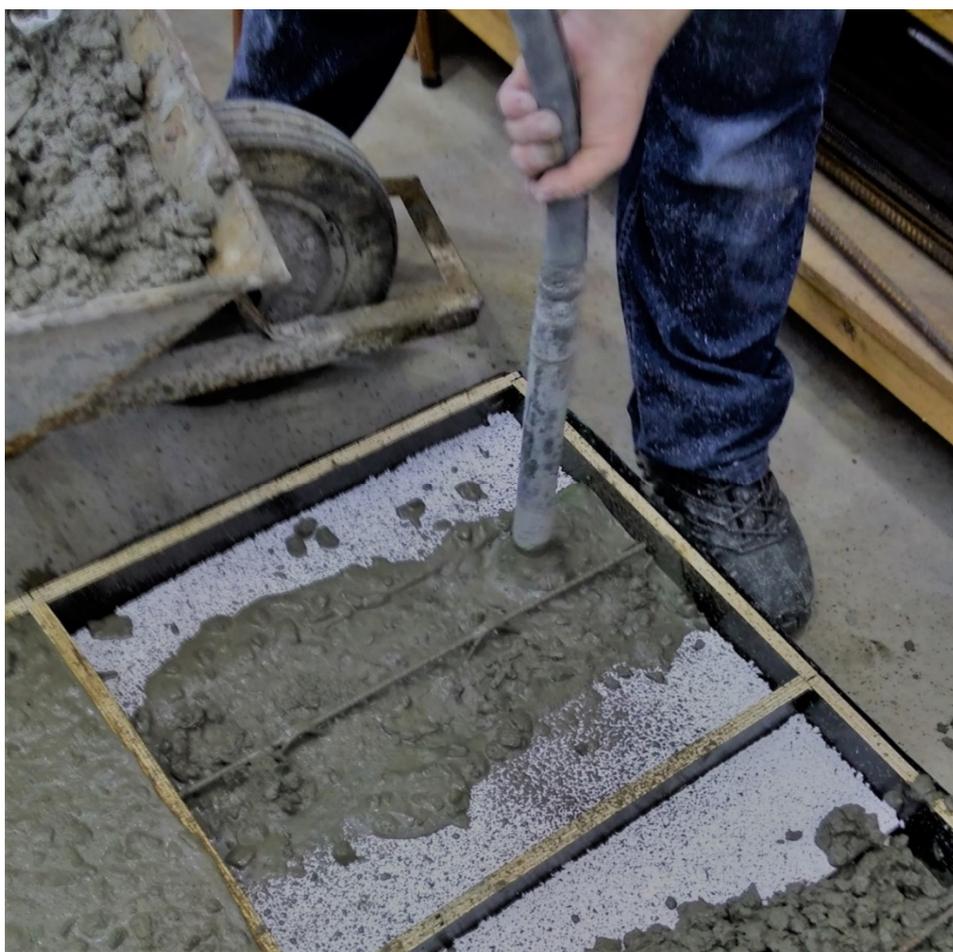
Figura 45 – Fôrma e armadura prontas para receber o concreto



Fonte: Autor (2017).

- c) Preparação do concreto: O concreto foi preparado conforme o traço citado anteriormente em apenas uma betonada. Quando a mistura apresentou aparência homogênea, foi feito o slump test, a fim de mensurar se estava adequada ao uso a partir de sua consistência. Devido ao traço utilizado ficou definido abatimento do troco do cone de $140 \text{ mm} \pm 20 \text{ mm}$, sendo que o concreto utilizado apresentou resultado de 125 mm de abatimento, portanto considerado dentro dos limites estabelecidos;
- d) Lançamento do concreto: Preparado o concreto, executou-se seu lançamento na fôrma o qual foi cuidadosamente bem adensado com o uso de um vibrador de concreto, a fim de evitar vazios, prejudiciais ao ensaio. Por fim, foi feito o nivelamento da superfície da laje com uma régua.

Figura 46 – Adensamento de uma nervura com uso do vibrador de concreto



Fonte: Autor (2017).

Figura 47 – Protótipos prontos, após nivelamento



Fonte: Autor (2017).

- e) Cura: Após pronto todo o processo, executou-se a cura das lajes, molhando todos os dias de modo a impedir o escape da água presente no concreto, necessária para as reações de cristalização dos componentes do concreto, o que lhe proporciona resistência, o que perdurou até o sétimo dia, quando foram rompidas.

Figura 48 – Cura dos protótipos



Fonte: Autor (2017).

- f) Por fim procedeu-se a desfôrma após quatro dias de cura e ao sexto dia removeu-se o EPS com o uso de espátulas de forma que permitisse a melhor visualização das fissuras causadas ao romper as lajes possibilitando uma análise mais precisa, porém no uso real em obras não se retira o material inerte, visto que funciona como fôrma permanente da laje nervurada.

Figura 49 – Lajes prontas para o ensaio, já desformadas e sem EPS



Fonte: Autor (2017).

3.3 Análise experimental

3.3.1 Procedimento dos ensaios

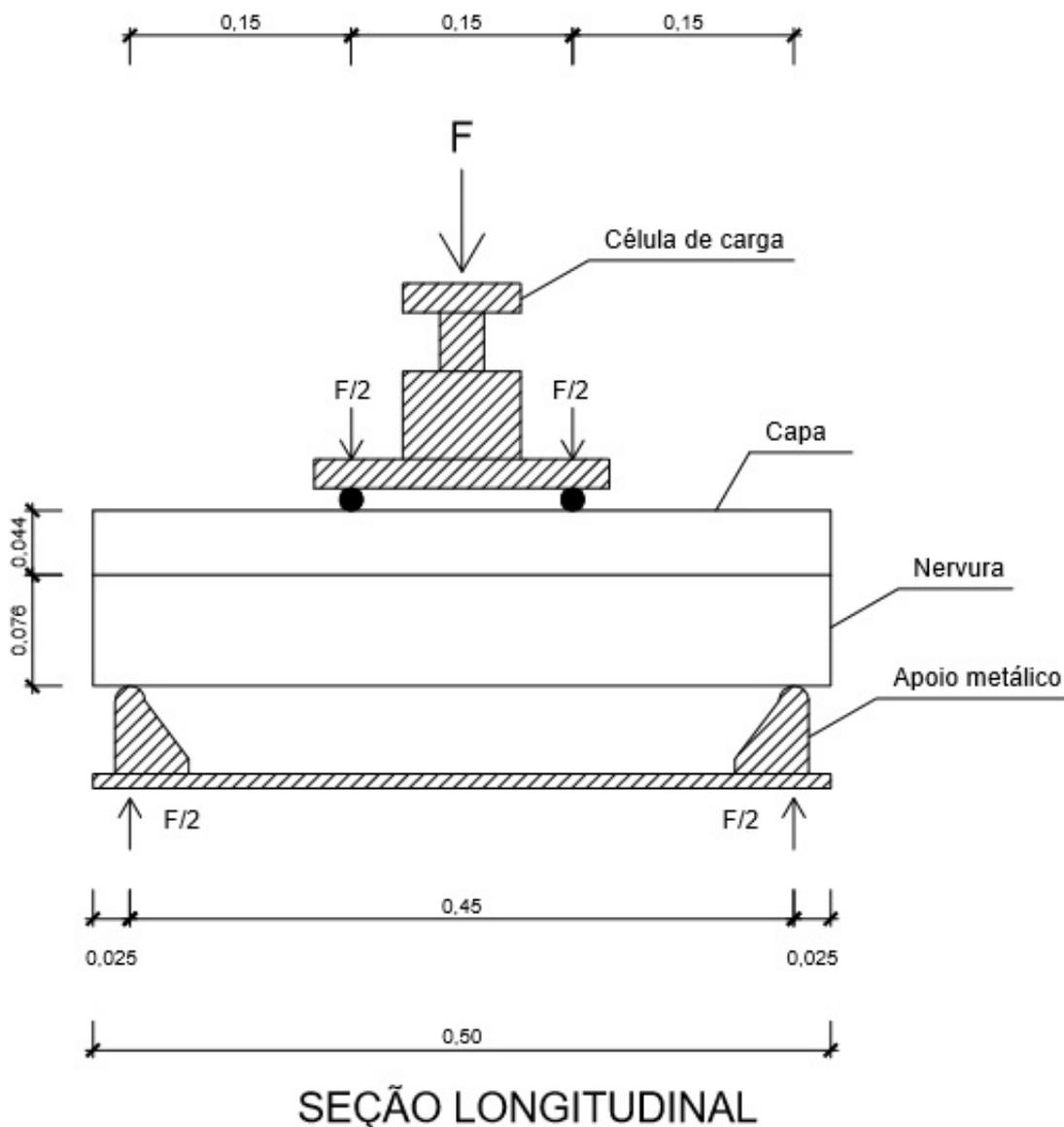
Para os ensaios de cisalhamento em lajes nervuradas de concreto armado e treliçado, foi utilizado o equipamento EMIC GR048, o qual permite ensaios de tração e compressão. Este equipamento, possui capacidade de 30.000 kgf (300 KN) com sistema autotravante e pré-aperto por sistema pneumático. Sua parte superior foi utilizada para os ensaios de tração das barras de aço e o módulo que a acompanha, cuja carga máxima é de até 2000KN foi utilizada para ensaiar os CP's à compressão.

