

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO,
CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA

COORDENAÇÃO DO CURSO SUPERIOR DE
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL



JORGE LUCAS PINHEIRO

**AVALIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO IMEDIATA DE LAJE
NERVURADA COM VIGOTAS TRELIÇADAS PRÉ-MOLDADAS**

Cajazeiras
2019

JORGE LUCAS PINHEIRO

**AVALIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO IMEDIATA DE LAJE
NERVURADA COM VIGOTAS TRELIÇADAS PRÉ-MOLDADAS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-*Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Especialista Daniel Torres Filho

Cajazeiras
2019

Jorge Lucas Pinheiro

**AVALIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO IMEDIATA DE LAJE
NERVURADA COM VIGOTAS TRELIÇADAS PRÉ-MOLDADAS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba,
como parte dos requisitos para a obtenção do
Título de Bacharel em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Orientador – Daniel Torres Filho
Unidade Acadêmica de Indústria do IFPB

Membro interno – Matheus Rodrigues da Costa
Unidade Acadêmica de Indústria do IFPB.

Membro externo – Fernando Chagas de Figueiredo Sousa

Cajazeiras, 15 de abril de 2019

Dedico este trabalho aos meus melhores amigos, meu pai e minha mãe, pela dedicação e apoio em todos os momentos difíceis.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por toda força e determinação que me deu ao longo desses cinco anos. Sem Ele nada é possível.

A minha mãe, minha rainha, Maria do Socorro Pinheiro, por todas as conversas motivadoras que me fortaleceram a seguir em frente quando não tinha mais forças. E por toda colaboração nas correções das várias fases desta pesquisa.

Ao meu pai, meu herói, Jean Nedson Pinheiro, por sempre me incentivar e motivar, mostrando que para qualquer problema há uma solução. Por me apresentar a Engenharia Civil e me inspirar, com toda sua criatividade, na escolha deste curso.

Agradeço a toda minha família, em especial as minhas avós, Cleides e Leodona, por todas as orações. Com certeza me deram a força necessária para realizar meu sonho.

A Danielle Alves, minha namorada, que além de estar sempre ao meu lado, não mediu esforços, dedicação e tempo para me auxiliar quando precisei.

Ao professor Daniel Torres, por todas as orientações e ensinamentos repassados neste trabalho e no decorrer do curso. Agradeço também por me mostrar, através de seu caráter, o modelo de profissional que quero seguir.

Ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, especialmente ao Campus Cajazeiras, por ter me servido tão bem ao longo desses cinco anos. A todo o corpo docente por ter contribuído de forma significativa para minha formação. A coordenação responsável pela limpeza, na pessoa de Eleaquim, por ter fornecido materiais que contribuíram para realização desta pesquisa.

Ao grupo de estudos “ComeKeto”, nas pessoas de Heberton Linhares, Mayza Ornella, Lucas Almeida, José Neto e Antonia Luíza, por se tornarem grandes amigos que pretendo levar comigo para vida toda.

A todos meus amigos que o IFPB propiciou durante esses anos, em especial Heberton Linhares, Renato Xavier e José Neto que contribuíram de forma direta na execução das práticas relacionadas a essa pesquisa.

Enfim, a todas as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente na execução deste trabalho, meus mais sinceros agradecimentos.

RESUMO

Quando executados, os elementos estruturais de concreto armado sofrem deformações, estejam eles submetidos a carregamentos acidentais ou a apenas seu peso próprio. Essas deformações, quando excessivas, podem causar desconforto aos usuários e até danos estruturais. Para prevenir esse efeito, existem modelos matemáticos que com base nas características do elemento estrutural estimam sua deformação, auxiliando os projetistas na tomada de decisões. No entanto esses modelos baseiam-se em métodos semiprobabilísticos podendo ter discrepâncias entre os valores da flecha estimada com a real. Com isso, o presente trabalho se baseou em uma análise comparativa da deformação imediata de uma laje nervurada com vigotas pré-moldadas treliçadas real, determinada através de uma medida realizada em um protótipo construído para esse fim, confrontando essa deformação com a obtida através de um modelo matemático consagrado, contido na NBR 6118 (ABNT, 2014). Os resultados mostraram, que para a estrutura adotada, houve divergências entre os valores experimentais e os calculados pelo modelo para deformação imediata, no entanto a estimativa feita com o modelo matemático estudado foi satisfatória, já que seu valor foi de maior magnitude se comparado com a flecha real, favorecendo assim a segurança das estruturas favoreceu a segurança da estrutura quanto à deformação excessiva.

Palavras-Chave: Deslocamentos; Painéis treliçados; Análise comparativa.

ABSTRACT

When executed, the structural elements of reinforced concrete undergo deformations, whether they are subjected to accidental loads or only their own weight. These deformations, when excessive, can cause discomfort to users and even structural damage. To prevent this effect, there are mathematical models that based on the characteristics of the structural element estimate their deformation, helping the designers in the decision making. However these models are based on semiprobabilistic methods and may have discrepancies between the values of the estimated arrow and the real one. The present work was based on a comparative analysis of the immediate deformation of a ribbed slab with real pre-cast lattice beams, determined by a measurement performed on a prototype constructed for this purpose, comparing this deformation with that obtained by a consecrated mathematical model contained in NBR 6118 (ABNT, 2014). The results showed that, for the adopted structure, there were differences between the experimental values and those calculated by the model for immediate deformation, however the estimation made with the studied mathematical model was satisfactory, since its value was of greater magnitude when compared to the real arrow, thus favoring the safety of the structures favored the safety of the structure for excessive deformation.

Keywords: Displacements; Lattice panels; Comparative analysis.

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1:Valores da deformação em mm que cada garrafão com água contribuiu para a flecha imediata.	58
--	----

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Desenho típico de um projeto de um edifício em concreto armado pela patente de Hennebique.	21
Figura 2 – Várias figuras mostrando os arranjos de barras do sistema patenteado de Hennebique	22
Figura 3 - Elementos de uma laje pré-moldada	24
Figura 4 - Esquema mostrando a seção transversal de uma vigota treliçada	25
Figura 5 - Exemplo de laje para determinação da disposição das nervuras	26
Figura 6 - Esquema utilizado para o cálculo da mesa colaborante Fonte: CARVALHO, 2004	28
Figura 7 - Domínios de deformação	30
Figura 8 - Deslocamentos de vigas sobre carregamento distribuído	32
Figura 9 - Esquema do ensaio para análise de deformação da nervura, capa+vigota, com vigota de concreto.....	34
Figura 10: Vista superior da laje treliçada em estudo	39
Figura 11: Seção transversal da laje em estudo	40
Figura 12: Seção transversal da laje treliçada	41
Figura 13: Nivelamento pronto da parte superior das paredes de alvenaria que vai receber a laje Fonte: Autor.....	43
Figura 14: Execução das vigotas usadas na laje treliçada	43
Figura 15: Vigotas apoiadas nas paredes com os blocos de EPS e armadura de distribuição Fonte: Autor.....	44
Figura 16: Adensamento e acabamento da laje	45
Figura 17: Defletômetro instalado	46
Figura 18: Esquema de distribuição dos garrafões com água na laje em estudo.....	47
Figura 19: Garrafões colocados sobre a laje.....	47
Figura 20: Mesa colaborante	48
Figura 21: Dados necessários para encontrar o centro de gravidade.....	51
Figura 22: Características da seção transversal da vigota para a determinação da flecha imediata	52
Figura 23: Curva Abrams do cimento	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Alturas totais das lajes pré-fabricadas em função das alturas	25
Tabela 2: Características geométricas de seções transversais em “T”, no estádio I, sem considerar a peça armada.....	36
Tabela 3: Características geométricas de seções transversais em "T", no estádio I, com armadura longitudinal As.	37
Tabela 4:Características da laje necessárias para o cálculo da armadura de flexão	42
Tabela 5: Parâmetros necessários para determinar a área de aço	50
Tabela 6: Resultados obtidos das medições das deformações imediatas de cada garrafão colocado sobre a laje treliçada.....	57
Tabela 7: Parâmetros necessários para determinação do traço do concreto.....	63
Tabela 8: Consumo de água por metro cúbico de concreto.....	64
Tabela 9: Consumo de agregado compactado seco de concreto	64
Tabela 10: Valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares para concretos até a classe C50.....	66

LISTA DE ABREVIATURAS

ABCP – Associação Brasileira de Concreto Portland

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

EPS – Poliestireno Expandido

Fc28 – Resistência à compressão do concreto requerida aos 28 dias

NBR – Norma Brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS E UNIDADES

% – por cento

± – mais ou menos

cm – centímetro

mm – milímetro

m – metro

Δt – variação do tempo

°C – grau Celsius

f_{ck} – resistência característica do concreto

MPa – megapascal

Md – momento de cálculo

kg – quilograma

kN/m² – quilonewton por metro quadrado

kN/m – quilonewton por metro

SUMÁRIO

RESUMO.....	5
ABSTRACT	6
LISTA DE GRÁFICOS	7
LISTA DE ILUSTRAÇÕES.....	8
LISTA DE TABELAS.....	9
LISTA DE ABREVIATURAS.....	10
LISTA DE SÍMBOLOS E UNIDADES.....	11
SUMÁRIO.....	12
1 INTRODUÇÃO	14
1.1 JUSTIFICATIVA	15
1.2 OBJETIVOS	16
1.2.1 Objetivo Geral	16
1.2.2 Objetivos Específicos	16
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	16
2 REVISÃO DE LITERATURA.....	18
2.1 CONCRETO ARMADO.....	18
2.1.1 Conceito.....	18
2.1.2 Histórico	20
2.1.3 Elementos de concreto armado.....	23
2.2 LAJES PRÉ-MOLDADAS COM VIGOTAS TRELIÇADAS.....	24
2.2.1 Conceito e elementos.....	24
2.2.2 Classificação quanto à disposição das nervuras	26
2.2.3 Cálculo da armadura de flexão no estado limite último	27
2.2.4 Verificação do estado limite de serviço.....	30

2.3 DEFORMAÇÃO EXCESSIVA	31
2.3.1 Conceito.....	31
2.3.2 Problemas devido as deformações.....	33
2.3.3 Instrumentos e técnicas de mensuração de deformações.....	33
2.3.4 Cálculo da deformação imediata nas lajes treliçadas	35
3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	39
3.1 CÁLCULO E DETALHAMENTO DA ARMADURA DE FLEXÃO.....	40
3.2 DETERMINAÇÃO DO TRAÇO DO CONCRETO E EXECUÇÃO DA LAJE.....	42
3.2.1 Determinação do traço do concreto	42
3.2.2 Execução da laje	42
3.3 CÁLCULO E MEDIÇÃO DAS FLECHAS IMEDIATAS	45
3.3.1 Estimativa da flecha imediata.....	45
3.3.2 Medição da flecha imediata no protótipo em campo.....	46
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	48
4.1 CÁLCULO DA ARMADURA DE FLEXÃO	48
4.2 ESTIMATIVA DA FLECHA IMEDIATA.....	52
4.3 MEDIÇÃO DA FLECHA IMEDIATA DO PROTÓTIPO E ANÁLISE DOS DADOS ..	57
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	59
REFERÊNCIAS	60
APÊNDICE A	63
ANEXO A.....	66

1 INTRODUÇÃO

A necessidade do homem em construir mais com menos recursos resultaram em grandes evoluções na construção civil. A partir disso novas técnicas e materiais foram criados em um ritmo mais acelerado fazendo com que o mercado desse setor ficasse cada vez mais competitivo. Esse processo evolutivo começou há muito tempo. Em tempos passados a pedra, por exemplo, muito utilizada no Egito antigo, impossibilitava a execução de estruturas com grandes vãos, isso por não ter uma boa resistência a tração (KONCZ, 1977). Pouco depois, em Roma eram usados arcos e cúpulas que permitiam as estruturas trabalharem somente a compressão, possibilitando um maior vão e, conseqüentemente, a construção de grandes obras, como o Pantheon (GASPAR, 1997).

Em 1855 ocorreu evidente progresso na área da construção civil com a descoberta do concreto armado, a união da durabilidade da pedra com a resistência do aço (BASTOS, 2006). Essa nova técnica possibilitou o avanço nas estruturas em relação aos vãos consideravelmente maiores e a flexibilidade do material ao assumir formas variadas.

Existem vários elementos de concreto armado. Um dos elementos estruturais básicos são as lajes. Elas são placas planas em que são projetadas e executadas para suportar seu peso próprio, os revestimentos que incidem sobre elas e mais algumas cargas acidentais. Atualmente encontram-se diversos tipos de lajes no mercado da construção civil, com suas diferentes particularidades nas quais variam basicamente no peso próprio, a carga e o vão suportados.

A laje nervurada com vigotas treliçadas pré-moldadas, chamada doravante de laje treliçada é muito utilizada em construções residenciais de médio e pequeno porte. Essas lajes são compostas por elementos pré-moldados chamados de vigotas, por elementos leves e por uma capa de concreto moldada no local. Como os elementos leves têm como única finalidade substituir parte do concreto da zona tracionada, essas lajes se destacam por reduzir consideravelmente o volume de concreto utilizado, resultando em um alívio de esforços nos elementos estruturais e, conseqüentemente, nas fundações, além do uso de fôrmas tornar-se quase dispensado nesse sistema (KATAOKA, 2005).

Quando executadas, as lajes treliçadas sofrem deformações, estejam elas submetidas a carregamentos externos ou não. Seus pesos próprios já são suficientes para produzirem deslocamentos nos pontos internos, exceto nos apoios, que são considerados indeslocáveis. Essas deformações podem causar desconforto aos usuários e até danos estruturais. Por isso é de extrema importância para segurança dessas estruturas que elas não deformem além do

estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). A norma traz deslocamentos-limites para verificação dessas flechas.

Diante disso, tendo em vista a importância da análise das deformações nas estruturas, faz-se necessário verificar se a deformação imediata estimada através das prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014) está de acordo com a medida de uma laje treliçada real.

1.1 JUSTIFICATIVA

É sensato garantir uma boa funcionalidade e durabilidade para as estruturas de concreto armado. A inobservância das deformações pode alterar significativamente a vida útil das estruturas, interferindo desfavoravelmente no funcionamento delas como um todo.

A NRB 6118 (ABNT, 2014) apresenta um modelo simplificado para estimar a deformação nas lajes e, em seguida, confrontar com o limite estabelecido na tabela 13.3 da mesma norma, como forma de prevenir as patologias provindas do excesso da deformação. No entanto sabe-se que a flecha real de uma estrutura depende de vários parâmetros que o modelo de cálculo contido na norma não aborda. Segundo Junges (2011) depende do processo construtivo, das propriedades dos materiais e da carga solicitante que pode ter valor diferente do previsto em projeto. A própria NRB 6118 (ABNT, 2014, p.125) afirma que “não se pode esperar, portanto, grande precisão nas previsões de deslocamentos dadas pelos processos analíticos prescritos”.

