



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo**

**ANA PAULA VEDOATO TORRES**

**CONTRIBUIÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE LAJES  
TRELIÇADAS EM CONCRETO PRÉ-FABRICADO**

**CAMPINAS**  
**2018**

**ANA PAULA VEDOATO TORRES**

**CONTRIBUIÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE LAJES  
TRELIÇADAS EM CONCRETO PRÉ-FABRICADO**

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil, na área de Estruturas.

**Orientador(a): Prof. Dr. ARMANDO LOPES MORENO JUNIOR**

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELA ALUNA ANA PAULA VEDOATO TORRES E ORIENTADA PELO PROF. DR. ARMANDO LOPES MORENO JUNIOR.

ASSINATURA DO ORIENTADOR

---

**CAMPINAS**

**2018**

**Agência(s) de fomento e nº(s) de processo(s):** Não se aplica.  
**ORCID:** <https://orcid.org/0000-0001-5420-6408>

Ficha catalográfica  
Universidade Estadual de Campinas  
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura  
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

V515c Vedoato Torres, Ana Paula, 1980-  
Contribuição ao dimensionamento de lajes treliçadas em concreto pré-fabricado / Ana Paula Vedoato Torres. – Campinas, SP : [s.n.], 2018.

Orientador: Armando Lopes Moreno Júnior.  
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Construção de concreto pré-moldado. 2. Lajes de concreto. 3. Lajes de concreto - Projeto e construção. 4. Escoras (Engenharia). I. Moreno Júnior, Armando Lopes, 1964-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

**Título em outro idioma:** Considerations about lattice girder floor design in precast concrete

**Palavras-chave em inglês:**

Precast concrete construction

Concrete slabs

Concrete slabs - Design and construction

Anchors (Engineering)

**Área de concentração:** Estruturas e Geotécnica

**Titulação:** Mestra em Engenharia Civil

**Banca examinadora:**

Armando Lopes Moreno Júnior [Orientador]

Isaías Vizotto

Roberto Chust Carvalho

**Data de defesa:** 30-01-2018

**Programa de Pós-Graduação:** Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E**  
**URBANISMO**

**CONTRIBUIÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE LAJES**  
**TRELIÇADAS EM CONCRETO PRÉ-FABRICADO**

**Ana Paula Vedoato Torres**

**Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:**

Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior

**Presidente e Orientador(a)/Nome da Instituição**

Prof. Dr. Isaías Vizotto

**Universidade Estadual de Campinas**

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho

**Universidade Federal de São Carlos**

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria do Programa da Unidade.

Campinas, 30 de janeiro de 2018.

# DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho primeiramente à Deus, que é o Senhor da  
minha vida.*

*Também dedico este trabalho à meus pais, que sempre deram  
tudo que podiam para que seus filhos estudassem, abrindo  
mão de si mesmos.*

*À meu esposo, meu incentivador e companheiro, que me foi  
“dado de presente” por Deus no mestrado e que sempre  
acreditou em mim.*

# AGRADECIMENTO

*Agradeço a meus pais e irmãos, pelo apoio e união que temos  
como família.*

*Ao meu esposo Daniel, sempre paciente e amoroso.*

*Ao meu orientador Armando Lopes Moreno Junior, pela  
dedicação e confiança.*

*À SUDESTE PRÉ-FABRICADOS, pela confiança e pelo  
financiamento do meu trabalho.*

*À todos os técnicos do laboratório da FEC-Unicamp, que me  
ajudaram nos ensaios.*