Figura 50 – Equipamento de ensaio

Fonte: Autor (2017).

As lajes de 42 x 50 cm foram posicionadas sobre dois apoios metálicos, que por sua vez foram posicionados a 2,5 cm de cada extremidade da nervura, gerando um vão de 45 cm. A carga foi aplicada em dois pontos, à um terço de cada extremidade do vão de ensaio, conforme esquema da Figura 51.

Figura 51 – Esquema de ensaio para análise de resistência à força cortante



Fonte: Autor (2017).

3.3.2 Preparação para o ensaio

Para execução dos ensaios colocou-se os apoios metálicos no equipamento de ensaio EMIC GR048, de modo a obter o vão de 45cm, definido para o ensaio. Após, posicionou-se a laje sobre estes apoios.

Após, posicionou-se duas barras cilíndricas, de modo a receberem metade da do carregamento aplicado da célula de carga conforme o esquema de ensaio apresentado na Figura 52, de modo a transmitir o carregamento da célula de carga, a um terço, a partir de cada extremidade do vão de ensaio. Após

posicionada conforme definição prévia, a laje recebeu a aplicação de uma carga até seu rompimento.

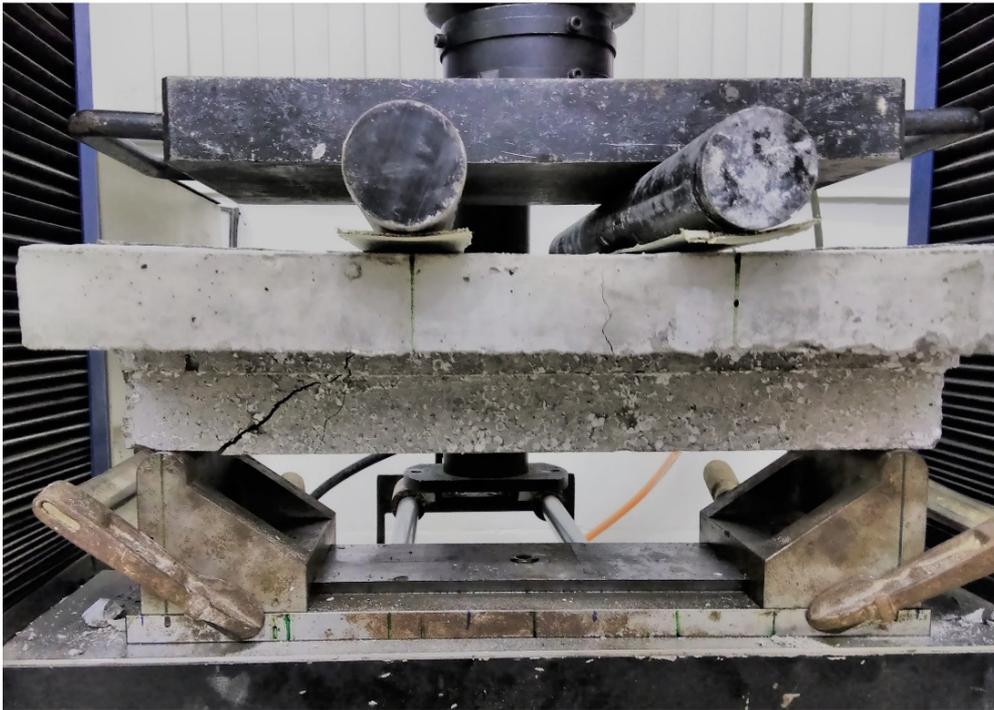
Figura 52 – Preparação do ensaio



Fonte: Autor (2017).

Abaixo, a Laje Treliçada 3 (LT3), apresentando ruptura a aproximadamente 45° em direção ao apoio, o que caracteriza ruptura por cisalhamento, objetivo deste trabalho.

Figura 53 – Laje rompida ao cisalhamento



Fonte: Autor (2017).

3.3 Análise experimental

Após definidos os protótipos, foram concretadas seis lajes nervuradas, sendo três com nervuras armadas com treliça eletrossoldada e as demais com barras de 4,2mm iguais aos banzos inferiores da treliça, com a finalidade de determinar quanto a armadura treliçada absorve de força cortante, e assim poder comparar com valores calculados de projeto e valores estimados de ruptura, a partir do modelo de cálculo sugerido pela NBR 6118:2014 e citado por Flório (2004).

Além destas foram utilizadas nas nervuras das seis lajes duas barras de 12,5 mm de modo a resistirem à tração por flexão e assim possibilitar que houvesse ruptura por cisalhamento.

3.4 Análise teórica

Para a análise da força cortante resistente de cálculo nas lajes nervuradas treliçadas e armadas, utilizou-se os modelos de cálculo da NBR 6118:2014 e sugeridos por Flório (2014). Foram utilizados os mesmos parâmetros e

dimensões das lajes ensaiadas de modo a permitir comparação entre o modelo teórico e os ensaios práticos.

Inicialmente calculou-se considerando o fator de minoração de resistência $\gamma_c = 1,0$, de modo a obter a força cortante estimada de ruptura ($V_{r, est, rup}$), para as lajes com e sem armadura transversal. Após calculou-se considerando $\gamma_c = 1,4$, a fim de obter a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), também para as duas soluções.

A seguir, apresentam-se as etapas de cálculo, de modo a compará-las com os resultados obtidos na análise experimental nos capítulos seguintes.