Em termos práticos é fundamental entender o comportamento dos elementos estruturais, principalmente em termos de deformação. Sendo assim, justifica-se a realização de um trabalho que realize a comparação da deformação imediata de uma laje treliçada, alcançada através de um modelo matemático consagrado com a deformação de uma laje real, determinada através de uma medida realizada em um protótipo construído para esse fim, de forma a analisar se há disparidades entre si.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Comparar a deformação imediata real e teórica de uma laje nervurada com vigota pré-moldada treliçada, utilizando modelo matemático presente na NBR 6118 (ABNT, 2014).

1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Determinar a deformação imediata de uma laje treliçada através do modelo de cálculo fornecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014);
- b) Determinar a armadura de flexão da laje treliçada no estado limite último (ELU);
- c) Construir um protótipo de uma laje treliçada para realizar as medições das flechas imediatas;
- d) Confrontar a deformação apresentada pelo protótipo com o valor obtidos através de equações de previsão.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

No segundo capítulo será feita uma revisão bibliográfica no qual foi dividida em três seções. A primeira trata sobre concreto armado em que foi abordado seu conceito, o histórico e seus principais elementos. Na segunda seção serão abordadas as lajes treliçadas, expondo seus elementos e um modelo de cálculo da armadura de flexão no estado limite último (ELU). E na última seção será feita uma explanação sobre as deformações, tratando sobre seu conceito, problemas devido ao seu excesso, instrumentos e técnicas usadas para mensura-las e a forma de estimar a flecha imediata.

No terceiro capítulo será exposta a metodologia utilizada para a execução do trabalho, em que, para uma melhor organização, foi dividida em três etapas. A primeira delas expõe como foi calculada a armadura de flexão da laje em estudo, a segunda trata como foi determinado o traço do concreto utilizado e a própria execução do protótipo da laje treliçada e a última etapa

aborda o modo que foi estimada a flecha imediata, seguida da medição da deformação imediata no protótipo construído.

Posterior a isso, no quarto capítulo, serão apresentados os resultados alcançados, bem como as discussões necessárias.

Por fim, no quinto capítulo, conclui-se o trabalho expondo as considerações finais, descrevendo as deduções feitas a partir dos resultados obtidos.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 CONCRETO ARMADO

2.1.1 Conceito

A busca por materiais que satisfaçam as características requeridas para os diversos tipos de obras é sempre necessário. Ao longo do tempo, na construção civil, foram usados diversos tipos de materiais, entre muitos pode-se considerar que o concreto é um dos que mais se destaca. Dessa forma, para entender melhor as suas características é necessário conceituar o concreto à luz de alguns estudiosos.

Ambrozewicz (2012) conceitua o concreto afirmando que “é um material de construção resultante da mistura, em quantidades racionais, de aglomerantes (cimento), agregados (pedra e areia) e água”. Bastos (2006), por sua vez, complementa que o concreto pode conter adições e aditivos químicos com a finalidade de melhorar ou modificar suas propriedades básicas. E para Neville (2016) os aditivos estão sendo cada vez mais difundidos e a razão disso é o fato de sempre conferirem vantagens físicas e econômicas ao concreto.

Segundo Bastos (2006) um material da construção civil é considerado bom quando atende a duas características básicas: resistência e durabilidade. Com isso é possível dizer que o concreto é um bom material, já que tradicionalmente atende esses requisitos. É o que também considera Andolfato (2002) que em seu trabalho explana sobre durabilidade do concreto, afirmando que é um material estável quando bem executado e quando exposto as intempéries, sua resistência mecânica cresce lentamente com o tempo. Ainda acrescenta que o concreto endurecido tem uma boa resistência a compressão.

Ambrozewicz (2012) também afirma que o concreto é o material mais importante da engenharia civil onde tem várias aplicações, tais como: estrutura, revestimentos, pavimentos, paredes, fundações, canalizações, entre outros. A razão do concreto ser um importante material se deve a perfeita união dos materiais que o compõe.

Mesmo sendo capaz de resistir a altas tensões de compressão o concreto não resiste bem à tração. Sua resistência à tração chega a ser entorno de 10% da resistência à compressão, sendo assim é de fundamental importância juntar o concreto com um material que possui alta resistência a tração. O concreto armado surgiu com esse intuito, ele une as qualidades da pedra, que tem uma boa durabilidade e uma ótima resistência a compressão, com as do aço, que possui

uma notável resistência à tração. Pela sua capacidade de ser moldado em diversas formas, esse sistema ainda traz como vantagem a capacidade de adquirir qualquer forma (BASTOS, 2006).

A NBR 6118 (2014) traz uma definição sobre elementos de concreto armado no qual são “aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência”.

Segundo Santos (2008) o concreto armado é o sistema construtivo mais utilizado no Brasil. E ele classifica um sistema construtivo no âmbito das edificações como uma maneira bem definida de execução que contemple, pelo menos, estrutura portante, vedações, aberturas, cobertura e instalações básicas. Como estrutura portante de uma edificação, esse sistema trabalha conforme Santos (2017) analisa, como sistema estrutural com o fim de suportar os carregamentos incidentes sobre ele e transferir de forma segura ao solo.

Segundo Júnior (s/d) só é possível a utilização do concreto com as barras de aço devido os seguintes fatores: o trabalho conjunto do aço e concreto assegurado pela aderência, coeficientes de dilatação praticamente iguais de ambos os materiais e o fato do concreto proteger a armadura garantindo durabilidade a estrutura.

O primeiro fator trata da aderência, que Júnior (s/d) a defini “como sendo o mecanismo de transferência de tensões que existe na interface entre a barra de aço da armadura e o concreto que a envolve”. Com isso Bastos (2006) confirma a obrigatoriedade da aderência que deve existir entre o concreto e a armadura sendo imprescindível, para existência do concreto armado, uma boa solidariedade entre ambos os materiais envolvido. Assim o material funciona de forma conjunta e a deformação de ambos os materiais são iguais.

No que diz respeito aos coeficientes de dilatação, Ortiz (s/d) explica que o aço e concreto possuem coeficientes de dilatação quase idênticos, sendo a diferença existente irrisória para a variação de temperatura que as estruturas normalmente trabalham ($\Delta t < 50^\circ$).

De acordo com a NBR 6118 (2014), a durabilidade das estruturas depende das características do concreto e, da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. A norma traz a espessura do cobrimento necessária que cada elemento estrutural deve ter relacionando com a respectiva classe de agressividade ambiental.

2.1.2 Histórico

O homem sempre teve a necessidade de um lugar confortável e seguro para morar. Por conta disso, desde os tempos mais remotos, a construção civil está sempre sendo desenvolvida por novas tecnologias. O concreto armado é resultado dessas evoluções. Um dos primeiros relatos do que venha a se parecer com o sistema construtivo abordado foi constatado em Paris na estrutura da igreja de Santa Genoveva, hoje Pantheon. Nessa construção foi associado o ferro com a pedra natural, utilizadas barras longitudinais na zona de tração e barras transversais para os esforços de cisalhamento (KAEFER, 1998).

No ano de 1855, na exposição mundial de Paris, foi registrado o primeiro uso do cimento armado (denominação do concreto armado até 1920). O agricultor Joseph Louis Lambot criou um barco de concreto empregando barras de ferros finas e grossas, entrelaçadas. Lambot começou a fazer uso do cimento armado em 1849, mas só apresentou e patenteou sua criação na exposição de Paris. Foi observado no documento da patente que além do seu barco ele apresentou algo parecido com um pilar de seção retangular, afirma Kaefer (1998).

A criação de Lambot não repercutiu tanto quanto ele esperava, mas deu a inspiração para Joseph Monier, um comerciante de plantas orientais, de usar o mesmo conceito do cimento armado em seus jarros, antes feitos de madeira ou cerâmica (CARVALHO, 2008). Foi de Monier a primeira concepção do concreto armado inserido em um sistema tecnológico. Ele produziu uma série de jarros confeccionados com cimento e ferro, com essas peças podendo ser produzidas em série. Sua invenção foi apresentada e patenteada em Paris no ano de 1867. Em 1879, na exposição de Antuérpia, Monier apresentou outra criação, um sistema de vigas de cimento reforçadas com barras de aço. Interessado, o engenheiro G.A. Wayss, que estava presente neste evento, acabou comprando os direitos da patente para fazer uso na Alemanha (SANTOS, 2008).

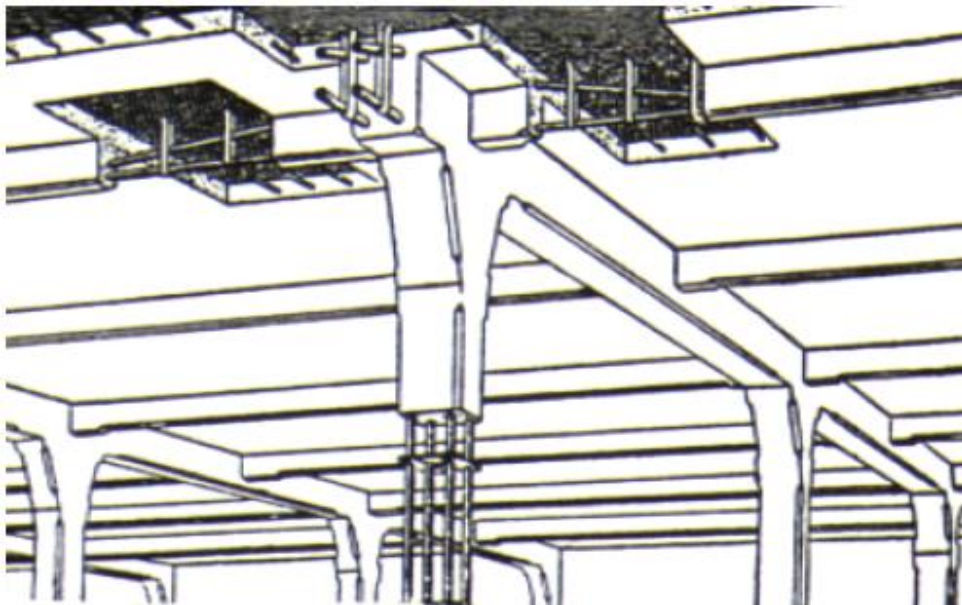
Kaefer (1998) afirma que o engenheiro alemão, Wayss, com posse da patente de Monier começa uma série de estudos empíricos e junto com o engenheiro Matthias Koenen publicaram, em 1887, o livro fundamentos do concreto armado. Carvalho (2008) complementa que Wayss aplicou a patente adquirida no projeto e execução de edifícios na Alemanha, França e Áustria.

Bastos (2006) conta que em 1850 o norte americano Thaddeus Hyatt “fez uma série de ensaios e vislumbrou a verdadeira função da armadura no trabalho conjunto com o concreto”. Também Kaefer (1998) em seu trabalho explica que em 1877 Hyatt reuniu as conclusões de seus ensaios e as publicou. Algumas de suas conclusões foram:

- O aço (ou ferro) não resiste bem ao fogo.
- O concreto deve ser considerado como um material de construção resistente ao fogo.
- Envolvendo-se totalmente o aço com uma camada suficientemente espessa de concreto obtém-se um material resistente ao fogo.
- A aderência entre aço e concreto é suficientemente forte para fazer com que a armadura posicionada na parte inferior da viga trabalhe em conjunto com o concreto comprimido da parte superior da viga.
- O coeficiente de dilatação térmica dos dois materiais é suficientemente igual, garantindo a resistência da combinação aço-concreto quando submetida ao fogo ou ao congelamento.

Motivado pelo embasamento teórico e experimental já existente, que expressava a confiabilidade do concreto armado, em 1892, o francês François Hennebique, construtor na época, patenteou um sistema construtivo completo de projeto e execução em concreto armado, denominado de “béton armé”. Os primeiros desenhos estão mostrados na Figura 3 (HELENE; ANDRADE, 2017).

Figura 1 - Desenho típico de um projeto de um edifício em concreto armado pela patente de Hennebique.

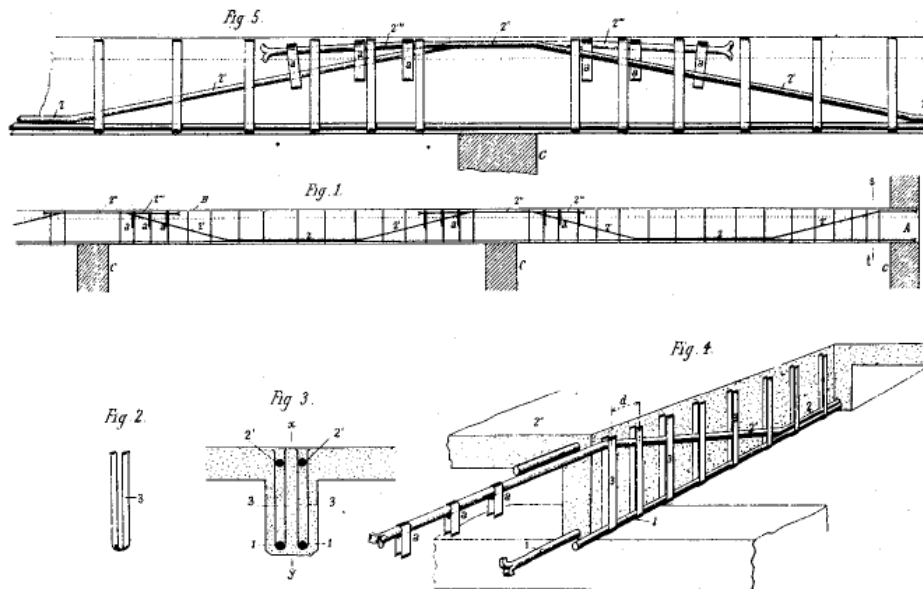


Fonte: HELENE; ANDRADE, 2017

Além de projetar e construir a primeira ponte de concreto armado em Châtellerault, em 1899, Hennebique mostrou que havia resolvido o problema de ligação e engastamento entre vigas, pilares e lajes. Para demonstrar que era seguro e vantajoso construir com esse novo

sistema estrutural, ele projetou e executou o primeiro prédio todo em concreto (HELENE; ANDRADE, 2017). Como apresentado na Figura 4, observa-se nos projetos do construtor a utilização de barras longitudinais, estribos e barras dobradas, semelhante ao que é usado atualmente (KAEFER, 1998).

Figura 2 – Várias figuras mostrando os arranjos de barras do sistema patenteado de Hennebique



Fonte: KAEFER, 1998

Santos (2008) faz uma observação importante quanto aos acontecimentos. Tanto a patente de Monier quanto a de Hennebique estavam sendo tratadas “como mero material de construção”. No caso de Hennebique sua patente provinha da experiência e não havia ainda nenhum aporte teórico sobre esse material.