*À todos os amigos, que sempre estiveram ao meu lado, me  
apoiando.*

# RESUMO

---

As pré-lajes treliçadas são elementos em concreto compostos por uma fina placa de concreto pré-moldado com armaduras em treliça e uma capa de concreto lançado *in loco*. Esta laje é usada com praticidade para todos os tipos de construções, tanto residenciais como comerciais. Este estudo é um levantamento das principais variáveis envolvidas no dimensionamento das lajes pré-moldadas, com ênfase nas pré-lajes. Nele se discute como estes parâmetros influenciam no comportamento do material, desde o processo de fabricação, montagem na obra e em sua situação final de uso. Verificou-se que, embora de emprego usual em nosso país, existem ainda algumas divergências em relação a procedimentos de dimensionamento destas lajes e, dentre eles, destaca-se a verificação do cisalhamento entre as faces do concreto pré-moldado e do concreto fresco, a verificação do deslocamento vertical e, principalmente, o distanciamento entre escoras na fase de montagem e concretagem. Particularmente em relação a este último aspecto, apresenta-se neste trabalho uma avaliação numérica e experimental. Foram simuladas numericamente diferentes alturas para estes elementos compostos na fase de montagem e verificou-se que o vão entre escoras da pré-laje é função não somente da perda de estabilidade (flambagem) da barra de aço superior da treliça ou de um deslocamento vertical limite, mas também do comportamento limite à tração do aço da placa inferior de concreto pré-moldado, armada com as barras inferiores da treliça de aço. Um programa experimental foi proposto para avaliação, em laboratório, dos limites numericamente determinados. Ao final uma proposta para o distanciamento entre escoras foi formulada com base nos resultados experimentais obtidos.

Palavras-chaves: construção de concreto pré-moldado; lajes de concreto - projeto e construção; escoras (Engenharia)

# ABSTRACT

---

Lattice girder floors or half-slabs comprise a thin reinforced precast concrete slab with cast in lattice girders and which are provided with an in-situ concrete topping. This most practical reinforced floor type is used for all applications in residential and commercial construction. This study is a source about the analysis of the main variable involved in the precast floor design, with an emphasis on lattice girder floors or half-slabs. The aim of this research is to argue how those parameters affect the material behavior, since the manufacturing process until the in situ assembling and in its final step. Few researches are developed but there are still so many divergences about the design procedure, as the shear between faces of the precast and cast in situ concrete, the vertical displacement and specially, the distance between the props in the assembly phase. Given a special attention in this last aspect, a numerical and experimental validation was made. Different height for composite elements in the assembly phase was simulated and it was found that the spaces between props is a function not just when the lattice girder top bar loses its stability (buckling) or by a vertical displacement limit, but also by the limitation of the traction of the bars in the precast concrete bottom plate, reinforced with the lower bars of the lattice. An experimental program was proposed to evaluate the numerical limits. At the end, a proposal to the distance between props is formulated to validate the numerical values.

Key-words: precast concrete construction; concrete slabs - Design and construction; anchors (Engineering)

## LISTA DE FIGURAS

Figura 01. Lajes com vigotas treliçadas	17
Figura 02. Painel pré-moldado treliçado	18
Figura 03. Diagrama Tensão-deformação idealizado	20
Figura 04. Diagrama tensão-deformação do aço	21
Figura 05. Diagrama de tensões no concreto no estado limite último	27
Figura 06. Transferência do cisalhamento na seção fissurada	30
Figura 07. Treliça especial para cisalhamento	31
Figura 08. Desenvolvimento de tensões de cisalhamento horizontal em vigas compostas	33
Figura 09. Viga de concreto armado simplesmente apoiada sob ações de serviço	39
Figura 10. Valores de Momento de Inércia Equivalente para o cálculo do deslocamento vertical.	41
Figura 11. Cálculo de painéis contínuos segundo NBR 6118 (ABNT, 2014)	44
Figura 12. Alternância de carregamento e alteração da linha de fecho para a determinação dos momentos fletores	45
Figura 13. Exemplo de mudança de esquema estático durante a construção	46
Figura 14. Comportamento das ligações para consideração na análise estrutural	47
Figura 15. Comportamento de laje como diafragma	48
Figura 16. Laje pré-moldada nervurada unidirecional e bidirecional	50
Figura 17. Estado de deslocamento vertical com todos os elementos independentes	51
Figura 18. Configuração da laje com elementos pré-moldados (vigotas) e capa de concreto	51
Figura 19. Configuração da laje maciça	52
Figura 20. Equação para tensões iguais na parte superior e inferior do elemento	56
Figura 21. Momentos por faixa de laje	57
Figura 22. Pontos de içamento complementares	58
Figura 23. Ângulos de içamento	58
Figura 24. Especificações da pré-laje após concretagem da capa	65
Figura 25. Aplicação do peso próprio nos banzos inferiores da treliça e da carga de construção no banzo superior	66
Figura 26. Elemento placa de concreto pré-moldado + treliça	68
Figura 27. Força de tração F11 - elemento composto por placa de concreto pré-moldado + treliça	69