3.4.1 Forças cortantes estimadas de ruptura

Primeiramente calcula-se o valor de d , que é a distância da superfície da laje ao centro da armadura inferior, presente na nervura, conforme as Figuras 36 e 37.

$$d = 12\text{cm} - 2\text{cm} - \left(\frac{1,25}{2}\right)\text{cm} = 9,375\text{cm}$$

Este valor será considerado para todos os cálculos.

Cálculo da estimativa de ruptura das bielas de compressão $V_{r, est, rup2}$ segundo a NBR 6118, com fator de minoração de resistência $\gamma_c = 1,0$, considerando apenas o concreto. Usa-se, para isso, a fórmula:

$$V_{r, est, rup2} = 0,27 \cdot \alpha_2 \cdot f_c \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Onde o fator } \alpha_2 = 1 - \frac{f_c}{250} = 1 - \frac{27,85\text{MPa}}{250\text{MPa}} = 0,8886$$

Sendo $f_c = 27,85 \text{ MPa}$ a média dos CP's nos ensaios por compressão.

Assim:

$$V_{r, est, rup2} = 0,27 \cdot 0,8886 \cdot 27,85\text{KN/cm}^2 \cdot 12\text{cm} \cdot 9,375\text{cm} = 75,17\text{KN}$$

Ou seja, as bielas de compressão romperia ao atingir a carga de 75,17KN. Porém, deve-se calcular a força cortante estimada de ruptura $V_{r, est, rup1}$. Para isso, como dito anteriormente, considera-se $\gamma_c = 1,0$.

Então:

$$V_{r, est, rup1} = [\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

$$f_{ct} = 0,3 \cdot \frac{f_c^2}{\gamma_c} = 0,3 \cdot \frac{(27,85\text{MPa})^2}{1,0} = 2,76\text{MPa} = 0,276\text{KN/cm}^2$$

$$\tau_{rd} = 0,25 \cdot f_{ct} = 0,25 \cdot 0,276\text{KN/cm}^2 = 0,0689\text{KN/cm}^2$$

$$K = 1,6 - d = 1,6 - 0,09375\text{m} = 1,50625$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{(2 \cdot 0,139\text{cm}^2) + (2 \cdot 1,227\text{cm}^2)}{12\text{cm} \cdot 9,375\text{cm}} = 0,024 < 0,02$$

Usa-se $\rho_1 = 0,02$.

$$V_{r, est, rup1} = [0,0689\text{KN/cm}^2 \cdot 1,50625 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,02)] \cdot 12\text{cm} \cdot 9,375\text{cm}$$

$$V_{r, est, rup1} = 23,35\text{KN}$$

Como a média experimental das lajes não-treliçadas foi 33,56KN, os protótipos resistiram 45,73% além do previsto em cálculo.

Portanto a força cortante máxima estimada de ruptura obtida foi $V_{r, est, rup1} = 23,35\text{KN}$. Como $V_{r, est, rup1} < V_{r, est, rup2}$ não irá romper por esmagamento da biela de compressão, pois romperá muito antes devido à força cortante.

Calcula-se, então, a máxima força cortante resistente de ruptura, relativa à ruptura da armadura transversal.

Para isto, usa-se a expressão:

$$V_{r, est, rup3} = V_c + V_{sw}$$

Onde V_c é a parcela referente à parte da força absorvida pelo concreto, enquanto o V_{sw} representa a parcela referente à parte da força absorvida pela treliça.

Então calcula-se:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ct} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 0,276\text{KN/cm}^2 \cdot 12\text{cm} \cdot 9,375\text{cm} = 18,63\text{KN}$$

Para calcular a parcela resistente do aço usa-se a expressão:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{S} \cdot 0,9 \cdot f_{yw} \cdot (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha)$$

Onde:

$$S = 20\text{cm}$$

$$\alpha = 38,6^\circ$$

$$A_{sw} = (2 \cdot 4,2\text{mm}) = (2 \cdot 0,139) = 0,278\text{cm}^2$$

Utiliza-se, então, a média da resistência à tração encontrado para as barras das treliças por meio dos ensaios, sendo $f_{y,méd,treliça} = 753,97MPa$. Assim:

$$V_{sw} = \frac{0,278cm^2}{20cm} \cdot 0,9 \cdot 9,375cm \cdot 75,4KN/cm^2 \cdot (\text{sen}38,6 + \text{cos}38,6) = 12,46KN$$

Por fim, somam-se as parcelas do concreto e do aço:

$$V_{r,est,rup3} = V_c + V_{sw} = 18,63KN + 12,46KN = 31,09KN$$

Como a média experimental das lajes treliçadas $35,83KN$, os protótipos resistiram 16,25% além do previsto em cálculo.

3.4.2 Forças cortantes resistentes de cálculo

Calcula-se a máxima força cortante resistente de projeto correspondente à ruína das diagonais comprimidas de concreto V_{rd2} , ou seja, agora com o fatore de minoração de resistência da nervura $\gamma_c = 1,4$., sem considerar o aço.

Usa-se a expressão:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

$$\alpha_2 = 1 - \frac{f_c}{250} = 1 - \frac{27,85MPa}{250MPa} = 0,8886$$

Assim:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot 0,8886 \cdot \frac{2,785KN/cm^2}{1,4} \cdot 12cm \cdot 9,375cm = 53,69KN$$

Isto demonstra que, ao atingir a força de $53,69KN$, a laje irá romper por esmagamento da biela de compressão, porém deve-se verificar se romperá devido outro esforço antes. Para isto calcula-se a força cortante máxima (V_{rd1}), através da expressão:

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 f_c^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c}$$

Considerando $\gamma_c = 1,4$ como fator de minoração de resistência e $f_c = 27,85 MPa$, sendo a média das resistências dos CP's de concreto. Calcula-se:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot 27,85^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,378MPa = 0,1378KN/cm^2$$

$$\tau_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 0,1378KN/cm^2 = 0,03445KN/cm^2 = 0,3445MPa$$

$$K = 1,6 - d = 1,6 - 0,09375m = 1,50625$$

$$\rho_1 = \frac{(2 \cdot 0,139cm^2) + (2 \cdot 1,227cm^2)}{12cm \cdot 9,375cm} = 0,024 < 0,02$$

Empregado $\rho_1 = 0,02$.

Assim:

$$V_{rd1} = [0,03445KN/cm^2 \cdot 1,50625 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,02)] \cdot 12cm \cdot 9,375cm = 11,68KN$$

Como a força cortante máxima de projeto foi inferior a força resistente de projeto correspondente à ruína das diagonais de compressão, romperá com a força cortante máxima muito antes do valor no qual romperia a biela de compressão.

Por fim, calcula-se a máxima força cortante resistente de cálculo, referente a ruptura da armadura transversal.