Mörsch, um engenheiro alemão e professor da universidade de Stuttgart mudou esse cenário de apenas empírico para também teórico. Foi ele que, em 1902, deu origem ao cálculo e construção em concreto armado. Vale ressaltar que suas teorias tiveram como base ensaios experimentais (BASTOS, 2006). Os métodos de cálculo desenvolvidos por Mörsch foram uma das contribuições que influenciaram a Suíça e a Alemanha a publicarem suas primeiras normas de projeto e execução em concreto armado, seguidas pela França, Inglaterra e Estados Unidos, afirma Helene e Andrade (2017).

No Brasil foi usado concreto armado na construção de casas e sobrados em Copacabana no ano de 1904. Em 1909 foi construída também uma ponte no Rio de Janeiro com 9 metros de vão, com o projeto e cálculo do francês Hennebique (BASTOS, 2006). Depois de várias obras executadas com o novo sistema construtivo, foi só em 1931 que o Brasil publicou sua primeira

norma. Antes disso o país já tinha construído alguns recordes mundiais, como o edifício A Noite, no Rio de Janeiro e Martinelli em São Paulo, ambos com mais de 20 metro de altura (HELENE; ANDRADE, 2010).

2.1.3 Elementos de concreto armado

Existem diversos elementos de concreto na construção civil, mas segundo Bastos (2006) “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”.

As vigas são elementos lineares, ou seja, têm a espessura da mesma ordem de grandeza da largura e podem ser classificadas em barras. Geralmente, recebem o carregamento, concentrado ou distribuído, perpendicular ao seu eixo longitudinal, de lajes, outras vigas e da alvenaria. Podem receber também o carregamento de pilares, no entanto é incomum. A viga tem basicamente a função de vencer os vãos e transmitir as ações nelas atuantes para os apoios (BASTOS, 2006). Segundo Santos (2017) no interior de uma viga de concreto armado pode haver basicamente cinco tipos de armaduras, que são elas: armadura de flexão positiva; armadura de flexão negativa; armadura lateral; grampos; armadura de cisalhamento e torção.

Já os pilares têm como função suportar os esforços de compressão e transmiti-los para a fundação ou para outros elementos de apoio. Eles recebem as ações geralmente das vigas e lajes. Além de poder fazer parte do sistema de contraventamento “os pilares são os elementos estruturais de maior importância nas estruturas, tanto do ponto de vista da capacidade resistente dos edifícios quanto no aspecto de segurança”, explica Bastos (2006).

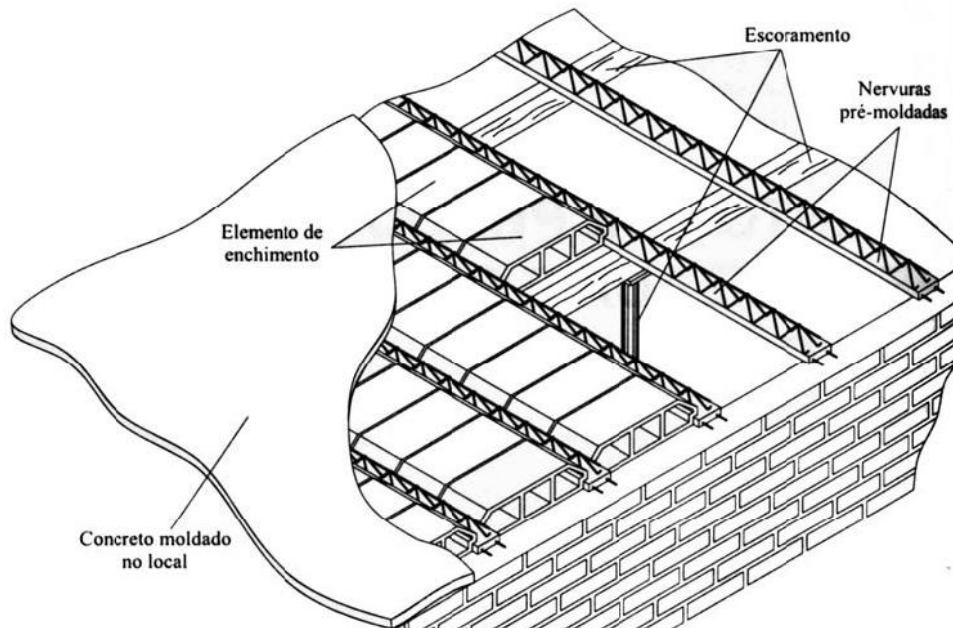
Quanto as lajes, são placas onde são aplicadas as cargas de ocupação, no caso de lajes em edificações. Segundo Pereira (2018) “são estruturas que realizam a interface entre pavimentos de uma edificação, podendo dar suporte a contrapisos ou funcionar como teto”. Atualmente existem diversos tipos de lajes com suas diferentes particularidades. Quanto aos diversos tipos de elementos de concreto armado, este trabalho irá abordar as lajes, especificamente as lajes pré-moldadas com vigotas treliçadas.

2.2 LAJES PRÉ-MOLDADAS COM VIGOTAS TRELIÇADAS

2.2.1 Conceito e elementos

As lajes pré-moldadas são compostas por vigotas pré-fabricadas, elementos de enchimento (bloco cerâmico ou poliestireno expandido) e uma capa de concreto moldada no local, que tem como função distribuir os esforços atuantes no elemento, deixar o piso no nível e aumentar a resistência a flexão (ARAGÃO, 2007). A laje treliçada é assim chamada por suas nervuras pré-moldadas serem compostas por treliças. A Figura 5 mostra os elementos de uma laje desse tipo.

Figura 3 - Elementos de uma laje pré-moldada



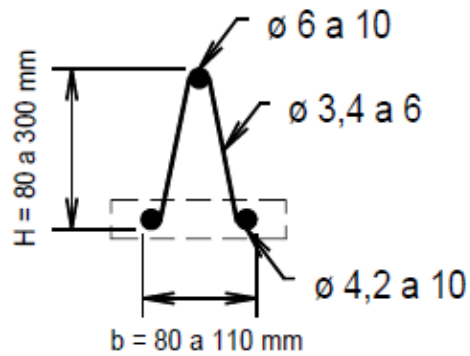
Fonte: ARAGÃO, 2007

A vigota treliçada é constituída por fios de aço, sendo dois no banzo inferior, que variam de 4,2 mm a 10,0 mm, um no banzo superior, de 6,0 mm a 10,0 mm, e os diagonais que ligam as três barras, de 3,4 mm à 6,0 mm.

A Figura 6 apresenta a seção transversal típica de uma treliça. As barras inferiores têm função de resistirem as forças de tração, causadas pelo momento fletor positivo. No banzo superior, a barra atua como armadura de compressão durante a montagem e concretagem da laje e nas regiões de apoio central ajuda na resistência ao momento fletor negativo. Já as barras diagonais têm a finalidade de proporcionar aderência entre o concreto da vigota e o da capa,

além de funcionar como armadura de cisalhamento, resistindo as forças cortantes como pode ser visto no manual de lajes treliçadas ArcelorMittal (2010).

Figura 4 - Esquema mostrando a seção transversal de uma vigota treliçada



Fonte: GASPAR, 1997

O material de enchimento não tem finalidade estrutural, sendo este usado para substituir parte do concreto da zona tracionada, no entanto o elemento deve apresentar algumas características para poder ser usado, como: ter resistência mínima para suportar as cargas de trabalho e lançamento do concreto, boa aderência com as argamassas de revestimento e um bom isolamento acústico (GASPAR, 1997). De acordo com Flório (2003) a unidade de tais elementos deve resistir a uma carga de 1,0 kN, para suportar os esforços aplicados sobre eles.

Existem diversos tipos de materiais para esse fim, porém os mais utilizados atualmente são os blocos cerâmicos e os de poliestireno expandido (EPS), como aponta ArcelorMittal, (2010). Segundo Gaspar (1997), a altura desses elementos leves está diretamente ligada com a resistência da laje. Pode-se verificar que Flório (2003), em seu trabalho, exibe uma tabela que relaciona à altura do elemento de enchimento com a altura final da laje acabada, a saber:

Tabela 1: Alturas totais das lajes pré-fabricadas em função das alturas

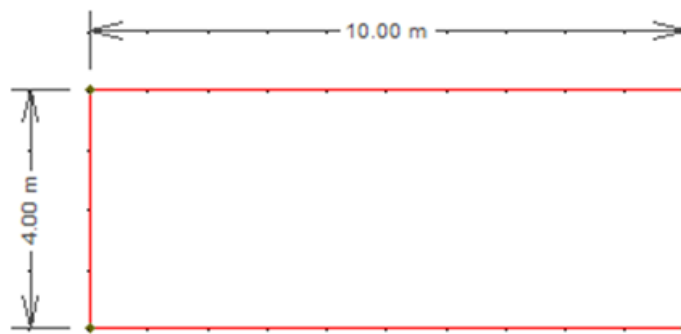
Altura do elemento de enchimento (cm)	Altura total da laje (cm)
7,0	10 ; 11; 12
8,0	11 ; 12; 13
10,0	14 ; 15
12,0	16 ; 17
16,0	20 ; 21
20,0	24 ; 25
24,0	29 ; 30
29,0	34 ; 35

Fonte: FLÓRIO, 2003

2.2.2 Classificação quanto à disposição das nervuras

As lajes, quanto à disposição das nervuras, podem ser classificadas em armada em uma direção ou em duas direções. A laje será armada em duas direções se a relação entre os vãos for menor que 2, caso contrário será disposta em uma direção (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2015). Para entender melhor observe a laje da Figura 7.

Figura 5 - Exemplo de laje para determinação da disposição das nervuras



Fonte: Autor

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (2.1)$$

Sendo:

- l_y = o maior vão
- l_x = o menor vão

$$\lambda = \frac{10}{4} = 2,5 \quad (2.2)$$

Assim, como o resultado da relação entre os vãos da laje da Figura 5 foi maior que 2, ela é armada em uma direção. As nervuras de lajes desse tipo são normalmente dispostas no sentido no menor vão e são calculadas como vigas independentes, desprezando a rigidez transversal e de torção. Elas normalmente são usadas quando se desejar executar uma laje em que um dos vãos é bem maior que o outro (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

Apesar de ser armada em apenas uma direção, a NBR 6118 (1980) recomendava o uso de uma nervura transversal quando houvesse cargas concentradas ou para vãos teóricos maiores que 4m, e duas nervuras para os vãos maiores que 6,0 m. A partir da NBR 6118 (ABNT, 2003),

essas recomendações não eram mais consideradas, desfazendo a obrigatoriedade do uso dessas nervuras (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

E para as lajes armadas em duas direções, Carvalho e Pinheiro (2009) esclarecem que há uma diminuição da deformação e dos esforços, além de uma melhor distribuição de todas as reações. Ao que Gaspar (1997) complementa dizendo que a laje passa a funcionar como chapa, colaborando na estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos, transmitindo os esforços horizontais para os pilares de contraventamento. A NBR 6118 (2014) e a NBR 14859-2 (2002) permitem que o cálculo dessas nervuras sejam, para efeitos de esforços solicitantes, realizados como as lajes maciças.

2.2.3 Cálculo da armadura de flexão no estado limite último

Os cálculos e considerações para o dimensionamento da armadura da laje treliçada apresentados neste capítulo são baseados, principalmente nos estudos de Flório (2003), Gaspar (1997) e Carvalho e Figueiredo (2015). As Lajes treliçadas devem ser dimensionadas de acordo com as prescrições da NBR 6118 (2014). Segundo a norma, todas as estruturas de concreto devem ser verificadas em relação a alguns estados limites últimos (ELU), como: “estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido; estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem”.

Quando um momento fletor crescente (M) é aplicado na seção transversal de um elemento estrutural de concreto armado, partindo do zero até a ruptura do elemento, é possível notar diferentes comportamentos de deformação denominados estádios. Existem três estádios, no primeiro o momento é pequeno e a tensão de tração não ultrapassa a resistência característica à tração do concreto (f_{tk}). No segundo estádio, com o aumento do momento fletor, as tensões de tração já ultrapassam a resistência característica a tração, garantindo as fissuras de tração na flexão do concreto. E no terceiro estádio, o momento fletor cresce até um valor próximo ao que a ruína ocorre. Para garantir que as estruturas tenham segurança, mas também economia, elas são dimensionadas no estado limite último, que se encontra no estádio III de deformação (FLÓRIO, 2003).

Flório (2003), ainda afirma que: “a verificação de colapso na flexão nas lajes nervuradas pré-fabricadas é feita de acordo com as hipóteses básicas da flexão contidas na Norma NBR 6118 (2014)”. Considerando a seção transversal com a forma de um “T”, o autor apresenta o

cálculo para encontrar a mesa colaborante da capa de concreto. As equações são dispostas a seguir, levando em consideração a Figura 8:

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0,10 * a \\ b_w + 2 * b_1 \end{cases} \quad (2.3)$$

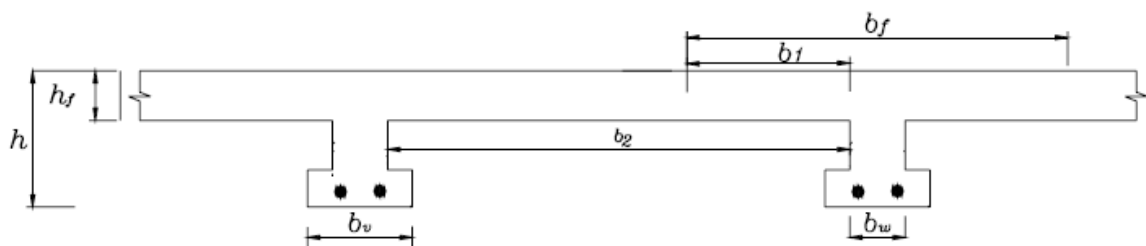
Onde:

- $b_1 \leq \begin{cases} 0,5 * b_2 \\ 0,10 * a \end{cases}$

A distância (a) pode ser estimada, em função do comprimento do vão (l) do tramo considerado, como se apresenta a seguir:

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

Figura 6 - Esquema utilizado para o cálculo da mesa colaborante



Fonte: CARVALHO, 2004

Encontrada a mesa colaborante é possível achar a área de influência de cada vigota no pavimento em questão, no intuito de quantificar as cargas atuantes na laje treliçada. A NBR 6120 (ABNT, 1980) dispõe das cargas para o cálculo de estrutura de edificações, tendo como objetivo fixar as condições exigíveis para determinação dos valores das cargas que devem ser consideradas no projeto de estrutura de edificações, qualquer que seja sua classe e destino, salvo os casos previstos em normas especiais.