Figura 28. Momento fletor M11 – elemento composto por placa de concreto pré-moldado + treliça	70
Figura 29. Modelo do elemento ensaiado	73
Figura 30. Distribuição das instrumentações	74
Figura 31. Primeira etapa: instalação do Strain gage nos banzos inferiores da treliça, antes da concretagem	75
Figura 32. Segunda etapa: instalação do Strain gage no banzo superior da treliça e uma ampliação do mesmo	75
Figura 33. Defletômetro para medição do deslocamento horizontal do banzo superior da treliça	76
Figura 34. Barra de suporte para segurar o defletômetro.	76
Figura 35. Defletômetro preso a barra de suporte por um grampo sargento	77
Figura 36. Defletômetro para medição do deslocamento vertical da laje	77
Figura 37. Instrumentação durante o ensaio	78
Figura 38. Montagem da tela e treliça da laje na fôrma de concretagem.	79
Figura 39. Concretagem das lajes	79
Figura 40. Concreto após vibração por meio de mesas vibratórias	80
Figura 41. Aplicação da carga concentrada de construção e do peso próprio	81
Figura 42. Aplicação da carga distribuída de construção e do peso próprio	81
Figura 43. Aplicação da carga concentrada de 1,50 kN	82
Figura 44. Aplicação do carregamento distribuído de 1,5 kN/m <sup>2</sup> em sacos de 30 kg.	82
Figura 45. Detalhe dos apoios cilíndricos	83
Figura 46. Comparativo experimental e numérico de laje com treliça de 12 cm	87
Figura 47. Comparativo experimental e numérico de laje com treliça de 16 cm	88
Figura 48. Evolução dos deslocamentos verticais nas lajes para treliça de 16 cm (H=21cm)	90
Figura 49. Perda de estabilidade do banzo superior da treliça (ensaio 04).	92
Figura 50. Perda de estabilidade do banzo superior da treliça após carregamento limite (Ensaio 04).	93

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Valores equivalentes de resistência entre corpos de prova cilíndricos e cúbicos	34
Tabela 2. Cálculo da tensão última de cisalhamento horizontal na interface	36
Tabela 3. Deslocamento máximo de fôrmas de escoramento	62
Tabela 4. Características gerais das pré-lajes SUDESTE	65
Tabela 5. Treliças utilizadas em diferentes alturas	65
Tabela 6. Vãos admitidos em função da verificação dos esforços atuantes para sobrecarga distribuída de construção de 1,5 kN/m <sup>2</sup>	71
Tabela 7. Vãos admitidos em função da verificação dos esforços atuantes para sobrecarga concentrada de construção de 1,5 kN	71
Tabela 8. Tabela de aquisição de dados do ensaio Tabela 1. Deslocamento vertical na laje	78
Tabela 10. Deslocamento horizontal no banzo superior da treliça.	83
Tabela 11. Força no banzo superior da treliça.	84
Tabela 12. Deformação e tensão no banzo superior da treliça.	84
Tabela 13. Deformação no banzo inferior da treliça.	84
Tabela 14. Valor numérico dos deslocamentos verticais.	84
Tabela 15. Força no banzo superior da treliça.	85
Tabela 16. Deformação e tensão no banzo superior da treliça.	85
Tabela 17. Deformação e tensão no banzo inferior da treliça.	85
Tabela 18. Comparação do valor experimental e numérico dos deslocamentos verticais.	85
Tabela 19. Valores dos deslocamentos verticais admissíveis em fase de escoramento.	89
Tabela 20. Deslocamento horizontal no banzo superior da treliça.	89
Tabela 21. Força experimental e numérica no banzo superior da treliça.	91
Tabela 22. Valor analítico da Força Crítica limite no banzo superior da treliça.	91
Tabela 23. Deformação experimental e numérica no banzo superior da treliça.	91
Tabela 24. Deformação experimental e numérica no banzo inferior da treliça.	94
Tabela 25. Tensão (Mpa) experimental e numérica no banzo superior da treliça.	94
Tabela 26. Tensão (Mpa) experimental e numérica no banzo inferior da treliça.	94