Para isso usa-se a expressão:

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde V_c corresponde a parcela referente à parte da força absorvida pelo concreto e V_{sw} referente à força absorvida pela armadura treliçada.:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot bw \cdot d$$

Usa-se $\gamma_c = 1,4$ de modo a minorar a resistência.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_c^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot 27,85MPa^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,378MPa = 0,1378KN/cm^2$$

Assim:

$$V_c = 0,6 \cdot 0,1378KN/cm^2 \cdot 12cm \cdot 9,375cm = 9,30KN$$

Para encontrar a parcela resistente pelo aço, calcula-se:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{S} \cdot 0,9 \cdot f_{yw} \cdot (sen\alpha + cos\alpha)$$

$$S = 20cm$$

$$\alpha = 38,6^\circ$$

Apesar dos ensaios realizados nas barras de aço utilizadas a NBR 6118:2014 recomenda $f_{ywd, máx} = 250MPa$ em lajes com espessura até 15 cm.

$$A_{sw} = (2 \cdot 0,139) = 0,278\text{cm}^2$$

Assim:

$$V_{sw} = \frac{0,278\text{cm}^2}{20\text{cm}} \cdot 0,9 \cdot 9,375\text{cm} \cdot 25\text{KN/cm}^2 \cdot (\text{sen}38,6 + \text{cos}38,6)$$

$$V_{sw} = 4,12\text{KN}$$

Então somam-se as parcelas resistentes do concreto e do aço:

$$V_{rd3} = 9,30\text{KN} + 4,12\text{KN} = 13,42\text{KN}$$

4 RESULTADOS

Neste capítulo estão dispostos os resultados experimentais dos dois modelos de laje ensaiados e os resultados teóricos.

4.1 Resultados experimentais

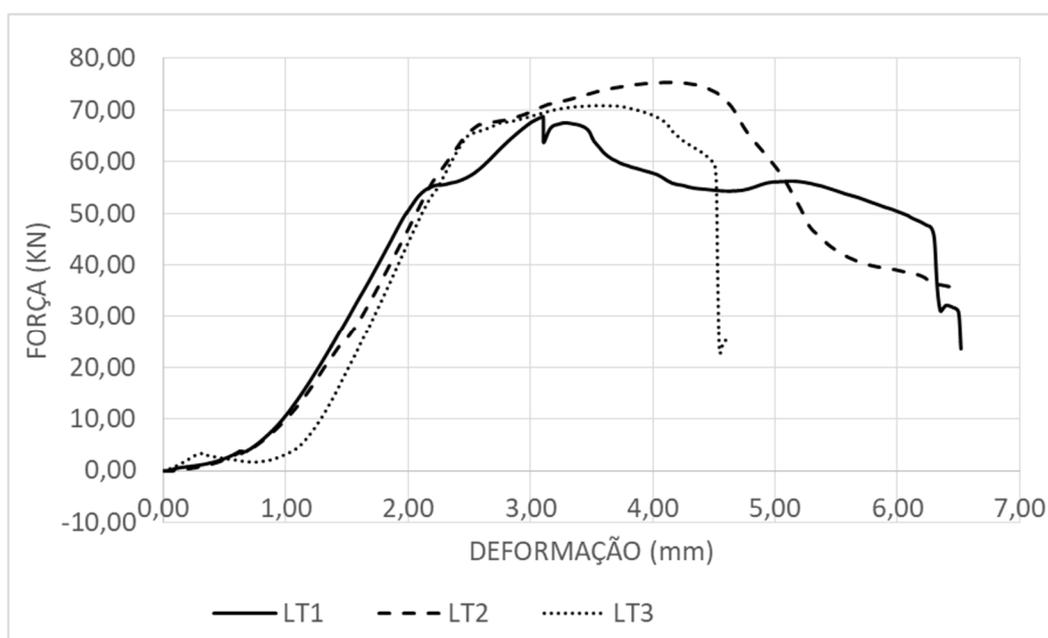
Após realizados os ensaios de cisalhamento nas lajes treliçadas e em concreto armado, foram coletados dados dos carregamentos aplicados e as deformações de cada laje até a ruptura. Deste modo obteve-se os resultados demonstrados nos Gráficos abaixo, sendo que a ruptura ocorreu sete dias após a concretagem.

Tabela 8 – Resultados dos ensaios das lajes treliçadas

Laje Treliçada	Força máxima (KN)	Cortante experimental (KN)	Média experimental (KN)	Desvio Padrão (KN)	Coef. de variação (%)
LT1	68,76	34,38	35,83	3,28	9,15%
LT2	75,31	37,66			
LT3	70,87	35,44			

Fonte: Autor (2017).

Gráfico 5 – Resultados dos ensaios das lajes treliçadas

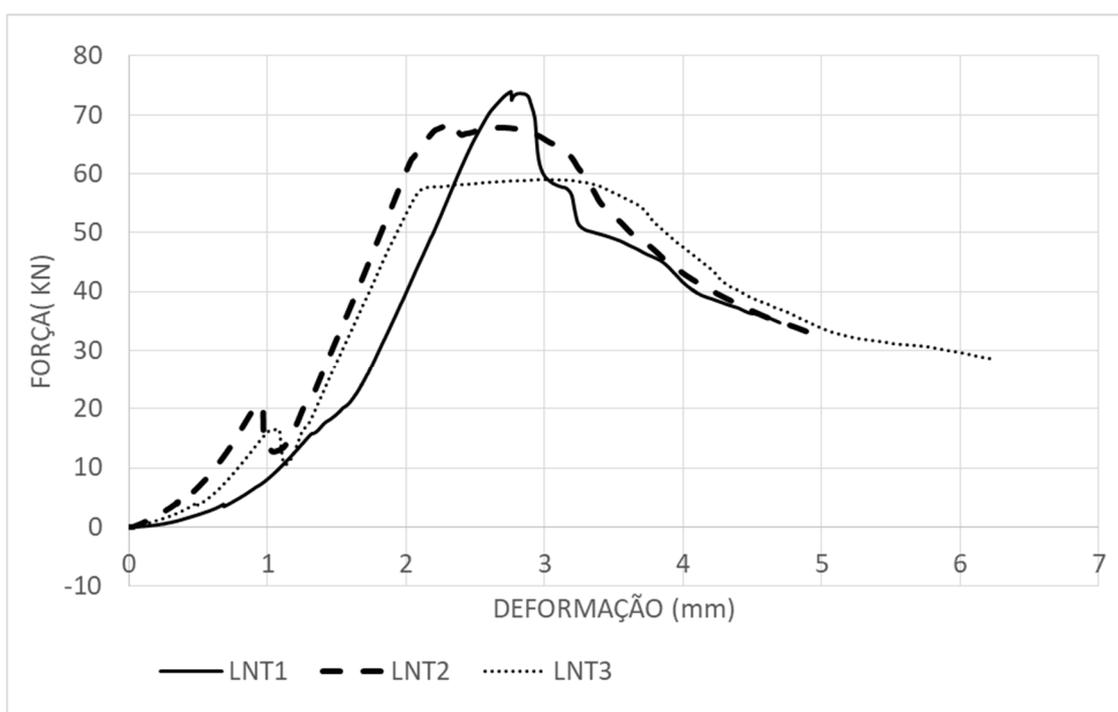


Fonte: Autor (2017).

Tabela 9 – Resultados dos ensaios das lajes não-treliçadas

Laje sem treliça	Força máxima (KN)	Cortante experimental (KN)	Média experimental (KN)	Desvio Padrão (KN)	Coef. de variação (%)
LNT1	73,94	36,97	33,56	7,50	22,32%
LNT2	68,44	34,22			
LNT3	58,95	29,48			

Fonte: Autor (2017).

Gráfico 6 – Resultados dos ensaios das lajes não-treliçadas

Fonte: Autor (2017).

4.2 Resultados teóricos

Verificou-se através de cálculos, a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}) e a força cortante estimada de ruptura ($V_{r,est,rupt}$) segundo a NBR 6118:2014 para ambas as soluções, com e sem armadura transversal. As tabelas abaixo demonstram o comparativo entre os resultados de cálculo e ensaiados.