Para determinação do momento fletor máximo atuante nas nervuras de uma laje pré-moldada simplesmente apoiada, Carvalho e Figueiredo (2015) recomendam calculá-lo considerando como um elemento isolado favorecendo, assim, a segurança. O cálculo é expresso pela equação abaixo:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q * l^2}{8} \quad (2.4)$$

Onde:

- q = carga distribuída atuante em cada nervura
- l = vão da nervura

Carvalho e Figueiredo (2015) trazem fórmulas adimensionais para cálculo da armadura longitudinal de vigas com seção retangulares. Tais equações se aplicam para as vigotas, pois como já foi dito, elas são calculadas como elementos isolados.

Para encontrar a área de aço o autor traz a seguinte fórmula:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ * d * f_{yd}} \quad (2.5)$$

Sendo:

- M_d = momento de cálculo no estado limite último, calculado através de combinações apresentadas na NBR 6118 (2014).
- d = altura útil
- f_{yd} = resistência de escoamento do aço com o coeficiente de ponderação

O valor adimensional KZ é encontrado no quadro 3.1 apresentado em Carvalho e Figueiredo (2015), a partir do cálculo de KMD , mostrado na equação a seguir:

$$KMD = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} \quad (2.6)$$

Sendo:

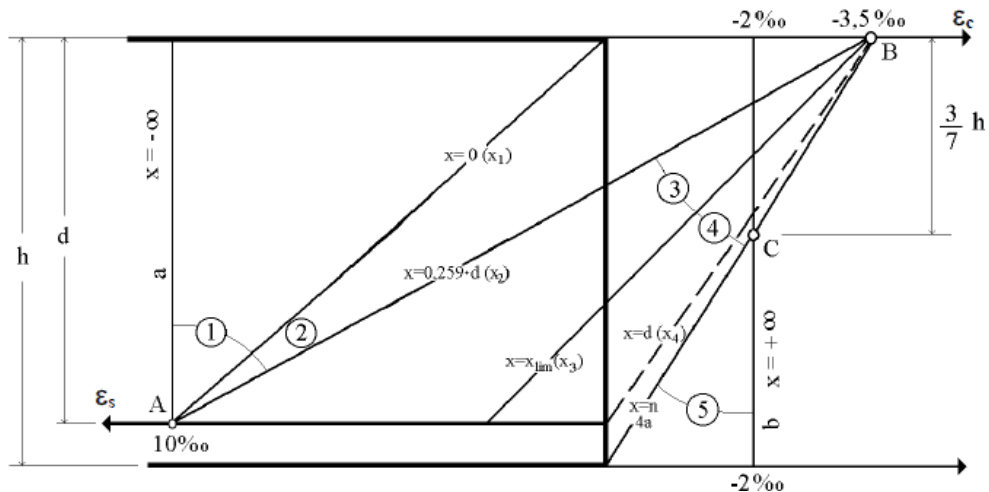
- b_w = largura da seção transversal da viga ou da nervura
- f_{cd} = resistência característica do concreto com o coeficiente de ponderação

O quadro 3.1 ainda mostra valores para o coeficiente KX , que permite descobrir a posição da linha neutra através da equação:

$$x = KX * d \quad (2.7)$$

Com a posição da linha neutra é possível saber em qual domínio de deformação a seção do elemento estrutural se encontra. A NBR 6118 (2014) traz definições de cada um dos seis domínios e a Figura 9 os esquematiza.

Figura 7 - Domínios de deformação



Fonte: CARVALHO, 2004

Além da armadura longitudinal de flexão a NBR 14860 (2002) recomenda empregar uma armadura de distribuição, colocada na capa de concreto, com seção mínima de $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ e $0,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ para o aço CA 25 e CA 50 respectivamente, com pelo menos 3 barras por metro.

Esse modelo de cálculo da armadura de tração foi utilizado nesse trabalho para o dimensionamento da laje estudada.

2.2.4 Verificação do estado limite de serviço

Além de calcular a estrutura no estado limite último a NBR 6118 (2014) recomenda a verificação de alguns estados limites de serviço. A norma define estado limite de serviço como “aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas”.

A norma traz a definição de alguns estados limites de serviço, como:

- a) Estado-limite de formação de fissuras
 - estado em que se inicia a formação de fissuras.
- b) Estado limite de abertura de fissuras

- estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados pela respectiva norma.
- c) Estado-limite de deformações excessivas
- estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal, especificados pela respectiva norma.

2.3 DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

2.3.1 Conceito

Com o avanço tecnológico na construção civil, tanto na agilidade dos processos construtivos, quanto na execução dos projetos estruturais, as estruturas deixaram de ser robustas e se tornaram mais esbeltas. Com isso, surgiram problemas nunca tido antes como um maior nível de fissuração das peças, resultando na diminuição da rigidez e, conseqüentemente, no aumento das deformações (BARBOSA, 2010).

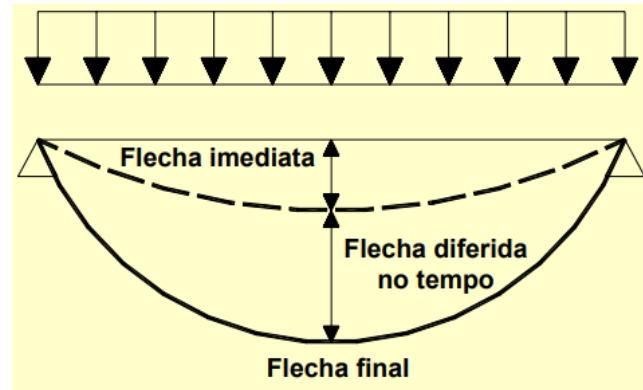
A partir da NBR 6118 (2003) não existe mais altura útil do elemento que seja dispensado o cálculo dos deslocamentos, sendo sempre necessária a verificação da deformação excessiva depois das verificações na flexão e cisalhamento.

Segundo a NBR 6118 (2014), o estado limite de deformações excessivas é o estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos no seu item 13.3. Nesta parte da norma, ela apresenta deslocamentos-limites, que relacionam com o vão da estrutura o quanto ela pode deformar (flecha imediata + flecha diferida), para ser atendida a verificação em serviço. São classificados em quatro grupos básicos os tipos de efeito: aceitabilidade sensorial; efeitos específicos; efeitos em elementos não estruturais; efeitos em elementos estruturais.

As deformações podem ser classificadas naquelas que dependem ou não do carregamento colocado sobre os elementos estruturais. Nas que dependem, encontra-se a deformação imediata e a lenta, dada pela fluência do concreto. As deformações que independem do carregamento são dependentes da variação do volume causada por retração e por variação de temperatura (MOURA e MARCELLINO, 2003). As duas deformações classificadas diferem na intensidade dos efeitos causados nas estruturas. Moura e Marcellino (2003) afirmam também que “as deformações dependentes do carregamento, quando existentes, são mais significativas para avaliação das deformações nas estruturas de concreto”.

Barbosa (2010) traz mais conceitos de deslocamentos, podendo ser divididos “em deformação imediata e deformação diferida. Os deslocamentos imediatos podem ser denominados também de iniciais e surgem logo após a aplicação dos carregamentos. Já a deformação diferida ou deformação lenta ocorre ao passar do tempo”. A Figura 10 representa as deformações imediata e diferida que juntas formam a flecha final.

Figura 8 - Deslocamentos de vigas sobre carregamento distribuído



Fonte: ALVA, 2010

Barbosa (2010) ainda comenta que são vários os fatores que influenciam em maior ou menor escala na grandeza dos deslocamentos, como vãos e condições de apoio do elemento estrutural; as propriedades geométricas da seção de sua seção transversal; a fluência do concreto; entre outros.

Sobre flecha imediata, Baroni (2003) definiu como “deslocamento transversal que aparece ao longo do processo de aplicação do carregamento e depende das características físico-geométricas da peça, inclusive do tipo de carregamento”.

A maior parcela da flecha diferida com o tempo resulta da fluência. Pinheiro (2007) define fluência como uma deformação diferida, tendo sido causada por um carregamento aplicado. Corresponde a um aumento da deformação com o tempo. O autor ainda explica o processo da fluência, explanando que após aplicada uma força na estrutura ocorre a deformação imediata, nisso os cristais se acomodam. Essa acomodação diminui o diâmetro dos capilares, aumenta a pressão e facilita o fluxo em direção a superfície. Este processo provoca a fluência. Barbosa (2010) ainda complementa que a fluência tem sua magnitude ligada a alguns fatores como: “Tipo de cimento, tempo de manutenção da carga, nível de fissuração da peça, espessura da peça e o amadurecimento do concreto na data de carregamento”.

A NBR 6118 (2014) traz um cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado, onde calcula a flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência. O cálculo é feito multiplicando o valor da flecha imediata pelo fator α_f .

2.3.2 Problemas devido as deformações

Os deslocamentos excessivos causam danos não só às estruturas em serviço, mas a outras que a elas estejam ligadas, podendo citar o mau funcionamento de portas e janelas, o acúmulo de água em lajes de coberturas e a vibração excessiva das lajes de piso (BARBOSA, 2010).

Moura e Marcellino (2003) afirmam que a “ocorrência de flechas com valores que ultrapassem os limites podem gerar desconforto aos usuários e causar danos a elementos estruturais e não-estruturais, interferindo desfavoravelmente no funcionamento e durabilidade das estruturas”. Em seu trabalho eles listam vários problemas decorrentes das deformações excessivas, alguns deles são:

- Aumenta a probabilidade de ocorrência de flambagem de paredes e pilares esbeltos, devido a rotação provocada pela deformação da laje ou de vigas esbeltas do piso, que estejam ligadas rigidamente a flexão com os respectivos apoios;
- Paredes não estruturais de alvenaria podem apresentar fissuras se ocorrerem flechas excessivas nas lajes ou vigas as quais se apoiam. Devido à grande rigidez dessas paredes elas não conseguem acompanhar a deformação dos elementos flexíveis de apoio e, assim, surgem fissuras inclinadas de cisalhamento;
- Em lajes de cobertura ou varandas em balanço, flechas excessivas podem causar uma inversão da inclinação prevista interferindo na drenagem das águas;
- Deformações de lajes e vigas podem afetar o bom funcionamento de esquadrias de portas e janelas e, em particular, os grandes painéis de vitrinas.

2.3.3 Instrumentos e técnicas de mensuração de deformações

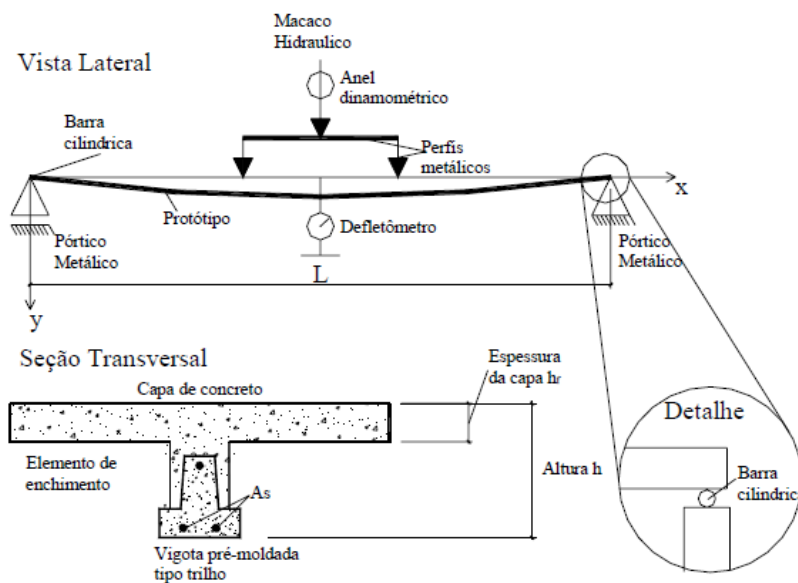
Existem vários métodos para a determinação da deformação das lajes de forma teórica. É sempre bom lembrar que esses métodos são apenas aproximados.

Para determinação da deformação real de lajes pode ser utilizado um dispositivo conhecido como defletômetro¹. Em sua pesquisa Flório (2003) usou esse equipamento.

O autor comparou os resultados teóricos dos deslocamentos de vigotas de concreto, obtidos com a expressão de Brason, com os valores experimentais medidos nos protótipos com vigotas de concreto armado tipo trilho e simplesmente apoiada. O autor usou valores experimentais, obtidos por Flório (2001) em uma pesquisa de iniciação científica, para poder comparar as flechas medidas experimentalmente com as teóricas.

Flório (2003) mediu os deslocamentos do ponto no meio dos vãos das nervuras com um defletômetro mecânico e um nível de precisão (Carl-Zeiss, modelo NI-007). O defletômetro foi colocado sob as vigotas, apoiado em um suporte metálico e retirado na eminência do colapso da vigota. A figura 9 apresenta o esquema desse ensaio.

Figura 9 - Esquema do ensaio para análise de deformação da nervura, capa+vigota, com vigota de concreto



Fonte: FLÓRIO, 2003

Caixeta (1998) também faz uso do defletômetro em sua dissertação, quando mede as flechas das vigas posicionando o aparelho na seção do meio do vão da viga e em contato com a parte inferior dela. Constata-se também que no trabalho desenvolvido por Rogge (2000), para medir a flecha ao longo do tempo no centro da laje do protótipo piloto durante 22 dias, foi utilizado o defletômetro, além de outros aparelhos como o nível de precisão.

¹ Instrumento para medida de deslocamentos.

2.3.4 Cálculo da deformação imediata nas lajes treliçadas

Como já foi visto na seção 3.1 deste trabalho, a deformação total é dada pela soma da flecha imediata com a flecha diferida. Para a determinação da flecha imediata a NBR 6118 (2014) apresenta a expressão da rigidez equivalente mostrada a seguir:

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} * \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] * I_{II} \right\} \leq E_{CS} I_C \quad (2.8)$$

Onde:

- I_C = é o momento de inércia da seção bruta de concreto;
- I_{II} = é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II, calculado com $\alpha_e = \frac{E_C}{E_{CS}}$;
- M_a = é o momento fletor na seção crítica do vão considerado, ou seja, o momento máximo no vão para vigas bi-apoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para a combinação de ações considerada nessa avaliação;
- M_r = é o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas;
- E_{CS} = é o módulo de elasticidade secante do concreto, encontrada no item 8.2.8 da norma.

Esta fórmula da rigidez equivalente foi apresentada por Branson (1968) em seu trabalho. Este método é adotado, pois uma estrutura, dependendo do diagrama de esforços solicitantes, poderá ter trechos fissurados e não fissurados (KATAOKA, 2005). Podendo estar ao mesmo tempo, nos estádios I e II de carregamento.

Carvalho e Figueiredo (2015) apresentam as equações necessárias para determinar os parâmetros que compõem a rigidez equivalente e, em seguida, essa rigidez ser usada para o cálculo da flecha imediata.