## Sumário

1	INTRODUÇÃO .....	14
1.1	Objetivos .....	15
1.1.1	Objetivo Geral .....	15
1.1.2	Objetivo Específico .....	16
1.2	Justificativas .....	16
2	SISTEMA DE PRÉ-LAJE USANDO TRELIÇA .....	17
2.1	Definição .....	17
2.2	Materiais .....	18
2.2.1	Concreto .....	18
2.2.2	Aço .....	21
2.2.3	Concreto Armado .....	22
3	AÇÕES A CONSIDERAR .....	23
3.1	Combinações de ações .....	24
3.1.1	Combinações últimas .....	24
3.1.2	Combinações de serviço .....	24
4	MODELOS DE CÁLCULO .....	26
4.1	Coeficientes de ponderação .....	26
4.2	Estados Limites Último (ELU) .....	27
4.2.1	Cisalhamento .....	28
4.2.1.1	Lajes sem armadura para força cortante .....	29
4.2.1.2	Cisalhamento entre o concreto pré-moldado e o concreto in situ .....	32
4.3	Estados Limites de Serviço (ELS) .....	36
4.3.1	Cálculo dos deslocamentos .....	37
4.4	Esquema Estático .....	43
4.5	Vigas de apoio nas lajes unidirecional e bidirecional .....	48
4.6	Integridade Estrutural .....	50
5	PROCESSO CONSTRUTIVO .....	53

5.1	Adensamento .....	54
5.2	Desmoldagem e Cura .....	54
5.3	Armazenamento.....	55
5.4	Transporte, Içamento e Montagem.....	55
5.5	Escoramento .....	59
5.6	Desfôrma .....	63
<b>6</b>	<b> AVALIAÇÃO DA DISTÂNCIA ENTRE ESCORAS .....</b>	<b>64</b>
6.1	Simulação Numérica Prévia.....	67
6.2	Avaliação Experimental .....	72
6.2.1	Geometria e Armadura das placas.....	73
6.2.2	Instrumentação .....	73
6.2.3	Moldagem das Placas .....	79
6.2.4	Execução dos ensaios .....	80
6.2.5	Resultados dos ensaios .....	83
6.3	Verificação da Avaliação Numérica .....	84
6.3.1	Caracterização dos Materiais.....	84
6.3.2	Resultados Numéricos .....	85
<b>7</b>	<b> ANÁLISE DE RESULTADOS .....</b>	<b>86</b>
7.1	Deslocamento Vertical .....	87
7.2	Instabilidade do banzo superior da treliça e verificação da Força Crítica .....	90
7.3	Deformação excessiva da armadura.....	94
<b>8</b>	<b> CONCLUSÕES.....</b>	<b>95</b>
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	98

# INTRODUÇÃO

A concepção de elementos pré-moldados treliçados originou-se de requisitos básicos e fundamentais da construção civil, ou seja, apresentação do menor peso possível com aproveitamento máximo da capacidade resistente dos materiais e perfeita solidarização dos elementos.

Além desta vantagem quanto ao desempenho da estrutura, o pré-moldado apresenta características únicas. Quanto ao método construtivo, o uso de fôrmas para os elementos é mínimo, que resulta em uma rapidez na construção. Devido ao controle de qualidade na fabricação, seus elementos possuem uma maior durabilidade, além de ser possível que sejam construídos com inúmeras variedades de superfícies, formas, acabamentos e cores. Seu desempenho quanto a resistência ao fogo se destaca, assim como o acústico e térmico, tornando a construção possível em qualquer clima (PCI 2004).