Tabela 10 - Força cortante pelo modelo de cálculo para lajes treliçadas

Parâmetro	Força cortante (KN)
Força cortante resistente de cálculo - $Vrd3$	13,42
Força cortante estimada de ruptura - $Vr, est, rup3$	31,09

Fonte: Autor (2017).

Tabela 11 - Força cortante pelo modelo de cálculo para laje sem treliça

Parâmetro	Força cortante (KN)
Força cortante resistente de cálculo - $Vrd1$	11,68
Força cortante estimada de ruptura - $Vr, est, rup1$	23,35

Fonte: Autor (2017).

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O presente capítulo apresenta as análises dos resultados apresentados no capítulo anterior, através de comparativos entre os resultados de ruptura das lajes treliçadas e sem armadura transversal para força cortante e comparativos entre ambos os resultados experimentais e os resultados teóricos obtidos, com o auxílio de gráficos e tabelas.

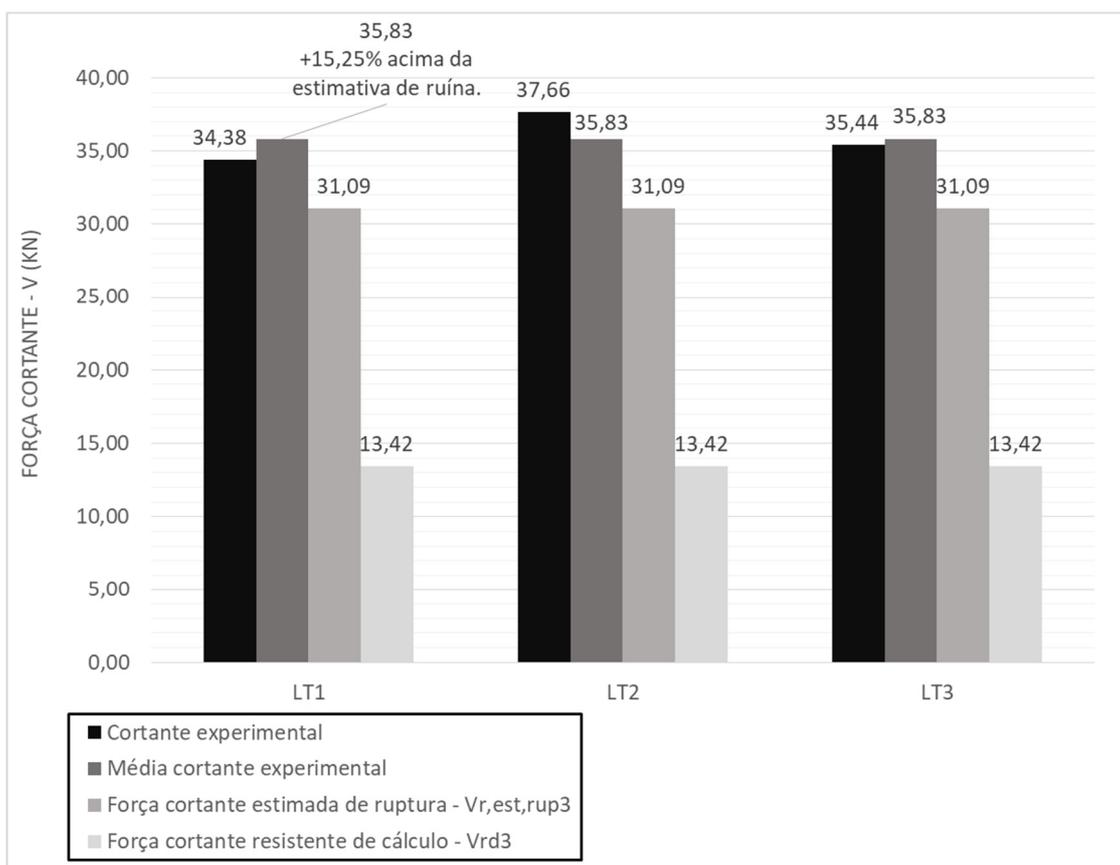
Calculou-se a força cortante estimada de ruptura $V_{r,est,rupt}$ para os protótipos com e sem armadura transversal considerando o fator de minoração de resistência $\gamma_c = 1,0$, demonstrado do item 3.2.1 deste trabalho e utilizou-se os valores reais de resistência do concreto através do uso da média dos ensaios dos CP's de concreto e das barras de aço, de modo que apresentasse valor de ruptura próximo ao real. Após, no item 3.2.2, repetiu-se os cálculos, porém considerando $\gamma_c = 1,4$, de modo a demonstrar os valores de projeto.

Após comparou-se as estimativas de resistência ao cortante com os resultados dos ensaios em laboratório, utilizando tanto seus valores de ruptura individuais quanto as médias, como demonstrados nos gráficos abaixo.

5.1 Análise dos resultados de ruptura experimentais por força cortante nas lajes treliçadas comparadas aos demais resultados

Ao analisar os resultados percebeu-se baixa variabilidade nas lajes treliçadas, com a média em 35,83KN, desvio padrão de 3,28KN e coeficiente de variação de 9,15%, o que dá confiabilidade ao ensaio.

Gráfico 7 – Comparativo entre cortantes experimentais e sua média e valores de cálculo para ruína e de projeto em lajes treliçadas

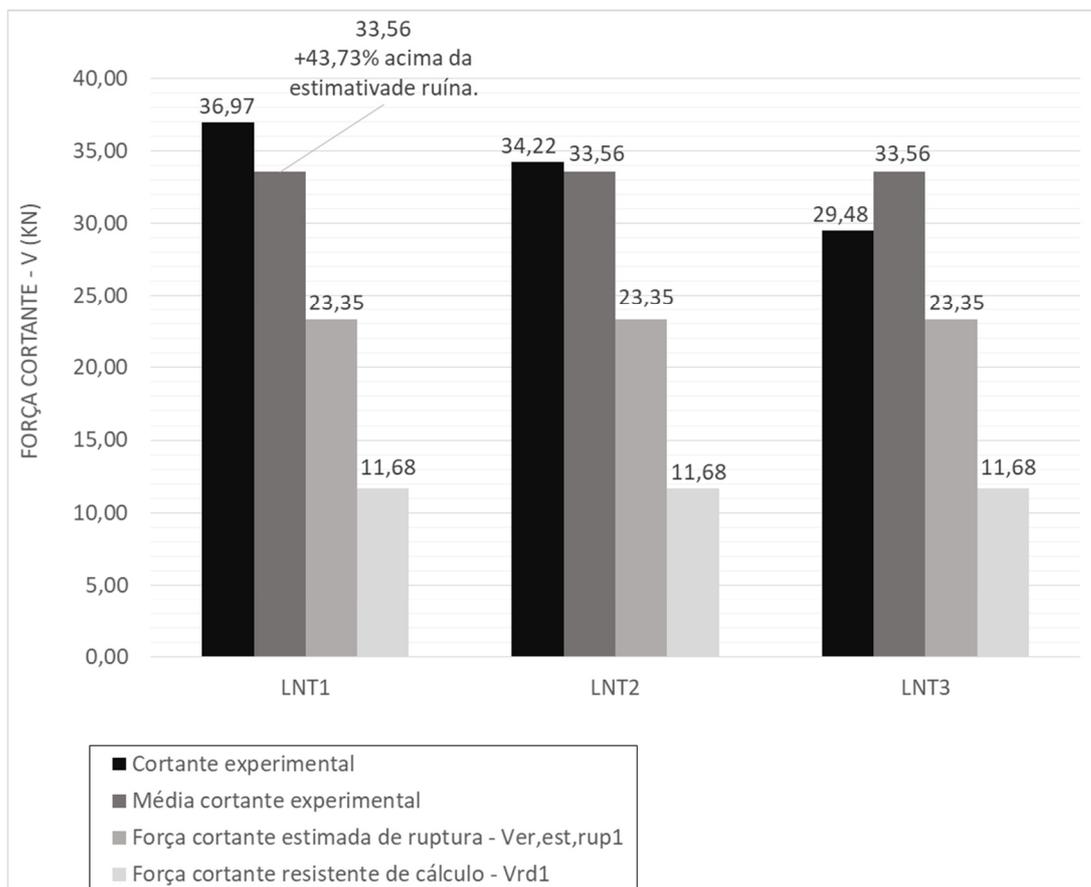


Fonte: Autor (2017).