Inicialmente é feita a homogeneização da seção, pois seu centro de rotação e sua rigidez são afetados pela posição da armadura. O processo consiste em achar a área da seção bruta da peça, no estágio I com a presença da armadura, calculando uma área equivalente de concreto para substituir a de aço. Nessa situação há linearidade entre tensão e deformação, com isso a deformação do concreto e aço são iguais ($\epsilon e_c = \epsilon e_e$). Assim tem-se:

$$R_s = A_s * \sigma_s = A_s * \varepsilon_s * E_s = A_s * \varepsilon_c * E_s \quad (2.9)$$

Sendo R_s , A_s e E_s a força e a área da armadura e o módulo de deformação longitudinal do aço respectivamente. Para homogeneizar a seção é necessário encontrar uma área de concreto que suporte uma força igual à da armadura, ou seja:

$$R_s = A_{c,eq} * \varepsilon_c * E_c \quad (2.10)$$

Em que E_c é o módulo de elasticidade do concreto. Igualando as duas equações e chamando de α_e a razão entre o módulo de deformação longitudinal do aço com o do concreto, tem-se:

$$A_{c,eq} * \varepsilon_c * E_c = A_s * \varepsilon_s * E_s \quad (2.11)$$

$$A_{c,eq} = A_s * \frac{E_s}{E_c} = \alpha_e * A_s \quad (2.12)$$

Kataoka (2005) destaca que “as características geométricas da seção de concreto sem armadura, chamada de bruta pela norma de concreto, em diversas situações pouco diferem daquelas em que se considera a armadura (seções homogeneizadas), podendo-se em alguns casos calcular apenas as referentes à seção bruta, ao invés da homogeneizada”. A Tabela 2 apresenta as equações para determinar as características geométricas de seções transversais em “T”, no estágio I, sem considerar a presença da armadura. O Tabela 3 apresenta as fórmulas considerando o aço.

Tabela 2: Características geométricas de seções transversais em “T”, no estágio I, sem considerar a peça armada.

	Expressão
Área (seção geométrica)	$A_g = (b_f - b_w) * h_f + b_w * h$
Centro de gravidade	$Y_{cg} = \frac{(b_f - b_w) * \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w * \frac{h^2}{2}}{A_g}$
Momento de inércia a flexão	$I_g = \frac{(b_f - b_w) * h_f^3}{12} + \frac{b_w * h^3}{12} + (b_f - b_w) * h_f * \left(Y_{cg} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w * h * \left(Y_{cg} - \frac{h}{2}\right)^2$

Fonte: CARVALHO; FIGUEIREDO, 2015

Tabela 3: Características geométricas de seções transversais em "T", no estágio I, com armadura longitudinal A_s .

	Expressão
Área (seção geométrica)	$A_h = (b_f - b_w) * h_f + b_w * h + A_s * (\alpha - 1)$
Centro de gravidade	$Y_h = \frac{(b_f - b_w) * \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w * \frac{h^2}{2} + A_s * (\alpha - 1) * d}{A_h}$
Momento de inércia a flexão	$I_g = \frac{(b_f - b_w) * h_f^3}{12} + \frac{b_w * h^3}{12} + (b_f - b_w) * h_f * \left(Y_h - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w * h * \left(Y_h - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s * (\alpha - 1) * (y_h - d)^2$

Fonte: CARVALHO; FIGUEIREDO, 2015

Quando o valor do momento fletor atuante na seção é aumentado, as tensões de tração na maioria dos pontos abaixo da linha neutra (LN) terão um valor superior à da resistência a tração do concreto (f_{tk}), conduzindo ao estágio II. Carvalho e Figueiredo (2015) apresentam a definição de uma situação limite do estágio II, em que todo o concreto da região fissurada está sendo desprezado. Os autores nomeiam essa situação específica de estágio II puro.

Para calcular o momento de inercia no estágio II puro é necessário determinar a posição x_{II} da linha neutra, calculada igualando a zero o momento estático da seção homogeneizada. Esse cálculo pode ser encontrado no trabalho de Ghali e Favre (1986), que no caso de vigas com seção "T", pode ser obtido com a seguinte equação:

$$a_1 * x_{II}^2 + a_2 * x_{II} + a_3 = 0 \quad (2.13)$$

Solucionando:

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 * a_1 * a_3}}{2 * a_1} \quad (2.14)$$

As equações para determinação dos coeficientes a_1 , a_2 e a_3 estão dispostas a seguir:

$$a_1 = b_w / 2 \quad (2.15)$$

$$a_2 = h_f * (b_f - b_w) + (\alpha_e - 1) * A'_s + \alpha_e * A_s \quad (2.16)$$

$$a_3 = -d' * (\alpha_e - 1) * A'_s - d * \alpha_e * A_s - \frac{h_f^2}{2} * (b_f - b_w) \quad (2.17)$$

Sendo d' a distância do centro de gravidade da armadura comprimida A'_s , até a borda comprimida de concreto. Em situações que no lugar de uma seção “T” tenha um retangular, pode-se usar os mesmos cálculos, bastando fazer $b_w = b_f$, $h_f = 0$ e $A'_s = 0$. Com o valor da linha neutra é possível calcular o momento de inercia da seção no estágio II puro (I_{x,II_0}) com a equação:

$$I_{x,II_0} = \frac{b_f * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (x_{II} - d)^2; \text{ com } x_{II} \leq h_f \quad (2.18)$$

Com as características geométricas da seção nos dois estádios, é preciso encontrar agora o momento de fissuração (M_r).

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_C}{Y_t} \quad (2.19)$$

Em que:

- α = igual a 1,2 para seções em forma de T ou duplo T e 1,5 para seções retangulares;
- $f_{ct,m}$ = resistência média a tração do concreto, conforme o item 8.2.5 da NBR 6118 (2014) expressa por $f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{2/3}$;
- I_C = momento de inercia da seção bruta do concreto;
- Y_t = distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada;

Com todos esses parâmetros é possível achar a rigidez equivalente e substituir na equação 2.20, para encontrar o valor da flecha imediata.

$$a = \frac{\alpha_c * p * l^4}{(E * I)_{eq}} \quad (2.20)$$

Em que:

- p = carga definida pela combinação quase permanente de serviço, encontrada na tabela 11.4 da norma;
- l = vão da vigota;
- $(E * I)_{eq}$ = rigidez equivalente
- a = flecha imediata

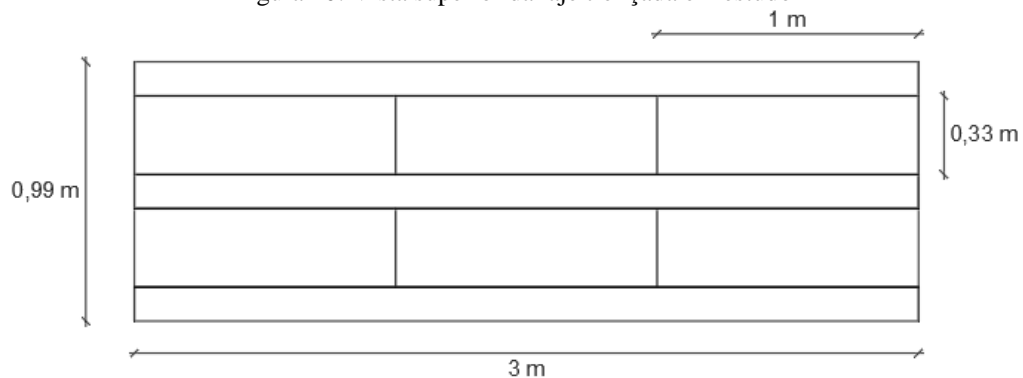
3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Para uma melhor organização, o trabalho proposto foi desenvolvido em três etapas, a saber: a primeira consistiu no cálculo e detalhamento da armadura de flexão da laje em estudo; na segunda foi feita a determinação do traço do concreto que foi utilizado para fabricação das vigotas e para execução da própria laje; já a terceira se baseou no cálculo da deformação, utilizando um modelo matemático, seguida da medição da deformação imediata da laje executada.

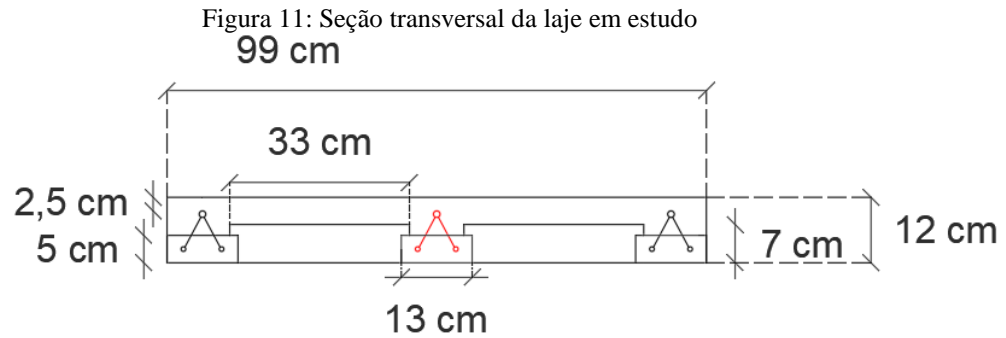
Nas três etapas, o trabalho teve como fonte de pesquisa a leitura em documentos, livros e periódicos com originalidade primária e secundária. Utilizou-se também documentos legais, tais como as Normas Brasileiras (NBR). A segunda e terceira etapas foram atividades em campo, para execução da laje e observação da medição da deformação imediata, no intuito de fundamentar os resultados.

A pesquisa tem caráter descritivo, já que foi feita uma análise comparativa entre a deformação imediata estimada e a real. Quanto aos resultados foram de natureza qualitativa e quantitativa, tendo em vista a exibição de tabelas, os números das deformações da laje, seguindo de uma análise dos resultados. Todas as etapas foram realizadas utilizando o detalhamento da laje treliçada em estudo exposto na Figura 12 e Figura 13. Em que nas vigotas pré-moldadas os diâmetros das barras de aço dos banzos inferiores foram de $4,2\text{ mm}$, o do banzo superior de 6 mm , e os diâmetros das diagonais de $3,4\text{ mm}$. O material de enchimento utilizado foi o poliestireno expandido (EPS) com 99 cm de comprimento, 33 cm de largura e 7 cm de altura. A capa de concreto resultou em uma altura de 5 cm , colocada sobre os elementos leves. As seções a seguir mostram como foi desenvolvida cada uma das etapas.

Figura 10: Vista superior da laje treliçada em estudo



Fonte: Autor



Fonte: Autor

3.1 CÁLCULO E DETALHAMENTO DA ARMADURA DE FLEXÃO

A armadura da laje treliçada foi dimensionada no estado limite último de flexão, obedecendo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) e seguindo o passo-a-passo do modelo de cálculo apresentado na seção 2.3 deste trabalho. Para o cálculo da estrutura ser considerado no estado limite último, com a peça trabalhando no estágio III, foi utilizada a combinação última normal, de acordo com o item 11.8.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Sendo o momento de cálculo nesse estado (M_d) mostrado na equação abaixo.

$$M_d = \gamma_{fg} * M_g + \gamma_{fq} * M_q \quad (3.1)$$

Sendo:

γ_{fg} = coeficiente de ponderação para as ações permanentes no ELU, encontrado na tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde a partir dela foi possível definir seu valor que para ações normais de carga permanente desfavorável foi de 1,4.

γ_{fq} = coeficiente de ponderação para as ações variáveis no ELU, encontrado na tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde a partir dela foi possível definir seu valor, que para ações normais de carga variável desfavorável foi de 1,4.

M_g = momento fletor resultante de carregamentos permanentes.

M_q = momento fletor resultante de carregamentos variáveis.

Um dos parâmetros utilizados para a determinação da armadura de flexão é a resistência característica a compressão do concreto. Para este trabalho foi usado o valor de 25 Mpa, ele foi

encontrado a partir do valor da resistência a compressão aos 14 dias dos corpos de prova confeccionados com o primeiro concreto fabricado por meio do traço achado na próxima seção, em que o valor do F_{ck} utilizado neste trabalho foi o estimado, com base no valor da resistência aos 14 dias, para 28 dias. A determinação da resistência a compressão dos corpos de prova foi realizada seguindo as especificações da NBR 5739 (ABNT, 2007). A estimativa foi feita de acordo com a equação abaixo, presente na NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\beta_1 = F_{ckj}/F_{ck} \quad (3.2)$$

Sendo:

$$\beta_1 = \exp\left(S * \left(1 - (28/t)^{1/2}\right)\right) \quad (3.3)$$

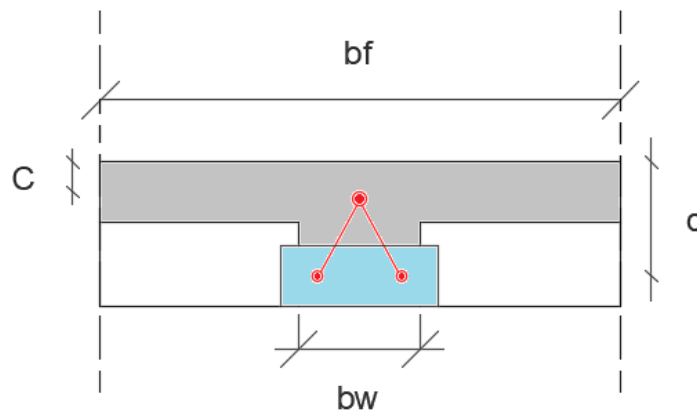
Onde:

$S = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;

t = a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

Além disso, para realização do cálculo da área de aço da laje treliçada foi necessário coletar as características geométricas da laje em estudo (Figura 12), como: vão efetivo; altura da laje; largura da mesa colaborante, entre outros parâmetros expostos na Tabela 4.

Figura 12: Seção transversal da laje treliçada



Fonte: Autor

Tabela 4:Características da laje necessárias para o cálculo da armadura de flexão

Características da laje	
fck	25 Mpa
bf	43 cm
h	12 cm
bw	10 cm
Lx	3 m
Fy	500 Mpa
c	2,5 cm

Fonte: Autor

3.2 DETERMINAÇÃO DO TRAÇO DO CONCRETO E EXECUÇÃO DA LAJE

3.2.1 Determinação do traço do concreto

O traço do concreto utilizado na execução da laje treliçada foi encontrado a partir do método de dosagem da Associação Brasileira de Concreto Portland (ABCP). O concreto foi dosado com uma resistência característica (F_{ck}) de 20 Mpa e um abatimento de tronco de cone de $80 \pm 10 \text{ mm}$, o cálculo da dosagem está contido no Apêndice A deste trabalho e teve como traço 1: 1,98: 3: 0,54, que trata respectivamente da quantidade de cimento, areia, brita e água. O método faz uso de parâmetros oriundos da caracterização dos agregados miúdo, graúdo e do cimento, que compõem o concreto utilizado.