Todavia, para que as lajes pré-fabricadas tenham o desempenho esperado, se torna necessário uma avaliação dos parâmetros de dimensionamento adotados nos códigos normativos vigentes brasileiros e como tais parâmetros têm sido aplicados, especificamente nas lajes do tipo painel.

Dentre os parâmetros mais importantes estão as ligações, que influenciam diretamente no comportamento da estrutura. De uma forma usual, as lajes pré-moldadas são consideradas unidirecionais e bi-apoiadas, entretanto, a continuidade das mesmas é possível, assim como sua bidirecionalidade, desde que suas ligações sejam apropriadamente consideradas no dimensionamento.

Outro fator que influencia o desempenho dos elementos pré-moldados, especificamente as pré-lajes, são as forças de cisalhamento. A primeira parcela destas forças se deve às tensões que ocorrem na ligação entre o concreto pré-moldado e o concreto lançado *in loco*, que variam em função do carregamento aplicado. A segunda parcela desta força de cisalhamento decorre do respectivo esforço cortante advindo das cargas verticais, sendo resistida, principalmente, pelo efeito pino da armadura longitudinal, pelo efeito do engrenamento dos agregados e pela diagonal da treliça de aço.

Os deslocamentos que ocorrem com esses elementos estruturais nas fases anteriores à construção constituem um parâmetro de destaque a ser analisado. Esse deslocamento gerado no transporte e na montagem dos elementos pode trazer diversos danos à estrutura em seu estado final. Além disso, as variáveis envolvidas são de difícil determinação.

Outro condicionante do pré-moldado é a forma e o tamanho dos elementos, que geralmente são limitados pela produção, transporte e projeto de içamento. Segundo ACI (2008), o projeto dos elementos pré-moldados e suas ligações devem incluir todo o histórico de carga e vinculação do início da fabricação ao uso final da estrutura, incluindo a forma de remoção dos elementos da fôrma após a concretagem na fábrica, seu armazenamento, transporte e içamento. As tensões desenvolvidas nos elementos pré-moldados durante o período de concretagem à posição final na obra podem ser maiores até que as tensões em serviço e, da mesma forma, procedimentos de içamento das peças mal conduzidos podem causar deformações indesejáveis.

Não há como negar que muito tem sido feito em nosso País na busca de respostas ou soluções adequadas para o dimensionamento das pré-lajes. Trabalhos como os de EL DEBS (2000), ELLIOTT, K. S. (2002) FIGUEIREDO Filho et al (2000, 2002, 2004), CARVALHO (2000, 2006, 2007, 2014) além dos Institutos e Associações que se empenham em estudar estes elementos, apresentam resultados que subsidiaram a discussão dos vários códigos normativos nacionais sobre o assunto. Entretanto, muito ainda deve ser estudado nesta linha de pesquisa. Assim, este trabalho pretende somar resultados nacionais aos já existentes, discutindo procedimentos de dimensionamento das pré-lajes e, especificamente, desenvolvendo uma análise numérica/experimental com vistas à verificação do distanciamento entre escoras para estes elementos durante a fase de montagem.

## ***1.1 Objetivos***

### ***1.1.1 Objetivo Geral***

Estudo das principais variáveis envolvidas nos elementos das lajes pré-moldadas treliçadas, com ênfase nas pré-lajes, discutindo como estes parâmetros influenciam no comportamento do material, desde o processo de fabricação até a montagem na obra e em sua situação final.

### *1.1.2 Objetivo Específico*

Estudo das lajes pré-moldadas treliçadas em termos analítico, numérico e experimental:

- ✓ Analíticos: cisalhamento entre as faces do concreto pré-moldado e do concreto fresco, verificação do deslocamento vertical e, principalmente, o distanciamento entre escoras na fase de montagem e concretagem;
- ✓ Numérico: simulação numérica com vistas ao estudo do parâmetro distanciamento entre escoras;
- ✓ Experimental: programa experimental com vistas à avaliação do parâmetro distanciamento entre escoras.

## *1.2 Justificativas*

Na literatura técnica nacional e internacional existem poucos estudos sobre as lajes pré-moldadas treliçadas do tipo pré-laje, havendo ainda muita margem para discussão quanto à procedimentos de dimensionamento destes elementos. O estudo proposto busca algumas destas respostas.