No gráfico acima percebe-se que todas as lajes treliçadas romperam acima do valor estimado para ruína, tendo resistido em média 15,25% a mais que o previsto em cálculo, sendo que ao analisar os ensaios separadamente, nota-se que a laje LT1, que apresenta menor resultado de cortante experimental, resistiu 9,13% acima da estimativa e ruína.

5.2 Análise dos resultados de ruptura experimentais por força cortante nas lajes não-treliçadas comparadas aos demais resultados

Gráfico 8 – Comparativo entre cortantes experimentais e sua média e valores de cálculo para ruína e de projeto em lajes não-treliçadas



Fonte: Autor (2017).

Observou-se que apesar da Laje Não-Treliçada 1 (LNT1) ter elevado a média por ter resistido muito além do esperado, ao comparar as lajes treliçadas e em concreto armado, as lajes treliçadas apresentaram resistência média ao cisalhamento de 6,76% acima da média experimental das lajes não-treliçadas. É interessante ressaltar também, que mais do que resistência, a treliça proporcionou estabilidade às lajes e melhor controle devido à baixa variabilidade de resultados.

Por sua vez as lajes não-treliçadas apresentaram comportamento inesperado, pois resistiram em média 43,73% a mais que o valor estimado de cálculo para a ruptura, o que representa 28,48% de margem acima da estimativa

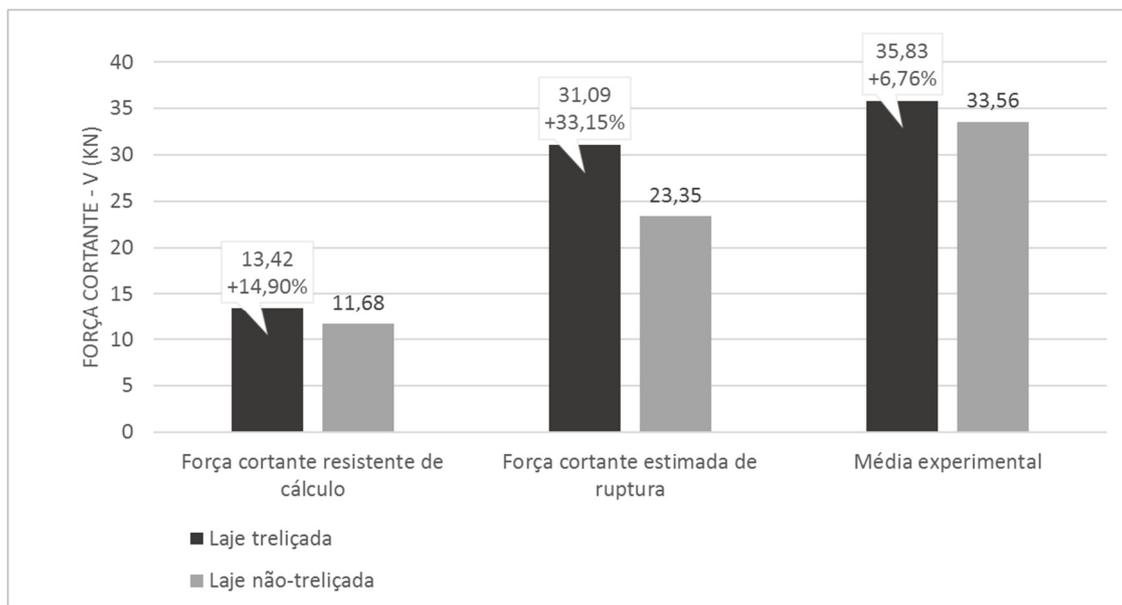
de ruína a mais que as treliçadas. Apesar de todas as lajes sem treliça terem apresentado resistência muito superior, entre 58,33% e 26,25%, a Laje LNT1 se destacou devido ao deslocamento da seção e ruptura ao cortante muito próximo ao ideal, como pode-se observar nas fotos no capítulo anterior. Porém, mesmo se desconsiderar o resultado da LNT1, a média dos cortantes experimentais das demais lajes, LNT2 e LNT3, ainda apresentam 36,40% acima da estimativa de ruptura calculada.

Ao analisar os resultados referentes a resistência de cortante nas lajes não-treliçadas, percebe-se que apresentam grande variabilidade, sendo a média para a força cortante de 33,56KN e desvio padrão de 7,49KN e coeficiente de variação de 22,32%, o que demonstra grande instabilidade nas lajes sem armadura transversal.

5.3 Análise comparativa entre resultados experimentais e teóricos

No gráfico abaixo nota-se facilmente que ambos os protótipos apresentaram ruptura experimental acima da estimativa de cálculo para a ruína. Percebe-se também as diferenças de proporções do que as lajes treliçadas resistem além acima lajes sem armadura transversal. Portanto, segundo a força cortante resistente de cálculo demonstra que a laje treliçada deveria resistir 14,90% acima da laje sem treliça. Já a força cortante estimada de ruptura, onde se considera o $\gamma_c = 1,0$, apresenta a laje treliçada como resistente a 33,15% a mais que a força cortante estimada de ruptura da laje sem treliça. Porém ao ensaiar em laboratório, notou-se que as lajes treliçadas resistem ao esforço cortante, em média, apenas 6,76% a mais que as lajes não-treliçadas.

Gráfico 9 – Comparativo entre força cortante resistente de cálculo, força cortante estimada de ruptura e média dos ensaios experimentais



Fonte: Autor (2017).

Ao cruzar os dados referentes aos resultados médios de ruptura obtidos nos ensaios com os resultados teóricos pôde-se obter a Tabela 12, elaborada de maneira a facilitar a visualização e compreensão das diferenças.

Tabela 12 - Proporções entre resultados experimentais e teóricos

PARÂMETRO	MÉDIA ENSAIOS V_{exp} (KN)	DESVIO PADRÃO (KN)	COEF. DE VARIAÇÃO DOS ENSAIOS	FORÇA CORTANTE ESTIMADA DE RUPTURA $V_{r,est,rup}$	$\frac{V_{r,est,rup}}{V_{exp}}$	FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE CÁLCULO V_{rd}	$\frac{V_{rd}}{V_{exp}}$
LAJES TRELIÇADAS	35,83	3,28	9,15%	31,09	86,77%	13,42	37,45%
LAJES NÃO-TRELIÇADAS	33,56	7,50	22,32%	23,35	69,58%	11,68	34,80%
DIFERENÇAS	2,27 (6,67%)	4,22	13,17%	7,74 (33,15%)	17,19%	1,74 (14,90%)	2,65%

Fonte: Autor (2017).