A caracterização dos agregados foi feita obedecendo as prescrições das seguintes normas: a NBR NM 248 (ABNT, 2003) e NBR 7211 (ABNT, 2005) para a determinação da composição granulométrica de ambos os agregados, no intuito de obter o módulo de finura e a dimensão máxima característica. A NBR NM 45 (2006) a fim de determinar a massa unitária compactada do agregado graúdo e a NBR 9779 (ABNT, 1987) na intenção de estimar a massa específica do agregado miúdo.

Após determinado o traço e conhecidas as suas características foi possível iniciar a execução do protótipo.

3.2.2 Execução da laje

Inicialmente foram executadas duas paredes de alvenaria com dimensões de um metro de altura por um de largura, no intuito de servirem como apoio para as vigotas treliçadas. As

paredes foram colocadas em uma distância de 3m e, em seguida, a parte superior delas foi nivelada com uma argamassa de traço 1:3.

Figura 13: Nivelamento pronto da parte superior das paredes de alvenaria que vai receber a laje



Fonte: Autor

Concomitante às paredes de apoio foram executadas três vigotas treliçadas, com um concreto com o mesmo traço que foi utilizado na laje. Após a concretagem, as vigotas foram curadas durante sete dias, através do represamento de água.

Figura 14: Execução das vigotas usadas na laje treliçada



Fonte: Autor

Com os apoios nivelados e as vigotas prontas, foram executadas as escoras com pontaltes e guias mestres (tábuas) formando um pequeno pórtico (Figura 15) sendo posicionados a cada metro. Posteriormente, as vigotas foram colocadas sobre as escoras e os apoios, posicionando o material de enchimento, que para este trabalho foram de polietileno

expandido (EPS) nas extremidades como gabarito do espaçamento entre as vigotas. Depois disso o restante dos blocos de EPS foi posicionado, seguido da armadura de distribuição (sendo colocada transversalmente às vigotas principais).

Figura 15: Vigotas apoiadas nas paredes com os blocos de EPS e armadura de distribuição



Fonte: Autor

Em seguida as formas laterais foram executadas. Depois disso a laje foi executada com concreto fabricado com o auxílio de uma betoneira, lançado e adensado com o uso do vibrador de imersão tipo agulha, modelo VPBS-50. Simultaneamente ao adensamento foi realizado o acabamento da laje, com uma régua e colher de pedreiro, Figura 16.

Figura 16: Adensamento e acabamento da laje



Fonte: Autor

Do mesmo modo das vigotas a laje foi molhada durante sete dias consecutivos, nos turnos da manhã e da tarde, gerando assim um bom processo de cura. Toda a execução da laje seguiu as recomendações da NBR 14931 (ABNT, 2004).

3.3 CÁLCULO E MEDIÇÃO DAS FLECHAS IMEDIATAS

Nesta seção será demonstrado como foi feita a estimativa da flecha imediata por meio de cálculo e a forma como ela foi mensurada em campo, apresentando o equipamento e o modo como ele foi utilizado.

3.3.1 Estimativa da flecha imediata

Para o cálculo da flecha imediata da laje treliçada em estudo foi adotado o modelo de cálculo exposto na seção 3.4 deste trabalho, onde se considera presença da armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo dessa armadura e segue as prescrições do item 17.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014). A estrutura foi analisada isoladamente, ou seja, o cálculo da flecha foi feito para uma vigota, submetida à combinação quase permanente de serviço, que segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) é necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas. Nesta combinação, todas as ações variáveis são consideradas com seus

valores quase permanentes. O item 11.8.3.2 desta norma apresenta a equação para o cálculo das solicitações.

$$F_{d, serv} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} * F_{qj,k} \quad (3.4)$$

Em que:

$F_{d, serv}$ = o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

ψ_{2j} = o fator de redução de combinação quase permanente para ELS encontrado na tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde a partir dela foi possível definir seu valor que, para cargas acidentais de edifícios onde não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas, foi de 0,3.

Com a posse do momento de cálculo nessa combinação e as características geométricas da seção transversal da vigota no estágio I e no estágio II puro, foi possível encontrar a estimativa da flecha imediata.

3.3.2 Medição da flecha imediata no protótipo em campo

Passados 28 dias da execução da laje em estudo, a flecha imediata foi aferida com o auxílio de um defletômetro. Antes da retirada das escoras, o aparelho foi colocado sob o meio da nervura central, apoiado em um suporte feito com blocos de concreto. Com o propósito de uma averiguação mais precisa, a base do equipamento foi nivelada com gesso. A Figura 17 mostra como foi feito todo o processo.

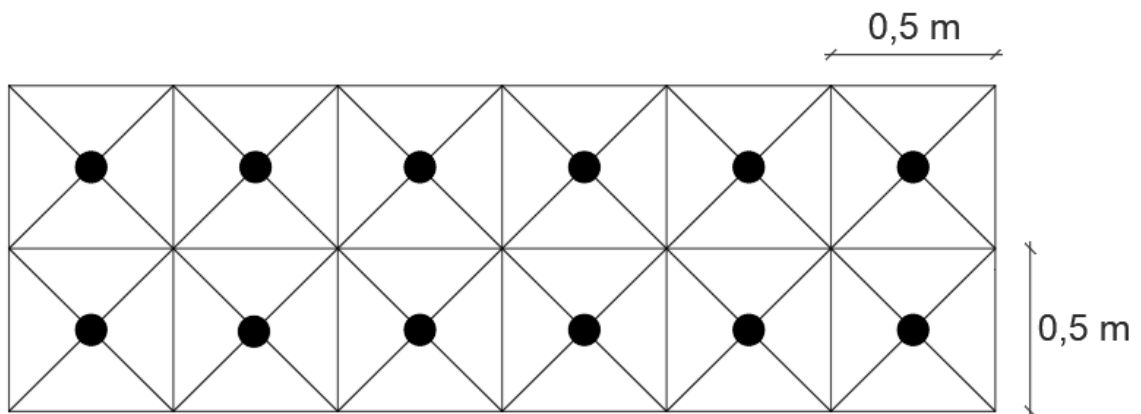
Figura 17: Defletômetro instalado



Fonte: Autor

Instalado o defletômetro, foi feita a distribuição das cargas sobre a laje simulando o carregamento na combinação quase permanente de serviço, onde para esse caso resultou em 30% da carga variada aplicada sobre a laje treliçada. A carga variável adotada no cálculo da laje foi de $1,5 \text{ KN/m}^2$. Assim, para uma disposição uniforme do carregamento foram cheios doze garrafões com água até uma massa de $11,5 \text{ Kg}$ e colocados sobre a laje em cada ponto indicado, como na Figura 18.

Figura 18: Esquema de distribuição dos garrafões com água na laje em estudo



Fonte: Autor

Foram coletados treze valores de flechas imediatas. O primeiro, quando analisado, não continha nenhum garrafão em cima da laje, sendo o valor observado resultante apenas do peso próprio da estrutura. Em seguida foi posicionado cada garrafão, começando pelo centro do vão, e a cada garrafão posto foi realizada a averiguação da medida da flecha imediata no defletômetro.

Figura 19: Garrafões colocados sobre a laje



Fonte: Autor

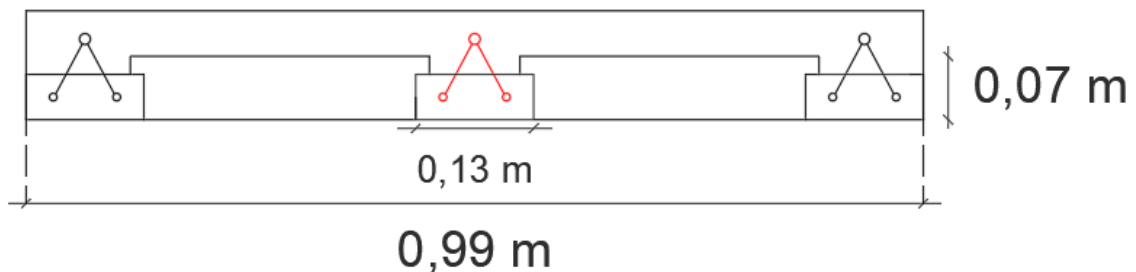
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo tem por finalidade apresentar os resultados dos cálculos da armadura de flexão das vigotas pré-moldadas, da deformação imediata e os resultados das medições das deformações feitas no protótipo construído. Para uma melhor apresentação e entendimento dos dados, serão apresentados os cálculos com as equações necessárias, de acordo com os modelos expostos no capítulo dois.

4.1 CÁLCULO DA ARMADURA DE FLEXÃO

Como visto na seção 2.3 deste trabalho, inicialmente para o cálculo da armadura de tração é necessário encontrar a mesa colaborante. Para o caso em estudo foi adotada a largura total da laje, no intuito das vigotas das extremidades não ficarem subarmadas. Sendo assim, os esforços (peso próprio e carga acidental) e a área de aço foram calculados para a laje como um todo.

Figura 20: Mesa colaborante



Fonte: Autor

Com posse das características da seção transversal e da NBR 6120 (ABNT, 1980) foi encontrada uma carga permanente de 1,92 KN/m e uma carga acidental de 1,485 KN/m , como no cálculo descrito abaixo:

$$Carga\ permanente\ (P.P) = [(3 * 0,13 * 0,07) + (0,05 * 0,99)] * 25\ K/m^3 \quad (4.1)$$

$$P.P = 1,92\ KN/m$$

$$Carga\ acidental\ (A.C) = 0,99m * 1,5\ KN/m^2 \quad (4.2)$$

$$A.C = 1,485 \text{ KN/m}$$

Para definir o momento de cálculo (M_d) no estado limite último utilizou-se a seguinte combinação:

$$M_d = \gamma_{fg} * M_g + \gamma_{fq} * M_q \quad (4.3)$$

Onde:

M_g = Momento resultante das cargas permanentes sendo:

$$M_g = \frac{q * l^2}{8} = \frac{1,92 * 3^2}{8} = 2,16 \text{ KN.m} \quad (4.4)$$

M_q = Momento resultante das cargas variáveis

$$M_q = \frac{q * l^2}{8} = \frac{1,485 * 3^2}{8} = 1,67 \text{ KN.m} \quad (4.5)$$

γ_{fg} = Coeficiente de ponderação das cargas permanentes que para esta situação definiu-se que seu valor é igual a 1,4

γ_{fq} = Coeficiente de ponderação para ações variáveis que para esta circunstância definiu-se que seu valor é igual a 1,4

Substituindo os dados na Eq.4.3 temos que:

$$M_d = 1,4 * 2,16 + 1,4 * 1,67 \quad (4.6)$$

$$M_d = 5,362 \text{ KN.m}$$

Usando o momento de cálculo obtido acima e os parâmetros presentes na Tabela 5 foi possível, através das equações abaixo, encontrar os valores adimensionais KMD e KZ e KX para posteriormente determinar a posição da linha neutra e a área de aço necessária para resistir aos esforços de tração.

Tabela 5: Parâmetros necessários para determinar a área de aço

Parâmetros	Valores
d (m)	0,08
fcd (Mpa)	18,11
fyd (Mpa)	521,74
bw (m)	0,99

Fonte: Autor

Onde:

fcd = Resistência característica do concreto utilizada (25 Mpa) com o coeficiente de ponderação, que para este caso foi usado o valor de 1,4

fyd = Resistência de escoamento do aço utilizada (600 Mpa) com o coeficiente de ponderação, que para este trabalho foi usado o valor de 1,15

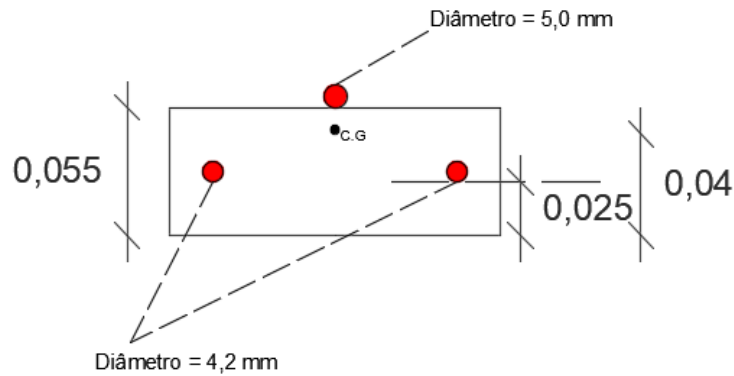
bw = Largura da mesa colaborante

d = Área útil encontrada através do centro de gravidade (C.G) das barras de aço da armadura de tração usadas nas vigotas. A equação e os dados necessários (Figura 23) para a realização deste cálculo encontra-se logo abaixo.

$$C.G = \frac{\sum Y * A}{\sum A} \quad (4.7)$$

$$C.G = \frac{(2,7 * 2 * 0,139) + (5,75 * 0,196)}{0,474} = 4 \text{ cm} = 0,04 \text{ m}$$

Figura 21: Dados necessários para encontrar o centro de gravidade



Fonte: Autor

Com os dados acima é possível determinar o valor de KMD.

$$KMD = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} \quad (4.8)$$

$$KMD = \frac{5,362}{0,99 * 0,08^2 * 18,11 * 10^3} = 0,046$$

Determinado o valor de KMD e verificado o quadro, que contém os valores para cálculo de armadura longitudinal, no Anexo I deste trabalho, foi encontrado $KZ = 0,972$ e $KX = 0,07$. Com isso, através da equação abaixo foi possível indicar a posição da linha neutra.

$$x = KX * d \quad (4.9)$$

$$x = 0,07 * 0,08 = 0,56 \text{ cm}$$

Com base no valor da linha neutra foi possível chegar a algumas conclusões. Foi observado que a seção transversal está no domínio 2, com a deformação no aço de 10,0 ‰ e no concreto, menor que 3,5 ‰, em que concreto não está trabalhando em sua totalidade. Sabendo que a mesa de compressão é igual à altura da capa de concreto, ao qual tem valor de 5 cm, foi constatado que a linha neutra, com profundidade de 0,5cm, foi menor que a espessura da mesa de compressão, podendo assim realizar o dimensionamento como seção retangular.

$$A_s = \frac{M_d}{KZ * d * f_{yd}} \quad (4.10)$$

$$A_s = \frac{5,362}{0,972 * 0,08 * 521,74 * 10^3} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Já que a área de aço foi calculada para a laje como um todo, para encontrar a armadura de cada vigota foi necessário dividir o valor acima por três, como mostra a equação abaixo.