5.4 Modos de ruptura dos protótipos de lajes

A ruptura das seis lajes ensaiadas, tanto treliçadas quanto em concreto armado, ocorreu por fissuras inclinadas à aproximadamente 45° se deu por fissuras à aproximadamente 45° partindo do ponto onde as cargas foram aplicadas em direção aos apoios, onde houve rompimento do concreto. Além disso nenhuma das lajes apresentou sinais flexão. Com a análise dessas características das fissuras pôde-se concluir que se tratam de fissuras causadas por cisalhamento.

5.4.1 Modos de ruptura dos protótipos de lajes treliçadas

Figura 54 – Ruptura da laje LT1



Fonte: Autor (2017).

Figura 55 – Ruptura da laje LT2



Fonte: Autor (2017).

Figura 56 – Ruptura da laje LT3



Fonte: Autor (2017).

A laje LT3 sofreu ruptura e deslocamento de parte da capa, como pode ser observado na Figura 56.

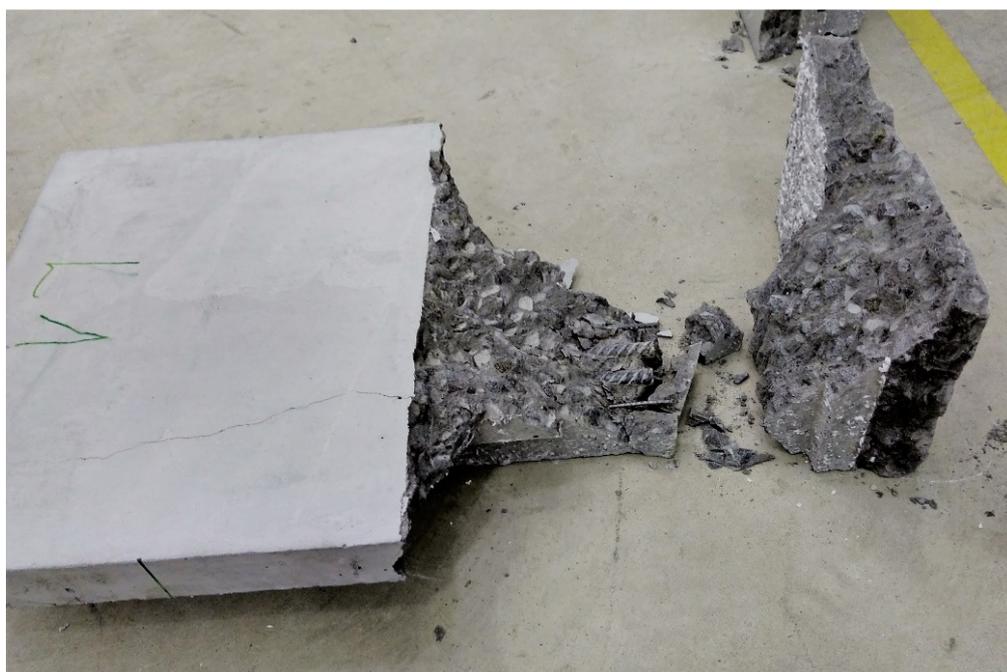
5.4.2 Modos de ruptura dos protótipos de lajes não-treliçadas

Figura 57 – Ruptura da laje LNT1



Fonte: Autor (2017).

Figura 58 – Seção LNT1 cisalhada



Fonte: Autor (2017).

Figura 59 – Cisalhamento perpendicular à nervura na laje LNT1



Fonte: Autor (2017).

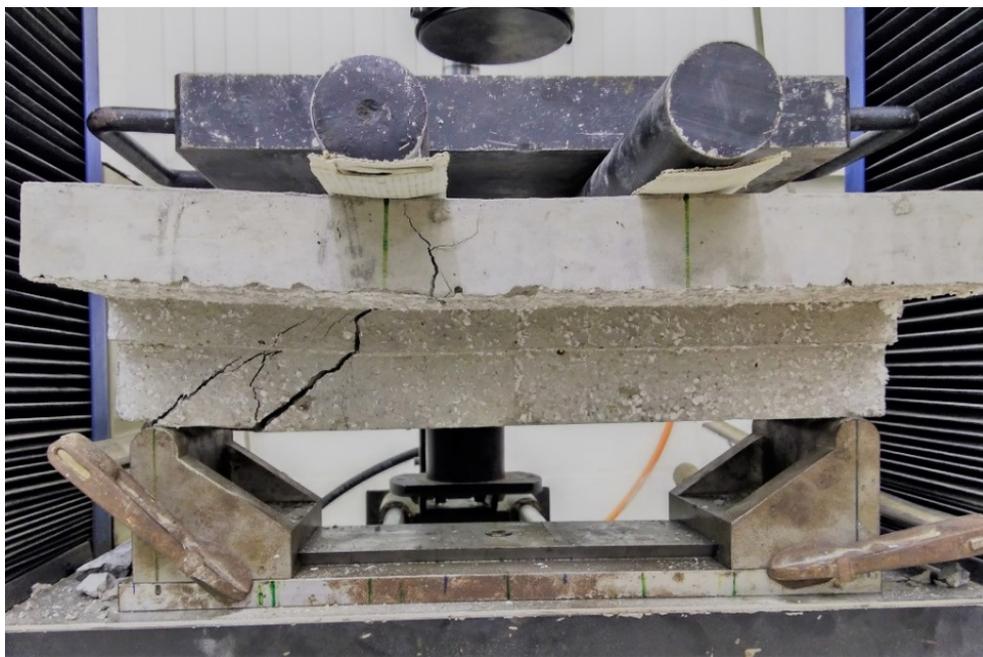
Figura 60 – Vista lateral demonstrando precisão do corte na laje LNT1



Fonte: Autor (2017).

Figura 61 – Ruptura da laje LNT2

Fonte: Autor (2017).

Figura 62 – Ruptura da laje LNT3

Fonte: Autor (2017).

O rompimento da laje não-treçada 1 (LNT1) demonstrou de forma nítida as características de um rompimento por cisalhamento com precisão, tendo sua seção deslocada ao ser movimentada após o ensaio. Além disso apresentou

resistência ao cisalhamento muito além da esperada para uma laje sem armadura transversal, sendo estas características de um material frágil.

6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho abordou a análise da força cortante em lajes com vigotas treliçadas através de ensaio de ruptura de três protótipos de lajes com armadura treliçada e três equivalentes sem uso de treliças, no formato laje pré-moldada, onde todos os protótipos romperam ao cisalhamento. Então, comparou-se os resultados experimentais aos resultados calculados conforme a NBR 6118:2014 e citados por Flório (2004), onde foram utilizados todos os parâmetros dos protótipos, notando assim que todas as lajes ensaiadas romperam acima do previsto em cálculo. Este capítulo tem por objetivo apresentar as principais conclusões deste estudo e deixar sugestões para estudos futuros.

Conclui-se, portanto, que a média das forças cortantes experimentais das lajes treliçadas resistiu em média 6,76% mais que as lajes sem armadura transversal, sendo esta a contribuição da treliça para resistência à força cortante.

Ao comparar os resultados experimentais com os resultados teóricos, percebe-se que o resultado de força cortante estimada de ruptura das lajes treliçadas foi de 86,77% da força cortante experimental, enquanto para as lajes sem armadura transversal, a força cortante estimada de ruptura resultou em 69,58% do resultado experimental obtido.

Isso demonstra, com base nos estudos realizados, que o método teve comportamento satisfatório quanto ao cálculo de estimativa de ruptura para os protótipos com armadura treliçada, sem grande margem abaixo do ensaiado. Porém, para as lajes sem armadura transversal, o modelo de cálculo apresentou-se demasiado conservador a favor da segurança, subestimando a resistência das lajes não-treliçadas, o que pode causar superdimensionamento da estrutura.

Conclui-se ainda que, além da resistência à força cortante adicional de 6,76% acima do encontrado para as lajes sem uso de treliça, tal armadura proporciona maior ductibilidade à nervura da laje, enquanto as lajes sem armadura transversal apresentam comportamento frágil, apesar de terem boa resistência, o que foi constatado no comportamento da laje LNT1.

Porém, devido à variação de resultados nas lajes sem treliça, sugere-se a elaboração de ensaios com maior número de lajes, tanto treliçadas quanto sem

armadura transversal, de modo a aumentar o grau de confiabilidade dos resultados.

A realização deste trabalho mostrou-se de grande importância para o estado da arte do assunto tratado, visto que não haviam estudos quanto o auxílio de treliça para aumentar a resistência à força cortante, a fim de otimizar os métodos de cálculo existentes. Ainda se destaca a importância deste estudo por proporcionar um grande aprendizado ao autor, excelente experiência na área de pesquisa e ampliação da visão teórico-prática através de leitura de referências sobre o assunto, práticas de moldagem, ensaios de ruptura e cálculos das lajes.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de. *Curso de concreto armado*. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. v. 1-4.

ASSIS, Carlos Eduardo A. R. *Análise experimental de treliçadas reforçadas pela face superior*. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal de Goiás, UFG, 2005.

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

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

_____. *NBR 14859-1: Lajes pré-fabricadas de concreto – Parte 1: Vigotas, minipainéis e painéis – Requisitos*. Rio de Janeiro, 2016.

_____. *NBR 14859-2: Lajes pré-fabricadas de concreto – Parte 2: Elementos inertes para enchimento e fôrma – Requisitos*. Rio de Janeiro, 2016.

_____. *NBR 14859-3: Lajes pré-fabricadas de concreto – Parte 3: Armadura treliçada eletrossoldada para lajes pré-fabricadas – Requisitos*. Rio de Janeiro, 2016.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. *Histórico e principais elementos de concreto armado*. Notas de aula do curso de Engenharia Civil. Bauru: UNESP, 2006.

_____. *Estruturas de Concreto Armado II – Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante*. Notas de aula do curso de Engenharia Civil. Bauru: UNESP, 2015.

BAIERLE, Gabriel. *Análise de lajes nervuradas unidirecionais submetidas à esforço cortante*. Trabalho de conclusão de curso. Universidade de Santa Cruz do Sul: UNISC, 2016.

BOROWSKI, Gustavo da Costa. *Cálculo de deslocamento em lajes nervuradas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2005.

CAIXETA, Delma Pereira. *Contribuição ao estudo de lajes pré-fabricadas com vigas treliçadas*. 1998. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1998.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. Filho. *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado – Segundo a NBR 6118:2014*. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014. 415 p

CARVALHO, R. C. et al. *Estado da Arte do Cálculo de Lajes Pré-fabricadas com Vigotas de Concreto*. 2005. 13 f. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, São Carlos, 2005.

_____. *Estudo experimental do comportamento à flexão e ao cisalhamento de lajes unidirecionais com vigotas pré-moldadas*. Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. São Carlos: UFSCar, 2002.

CUNHA, Mateus Ortigosa. *Recomendações para projeto de lajes formadas por vigotas com armação treliçada*. Dissertação (Mestrado). Orientador Mounir Khalil El Debs. São Carlos, SP, 2012.

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

_____. *Estruturas de Concreto Armado II – Lajes de Concreto*. Notas de aula do curso de Engenharia Civil. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2017.

FERREIRA, Tobias Ribeiro. *Otimização estrutural de lajes formadas por vigotas treliçadas com e sem proteção*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Uberlândia. Março de 2016

FLÓRIO, Márcio Cardozo. *Projeto e Execução de lajes Unidirecionais com Vigotas em Concreto Armado*. 2004. 240 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2004.

FORNI, Daniel. *Custos de lajes formadas por vigotas treliçadas considerando a produção, o transporte, a montagem e a concretagem*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Uberlândia, 2005.

FUSCO, Péricles Brasiliense. *Técnica de armar as estruturas de concreto*. São Paulo: Pini, 1995. 382 p.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de concreto*. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. 273 p., v. 1-3.

LOPES, André Felipe de Oliveira. *Estudo comparativo entre lajes nervuradas moldadas no local com fôrmas de polipropileno e lajes pré-fabricadas treliçadas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2015.

MACHADO, Thaise Fernandes. *Estudo da continuidade de lajes de nervuras pré-fabricadas*. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação). Universidade Federal de Santa Catarina, 2015.

MARQUESI, Matheus Lorena Gonçalves. *Contribuição ao estudo dos mecanismos resistentes à força cortante em lajes alveolares protendidas*. Dissertação (Mestrado). – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2014.

OLIVEIRA, Maurício Alan de. *Lajes pré-moldadas nervuradas unidirecionais em concreto armado – Análise teórica e experimental de nervuras*. Trabalho de conclusão de curso. Universidade de Santa Cruz do Sul: UNISC, 2015.

PINHEIRO, L. M. et al. *Análise da fase de montagem de lajes treliçadas*. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, São Paulo, n. 4, p. 642-660, ago. 2013.

PIVA, MIGUEL LUIS. *Lajes nervuradas: análise comparativa do dimensionamento com as hipóteses de laje maciça de Kirchhoff e a analogia de grelha*. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal do Rio Grande do Sul: UFRGS, 2014.

SANTOS, Roberto Eustaáquio dos. *A armação do concreto no Brasil. História da difusão do sistema construtivo concreto armado e da construção de sua hegemonia* - Belo Horizonte, 2008, 338p.

SILVA, Marcos Alberto Ferreira da. *Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado*. 2005. 239 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

SSEDTA (*Structural Steelwork Eurocodes Development of A Trans-national Approach*) *teaching material for Eurocode 4*, 2010. Disponível em: https://issuu.com/seismocare/docs/lecture_1__19_to_26_. Acessado em 19/06/2017.

TRELIART. *Manual de fabricação lajes treliças*. 2002. Disponível em: <http://www.treliart.com.br/downloads/Manual%20de%20Fabricacao.pdf>. Acessado em: 06/04/2017.

VITRUVIUS. *Sistemas estruturais para grandes vãos em pisos e a influência na concepção arquitetônica*, 2004. Disponível em: <http://www.vitruvius.com.br/revistas/read/arquitextos/04.044/622>. Acessado em: 06/04/2017.

ANEXO A - Relatório de Ensaio experimental da Laje Treliçada 1 – LT1

ANEXO B - Relatório de Ensaio experimental da Laje Treliçada 2 – LT2

ANEXO C - Relatório de Ensaio experimental da Laje Treliçada 3 – LT3

**ANEXO D - Relatório de Ensaio experimental da Laje Não-Treliçada 1 –
LNT1**

**ANEXO E - Relatório de Ensaio experimental da Laje Não-Treliçada 2 –
LNT2**

**ANEXO F - Relatório de Ensaio experimental da Laje Não-Treliçada 3 –
LNT3**