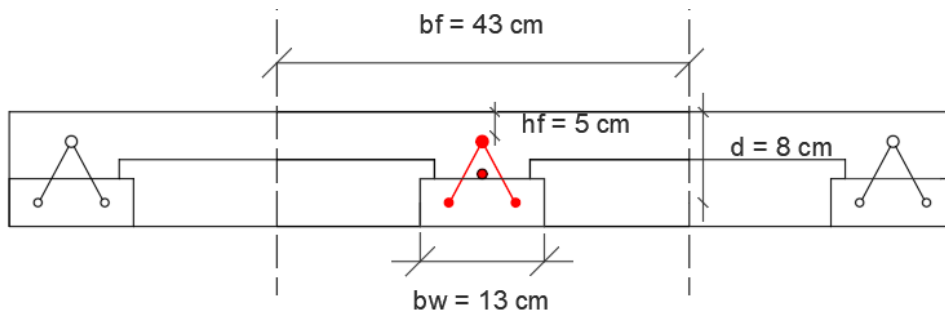
$$A_{S_{vigota}} = \frac{1,32}{3} = 0,44 \text{ cm}^2 \quad (4.11)$$

Sendo assim, a área de aço adotada para a determinação da altura útil, em que foi usada duas barras com diâmetro de 4,2 mm e uma com 5 mm, foi suficiente para a laje treliçada resistir aos esforços de tração, já que a área de aço gerada por essas barras teve valor igual a 0,478 cm², maior que a encontrada na equação 4.10. Com isso, pôde-se adotar os diâmetros contidos na Figura 21.

4.2 ESTIMATIVA DA FLECHA IMEDIATA

A flecha imediata da vigota central foi encontrada seguindo a rotina de cálculo do modelo apresentado na seção 2.3.4 deste trabalho. Primeiro, foi preciso coletar características da seção transversal da vigota, apresentadas na Figura 22.

Figura 22: Características da seção transversal da vigota para a determinação da flecha imediata



Fonte: Autor

Prosseguiu-se então calculando as características da seção transversal em “T” no estágio I, com armadura longitudinal A_s da vigota determinada na seção anterior.

$$A_h = (b_f - b_w) * h_f + b_w * h + A_s * (\alpha - 1) \quad (4.12)$$

$$A_h = (43 - 13) * 5 + 13 * 12 + 0,478 * (7,45 - 1)$$

$$A_h = 309,08 \text{ cm}^2$$

O parâmetro “ α ” é a relação entre os módulos de deformação longitudinal do aço (E_s) e do concreto (E_c). Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante a NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda um valor de 210 GPa, para o módulo de deformação do aço. E quanto ao módulo de deformação longitudinal do concreto, a mesma norma apresenta uma equação que relaciona a resistência característica do concreto (F_{ck}) com seu agregado graúdo.

$$E_{cs} = (\alpha_E * 5600 * \sqrt{F_{ck}}) * \left(0,8 + 0,2 * \frac{F_{ck}}{80}\right) \quad (4.13)$$

Em que:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Para este trabalho foi usado o $\alpha_E = 1,0$. Assim com o valor do $F_{ck} = 25,36 \text{ MPa}$, temos que:

$$E_{cs} = \left(1 * 5600 * \sqrt{25,36}\right) * \left(0,8 + 0,2 * \frac{25,36}{80}\right) = 24,348,64 \text{ MPa} \quad (4.14)$$

Com isso:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210}{24,35} = 8,62 \quad (4.15)$$

Em seguida, foi determinado o centro de gravidade e o momento de inércia à flexão da seção transversal em “T” no estádio I.

Centro de gravidade:

$$Y_h = \frac{(b_f - b_w) * \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w * \frac{h^2}{2} + A_s * (\alpha - 1) * d}{A_h} \quad (4.16)$$

$$Y_h = \frac{(43 - 13) * \left(\frac{5^2}{2}\right) + 13 * \frac{12^2}{2} + 0,478 * (8,62 - 1) * 8}{309,08}$$

$$Y_h = 4,34 \text{ cm}$$

Momento de Inércia à flexão no estádio I:

$$I_g = \frac{(b_f - b_w) * h_f^3}{12} + \frac{b_w * h^3}{12} + (b_f - b_w) * h_f * \left(Y_h - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w * h * \left(Y_h - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s * (\alpha - 1) * (y_h - d)^2 \quad (4.17)$$

$$I_g = \frac{(43 - 13) * 5^3}{12} + \frac{13 * 12^3}{12} + (43 - 13) * 5 * \left(4,34 - \frac{5}{2}\right)^2 + 13 * 12 * \left(4,34 - \frac{12}{2}\right)^2 + 0,478 * (8,62 - 1) * (4,34 - 8)^2$$

$$I_g = 3171,01 \text{ cm}^4$$

Dando seguimento ao cálculo foi necessário definir a posição da linha neutra X_{II} no intuito de determinar as características geométricas da seção transversal no estádio II.

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 * a_1 * a_3}}{2 * a_1} \quad (4.18)$$

Sendo:

$$a_1 = b_w / 2 \quad (4.19)$$

$$a_1 = 6,5 \text{ cm}$$

$$a_2 = h_f * (b_f - b_w) + (\alpha_e - 1) * A'_s + \alpha_e * A_s \quad (4.20)$$

$$a_2 = 5 * (43 - 13) + (8,62 - 1) * 0 + 8,62 * 0,478$$

$$a_2 = 154,12 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -d' * (\alpha_e - 1) * A'_s - d * \alpha_e * A_s - \frac{h_f^2}{2} * (b_f - b_w) \quad (4.21)$$

$$a_3 = 0 * (8,62 - 1) * 0 - 8 * 8,62 * 0,478 - \left(\frac{5^2}{2}\right) * (43 - 13)$$

$$a_3 = -407,96 \text{ cm}^3$$

Substituindo na equação 4.17, temos:

$$x_{II} = \frac{-154,12 \pm \sqrt{154,12^2 - 4 * 6,5 * -407,96}}{2 * 6,5} \quad (4.22)$$

$$x_{II} = 2,40\text{cm}$$

Com o valor de x_{II} foi possível calcular o momento de inércia da seção transversal no estágio II puro:

$$I_{x,II_0} = \frac{b_w * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (x_{II} - d)^2 \quad (4.23)$$

$$I_{x,II_0} = \frac{43 * 2,40^3}{3} + 8,62 * 0,478 * (2,40 - 8)^2$$

$$I_{x,II_0} = 327,36 \text{ cm}^4$$

Prosseguiu-se com o cálculo do momento de fissuração (M_r) e o momento solicitante na combinação quase permanente de serviço.

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{Y_t} \quad (4.24)$$

$$M_r = \frac{1,2 * 2,59 * 10^6 * 3,171 * 10^{-5}}{0,077}$$

$$M_r = 1,28 \text{ KN.m}$$

Sendo:

$$f_{ct,m} = 0,3 * F_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 * \left(25,36^{\frac{2}{3}}\right) = 2,59 \quad (4.25)$$

$$Y_t = d - Y_h = 12 - 4,34 = 0,077 \quad (4.26)$$

Para determinar o momento ativo na combinação quase permanente de serviço foi usada a combinação abaixo. Os valores da carga permanente e da carga acidental usados na combinação do cálculo foram os proporcionais para seção transversal da vigota usada no cálculo do deslocamento (Figura 22). Assim, como para uma mesa colaborante de 0,99 m foi obtida uma carga permanente de 1,92 KN/m, para uma mesa de 0,43 obteve-se uma carga permanente de 0,834 KN/m. Do mesmo modo, para a carga variável, foi encontrado o valor de 0,645 KN/m.

$$F_{d,serv} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} * F_{qj,k} \quad (4.27)$$

$$F_{d, serv} = 0,833 + 0,3 * 0,645$$

$$F_{d, serv} = 1,0275 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{q * l^2}{8} \quad (4.28)$$

$$M_s = \frac{1,0275 * 3^2}{8}$$

$$M_s = 1,15 \text{ KN.m}$$

Com posse dos momentos de inercia da seção no estádio I e estádio II puro, do momento de fissuração e do momento fletor solicitante, foi calculada a rigidez equivalente pelo modelo proposto por Branson (1968), no qual admite para todo o elemento de concreto uma inércia, que representa os trechos fissurados e não fissurados.

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} * \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] * I_{II} \right\} \quad (4.29)$$

$$(EI)_{eq,t0} = 24348,64 * 10^6 * \left\{ \left(\frac{1,28 * 10^3}{1,15 * 10^3} \right)^3 * 3,171 * 10^{-5} + \left[1 - \left(\frac{1,28 * 10^3}{1,15 * 10^3} \right)^3 \right] * 327,33 * 10^{-8} \right\}$$

$$(EI)_{eq,t0} = 1034,45 \text{ KN * m}^2$$

Por último, a rigidez equivalente foi aplicada na equação da flecha imediata. O parâmetro “ α_c ” abaixo é o coeficiente que depende da condição estática do sistema considerado e do tipo de ações atuantes. No caso de vigas simplesmente apoiadas e carga uniformemente distribuída, $\alpha_c = 5/384$.

$$a = \frac{\alpha_c * p * l^4}{(E * I)_{eq}} \quad 4.30$$

$$a = \frac{\left(\frac{5}{384} \right) * 1,15 * 10^3 * 3^4}{1034,45 * 10^3}$$

$$a = 1,172 \text{ mm}$$

A flecha imediata estimada pelo modelo matemático contido na NBR 6118 (ABNT, 2014) resultou no valor de 1,172 mm.

4.3 MEDIÇÃO DA FLECHA IMEDIATA DO PROTÓTIPO E ANÁLISE DOS DADOS

Como visto na metodologia foram coletados 13 valores de flechas imediatas. A primeira deformação averiguada foi causada apenas pelo peso próprio da estrutura, as demais foram resultantes das cargas acidentais, simuladas com garrações com água, colocadas sobre a estrutura. A Tabela 6 apresenta os resultados acumulados das deformações medidas após a colocação de cada garrafão, exibindo suas respectivas flechas imediatas até chegar o seu valor final de 0,840mm, onde toda a carga acidental já estava inserida sobre a laje.

Tabela 6: Resultados obtidos das medições das deformações imediatas de cada garrafão colocado sobre a laje treliçada

Quantidade de Garrações	Deformação Imediata acumulada (mm)	Contribuição para flecha imediata final (%)	Contribuição Acumulada (%)
0	0,265	32%	32%
1	0,340	9%	40%
2	0,390	6%	46%
3	0,425	4%	51%
4	0,500	9%	60%
5	0,570	8%	68%
5'	0,645	9%	77%
6	0,675	4%	80%
7	0,720	5%	86%
8	0,760	5%	90%
9	0,780	2%	93%
10	0,800	2%	95%
11	0,815	2%	97%
12	0,840	3%	100%

Fonte: Autor

A terceira coluna da tabela acima mostra a contribuição que cada carga inserida gerou na flecha imediata, onde foi observado que a cada garrafão colocado a laje deformou um pouco. No entanto, a maior parcela foi do peso próprio da estrutura, responsável por 32% da deformação imediata total.

Gráfico 1: Valores da deformação, em mm, que cada garrafão com água contribuiu para a flecha imediata.



Fonte: Autor

Observando a Tabela 6 e o Gráfico 1, foi averiguado que a contribuição para a flecha imediata final do primeiro ao oitavo garrafão variou entre 4 e 9%, depois reduziu para 2 e 3%. Esses resultados são extremamente plausíveis, já que os garrafões foram posicionados começando pelo centro do vão, longe dos apoios. No quinto garrafão houve duas aferições da deformação (5 e 5'), isso por conta do tempo que houve entre a colocação dele e do sexto garrafão. Nesse pequeno período, cerca de 2 minutos, a deformação da laje aumentou de 0,57 para 0,645 mm. Nos demais garrafões não foi constatado mais nenhuma variação da deformação entre os seus posicionamentos.

Por último, comparou-se os valores da deformação imediata obtida através da medição no protótipo e da alcançada por meio do modelo matemático, podendo-se observar que elas não foram iguais, pois houve uma diferença de 0,332 mm entre os dois valores.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados discutidos no capítulo 4 do presente trabalho, intitulado Estudo teórico-experimental da deformação imediata de laje nervurada com vigotas treliçadas pré-moldadas, foram observadas algumas questões importantes, apresentadas a seguir.

Quanto aos objetivos do trabalho, verificou-se que foram alcançados, uma vez que foi feita a comparação da deformação imediata da laje real com outra obtida através do modelo matemático presente na NBR 6118 (ABNT, 2014). Por meio dessa comparação, foi constatado que houve uma discrepância entre os dados, pois de acordo com os resultados da previsão, a magnitude da flecha imediata real deveria ser de 1,17 mm, sendo que, na situação real, medida com o defletômetro após a retirada das escoras e inserção do carregamento variável, a laje deformou 0,84 mm.

Esta divergência se explica pelo fato do modelo simplificado de Branso (1968), usado para previsão da flecha imediata, admitir para todo o elemento de concreto uma inércia média, que representa os trechos fissurados e não fissurados. Assim, por ser valores aproximados há uma grande chance de não serem representativos, levando a diferença entre os valores real e estimado.

Outro fator que pode ter influenciado nesta discrepância foi a resistência característica a compressão do concreto (f_{ck}) adotada no cálculo da deformação. Como houve um controle rigoroso do concreto fabricado para a execução do protótipo, onde os materiais foram dosados em massa e a água de amassamento foi corrigida em função da correção de umidade dos agregados, a resistência final pode ter sido maior que a adotada no cálculo da deformação, fazendo com que a laje deformasse menos que o previsto.

Conclui-se, portanto, que apesar de ter havido divergências entre os valores da deformação imediata obtidos nesta pesquisa, a estimativa feita pelo modelo contido na NBR 6118 (ABNT, 2014) cumpriu seu papel, já que seu valor foi de maior magnitude se comparado com a flecha real, favorecendo assim a segurança da estrutura quanto à deformação excessiva.

REFERÊNCIAS

- ALVA, G.M.S. **Estados limites de serviço segundo a NBR 6118**. Universidade Federal de Santa Maria. Departamento de Estruturas e Construção Civil. Disponível em: <<http://www.ufsm.br/decc/ecc1008/downloads/els6118.pdf>.> Acesso em: 16 nov. 2018.
- AMBROZEWICZ, Paulo Henrique Laporte. **Materiais de Construção: normas, especificações e ensaios de laboratório**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2012.
- ANDOLFATO, Rodrigo Piernas. **Controle Tecnológico Básico do Concreto**. Ilha Solteira, 2002. Apostila do curso do curso técnico de controle tecnológico do concreto. Disponível em: <https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/controle-tecnologico-basico-do-concreto.pdf>. Acesso em: 10 mar. 2019.
- ARAGÃO, Helio Guimarães. **Análise estrutural de lajes pré-moldadas produzidas com concreto reciclado de construção e demolição**. 2007. 126 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.
- ARCELORMITTAL. **Manual Técnico de Lajes Treliçadas**. [S. l.: s. n.], 2010. 42 p. Disponível em: <http://longos.arcelormittal.com.br/pdf/produtos/construcao-civil/outros/manual-tecnico-trelicas.pdf>. Acesso em: 5 mar. 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; **Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**; Rio de Janeiro; 2003 (NBR 6118).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; **Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**; Rio de Janeiro; 1980 (NBR 6118).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**; Rio de Janeiro; 1980 (NBR 6120).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; **Laje pré-fabricada - Pré-laje – Requisitos Parte 1: Lajes unidirecionais**; Rio de Janeiro; 2002 (NBR 14860-1).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; **Laje pré-fabricada – Requisitos Parte 2: Lajes bidirecionais**; Rio de Janeiro; 2002 (NBR 14859-2).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; **Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**; Rio de Janeiro; 2014 (NBR 6118).
- BARBOSA, Marcelo Diego de Almeida. **Análise de flechas em vigas de concreto armado**. 89f. Monografia – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.
- BARONI, Henriette Justina Manfredini. **Avaliação do comportamento dos deslocamentos transversais ao longo do tempo em vigas de concreto armado não**

- convencional**. 2003. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. 2006. 98f. Notas de Aula – UNESP, Bauru –SP, 2006. Disponível em: <wwwp.feb.unesp.br/pbastos>
 - BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Histórico e principais elementos Estruturais de concreto armado**. 2006. 16f. Notas de Aula – UNESP, Bauru –SP, 2006. Disponível em: <wwwp.feb.unesp.br/pbastos>
 - BRANSON D. E. **Procedures for Computing Deflections**. ACI Journal; New York, USA, 1968.
 - CAIXETA, D. P.. **Contribuição ao estudo de lajes pré-moldadas com vigas treliçadas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas. Campinas 1998.
 - CARVALHO, João Dirceu Nogueira de. Sobre as origens e desenvolvimento do concreto. **Revista Tecnológica**, [S. l.], 2008.
 - CARVALHO, Roberto Chust ; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturais usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2015. v. 1.
 - CARVALHO, Roberto Chust ; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturais usuais de concreto armado**. São Paulo: Pini, 2009. v. 2.
 - FLÓRIO, M. C. **Estudo experimental de vigotas pré-moldadas e nervuras de concreto armado para execução de lajes unidirecionais**. Relatório final de iniciação científica 00/11854-0-0, Fapesp. São Carlos, SP. 2001.
 - FLÓRIO, Márcio Cardozo. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado**. 2004. 240 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2003.
 - GASPAR, R. Análise da Segurança Estrutural das Lajes Pré-fabricadas na Fase de Construção. Dissertação (Mestrado em Estruturas). USP. São Paulo. SP. 1997.
 - Ghali, A.; Favre, R. **Concrete structures: stresses and deformations**. Londres: Chapman & Hall, 1986.
 - HELENE, Paulo; ANDRADE, Tibério. Concreto de Cimento Portland. *In*: ISAIA, Geraldo C. **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. São Paulo: Arte Interativa, 2017. Disponível em: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/07/lc48.pdf>. Acesso em: 3 mar. 2019.

- JÚNIOR, Tarley Ferreira de Souza. **Estruturas de concreto armado**. s/d. 23f. Notas de Aula – Universidade Federal de Lavras, Minas Gerais, Disponível em: < http://www.tooluizrego.seed.pr.gov.br/redeescola/escolas/27/2790/30/arquivos/File/Disciplinas%20Conteudos/Quimica%20Subsequente/Quimica%20Inorganica/Carlos_3Sem_Concreto.pdf>
- KAEFER , Luís Fernando. **A Evolução do Concreto Armado**. São Paulo, 1998. Disponível em: <http://wwwp.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/HistoriadoConcreto.pdf>. Acesso em: 4 mar. 2019.
- KATAOKA, L. T. Estudo Experimental da Deformação ao Longo do Tempo de Lajes Contínuas e Simplesmente Apoiadas Executadas com Vigotas Pré-Moldadas de Concreto. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP. 2005
- MOURA, Marcio Wrague. MARCELLINO, Narbal Ataliba. **Avaliação da deformação em lajes bidirecionais de concreto armado**. 2003. 12f. Artigo – V Simpósio Epusp Sobre Estruturas de Concreto, Florianópolis- SC, 2003.
- NEVILLE, A.M. **Propriedades do Concreto**. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016. 841 p.
- ORTIZ, Icléa Reys. **Concreto armado: conceitos e funcionamento**. s/d. 18f. Notas de Aula – Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Disponível em: https://webserver2.tecgraf.puc-rio.br/ftp_pub/lfm/civ1113-matconcreto1.pdf>
- PEREIRA, Caio. **Laje: O que é e principais tipos**. Escola Engenharia, 2018. Disponível em: < <https://www.escolaengenharia.com.br/laje/>>. Acesso em: 5 de novembro de 2018.
- PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.
- RODRIGUES, P. P. F. **Parâmetros de dosagem do concreto**. São Paulo: ABCP, 1984
- ROGGE A. C . **Estudo experimental da deformação ao longo do tempo de lajes com nervuras pré-moldadas**. Relatório parcial de iniciação científica – Processo 00/01898-0, Fapesp,São Carlos, SP, 2000.
- SANTOS, José Sérgio dos. **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios: concreto armado e protendido**. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.
- SANTOS, Roberto Eustaáquio dos. **A ARMAÇÃO DO CONCRETO NO BRASIL: história da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia**. 2008. Tese (Doutorado) - Faculdade de educação da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

APÊNDICE A

Para determinação do traço foi utilizado os parâmetros contidos na Tabela 7 abaixo, aos quais foram determinados através dos ensaios contidos nas normas especificadas na seção 3.2.1 deste trabalho.

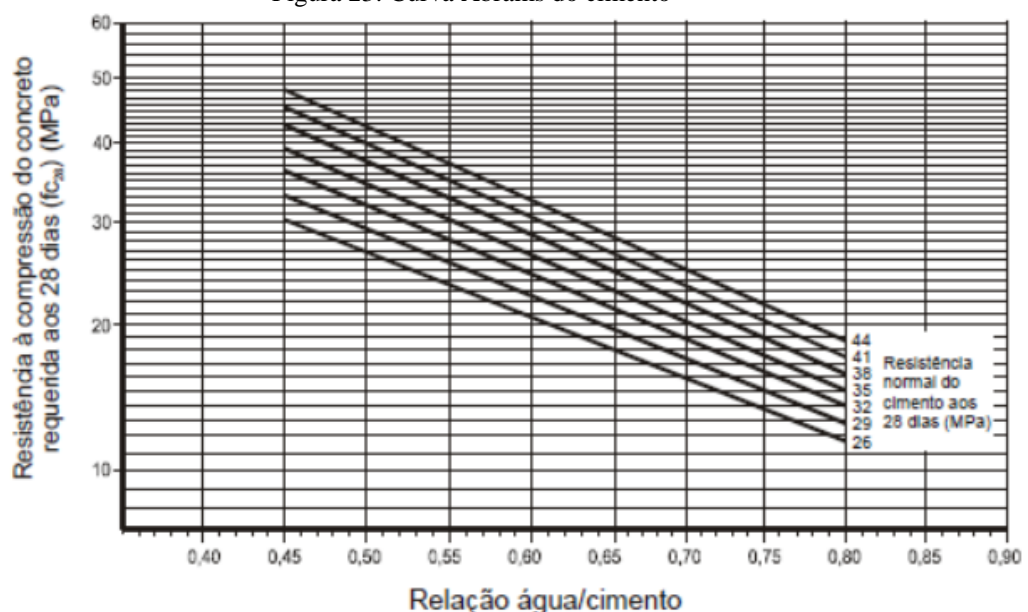
Tabela 7: Parâmetros necessários para determinação do traço do concreto

Parâmetros	Valores
Fc28	26,6 Mpa
Resistência do cimento aos 28 dias	35 Mpa
Diâmetro máximo do agregado graúdo	19 mm
Módulo de finura do agregado miúdo	2,48
Massa unitária compactada do agregado graúdo	1560 Kg/m ³
Abatimento do tronco de cone "Slump Test"	80 ± 10 mm
Massa específica do cimento	3,10 Kg/m ³
Massa específica real do agregado miúdo	2,56 g/cm ³
Massa específica do agregado graúdo	2,7 Kg/dm ³

Fonte: Autor

Inicialmente foi determinada a relação água/cimento através da curva de Abrams do cimento, Figura 23, em que relaciona a resistência à compressão do concreto requerida aos 28 dias com a resistência normal do cimento aos 28 dias. Analisando a Figura 23 foi encontrado um fator de $a/c = 0,54$.

Figura 23: Curva Abrams do cimento



Fonte: Rodrigues, 1984

Em seguida foi determinado o consumo de água (C_w) fazendo uso da Tabela 8 em que relaciona a dimensão máxima característica do agregado miúdo com o abatimento da mistura. Examinando a Tabela 8 foi achado um valor de 195 l/m³.

Tabela 8: Consumo de água por metro cúbico de concreto

Abatimento (mm)	Dimensão máxima característica do agregado graúdo (mm)			
	9,5	19,0	25,0	32,0
40 a 60	215	185	180	175
60 a 80	220	190	185	180
80 a 100	225	195	190	185

Fonte: Rodrigues, 1984

Dessa forma, para definir o consumo de cimento, foi utilizada a equação abaixo:

$$C_c = \frac{C_w}{a/c} = \frac{195}{0,54} = 361,11 \text{ Kg/m}^3 \quad (1)$$

Para determinação do consumo de agregado graúdo foi utilizado a Tabela 9, que confronta os valores do módulo de finura do agregado miúdo com a dimensão máxima característica do agregado graúdo. Averiguando a Tabela 9 foi encontrado o consumo em volume do agregado graúdo de 0,7 m³.

Tabela 9: Consumo de agregado compactado seco de concreto

MF	D _{máx} (mm)			
	9,5	19,0	25,0	32,0
2,2	0,605	0,730	0,755	0,780
2,4	0,585	0,710	0,735	0,760
2,6	0,565	0,690	0,715	0,740
2,8	0,545	0,670	0,695	0,720
3	0,525	0,650	0,675	0,700
3,2	0,505	0,630	0,655	0,680
3,4	0,485	0,610	0,635	0,660

Fonte: Rodrigues, 1984

Para transformar esse consumo em volume para massa foi utilizada a equação abaixo.

$$C_b = V_v * M_u = 0,7 * 1560 = 1092 \text{ kg/m}^3 \quad (2)$$

Assim, para 1,0 metro cúbico de concreto, o volume do agregado graúdo é dado pela equação 3 a seguir.

$$V_a = 1 - \left(\frac{C_c}{\gamma_c} + \frac{C_b}{\gamma_b} + \frac{C_{ag}}{\gamma_{ag}} \right) \quad (3)$$

$$V_a = 1 - \left(\frac{361,11}{3100} + \frac{1092}{2700} + \frac{195}{1000} \right) = 0,28 \text{ m}^3$$

Para transformar o consumo de areia em volume para massa foi necessário multiplicar por sua massa específica, como mostra a equação 4.

$$C_a = V_a * \gamma_a \quad (4)$$

$$C_a = 0,28 * 2560 = 716,8 \text{ kg/m}^3$$

Com os valores de todos os materiais que compõem o concreto o traço para um metro cúbico foi:

- 361,11 kg de cimento
- 716,8 kg de areia
- 1092 kg de brita
- 195 kg de água

A representação do traço, com relação ao unitário do cimento, é apresentada segundo a expressão a seguir:

$$\frac{361,11}{361,11} : \frac{716,8}{361,11} : \frac{1092}{361,11} : \frac{195}{361,11}$$

$$1 : 1,98 : 3 : 0,54$$

ANEXO A

Tabela 10: Valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares para concretos até a classe C50.

	KMD	KX	KZ
1	0,008	0,012	0,995
2	0,017	0,025	0,99
3	0,021	0,031	0,987
4	0,025	0,038	0,985
5	0,03	0,044	0,982
6	0,034	0,051	0,98
7	0,038	0,057	0,977
8	0,042	0,064	0,974
9	0,046	0,07	0,972
10	0,055	0,083	0,967
11	0,059	0,09	0,964
12	0,063	0,096	0,961
13	0,067	0,103	0,959
14	0,071	0,109	0,956
15	0,075	0,116	0,954
16	0,079	0,122	0,951
17	0,087	0,135	0,946
18	0,091	0,142	0,943
19	0,095	0,148	0,941
20	0,099	0,155	0,938
21	0,103	0,161	0,935
22	0,11	0,174	0,93
23	0,114	0,181	0,928
24	0,118	0,187	0,925
25	0,122	0,194	0,922
26	0,125	0,2	0,92
27	0,129	0,207	0,917
28	0,133	0,213	0,915
29	0,136	0,22	0,912
30	0,14	0,226	0,909
31	0,144	0,233	0,907
32	0,147	0,239	0,904
33	0,151	0,246	0,902
34	0,154	0,252	0,899
35	0,158	0,2588	0,896
36	0,158	0,259	0,896
37	0,161	0,265	0,894
38	0,165	0,272	0,891
39	0,168	0,278	0,889
40	0,172	0,285	0,886
41	0,175	0,291	0,883
42	0,178	0,298	0,881
43	0,182	0,304	0,878
44	0,185	0,311	0,876
45	0,188	0,317	0,873
46	0,192	0,324	0,87
47	0,195	0,33	0,868
48	0,198	0,337	0,865
49	0,201	0,343	0,863
50	0,205	0,35	0,86
51	0,208	0,356	0,857
52	0,211	0,363	0,855
53	0,217	0,376	0,85
54	0,22	0,382	0,847
55	0,223	0,389	0,844
56	0,226	0,395	0,842
57	0,229	0,402	0,839
58	0,235	0,415	0,834
59	0,238	0,421	0,831
60	0,241	0,428	0,829
61	0,244	0,434	0,826
62	0,247	0,441	0,824
63	0,25	0,447	0,821
64	0,253	0,454	0,818
65	0,255	0,46	0,816
66	0,258	0,467	0,813
67	0,261	0,473	0,811
68	0,264	0,48	0,808
69	0,266	0,486	0,805
70	0,269	0,493	0,803
71	0,272	0,499	0,8
72	0,274	0,506	0,798
73	0,277	0,512	0,795
74	0,282	0,525	0,79
75	0,285	0,532	0,787
76	0,287	0,538	0,785

77	0,29	0,545	0,782
78	0,292	0,551	0,779
79	0,297	0,564	0,774
80	0,3	0,571	0,772
81	0,304	0,584	0,766
82	0,307	0,59	0,764
83	0,309	0,597	0,761
84	0,311	0,603	0,759
85	0,314	0,61	0,756
86	0,316	0,616	0,753
87	0,318	0,623	0,751

88	0,32	0,629	0,749
89	0,322	0,636	0,746
90	0,325	0,642	0,743
91	0,329	0,655	0,738
92	0,331	0,662	0,735
93	0,333	0,668	0,733
94	0,335	0,675	0,73
95	0,337	0,681	0,727
96	0,339	0,688	0,725
97	0,343	0,701	0,72
98	0,345	0,707	0,717

Fonte: CARVALHO; FIGUEIREDO (2015)