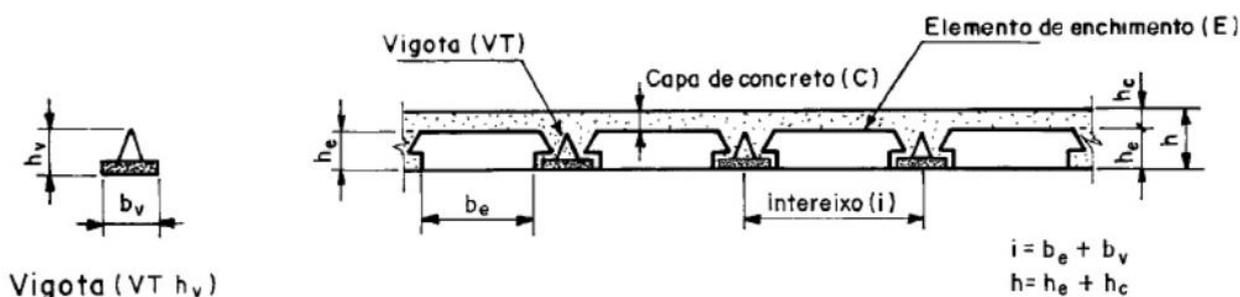
Dentre estes parâmetros por estudar, destaca-se as variáveis envolvidas no distanciamento entre escoras durante a fase de montagem e execução das pré-lajes na obra. O meio técnico, carente de resultados fundamentados em pesquisas sobre o assunto, acaba, muitas vezes, empregando limites advindos da prática de obra e, portanto, sem grande fundamentação teórica e/ou experimental. Este fato justifica a ênfase deste trabalho na avaliação numérica e experimental do distanciamento entre escoras.

## 2 SISTEMA DE PRÉ-LAJE USANDO TRELIÇA

### 2.1 Definição

O principal foco deste estudo são as lajes classificadas segundo a NBR 14859-1 (ABNT, 2016) como lajes de vigotas treliçadas (Figura 01).

Figura 01. Laje com vigotas treliçadas



Fonte: NBR 14859-1, p.3 (ABNT, 2016)

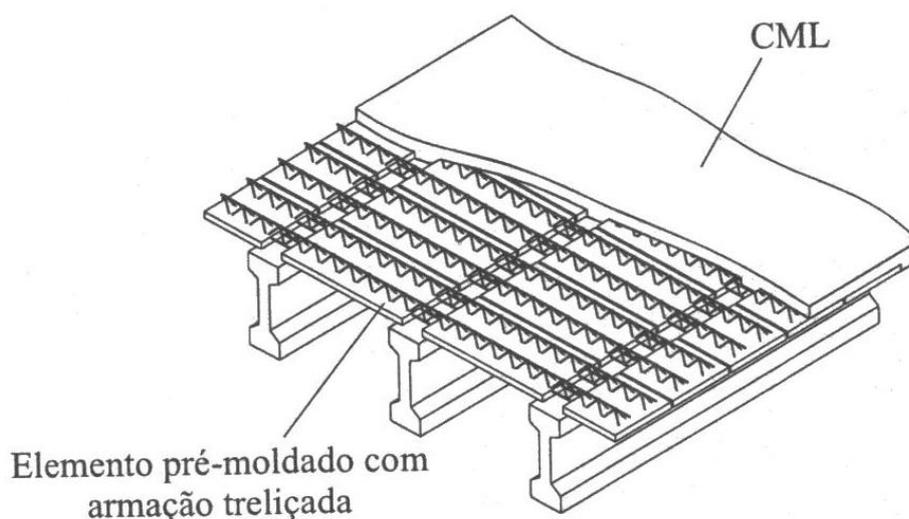
As lajes com vigotas treliçadas são formadas por concreto pré-moldado, telas de aço, treliças, armaduras adicionais quando necessárias, concreto lançado *in situ* e elementos de enchimento.

O banzo inferior da treliça e a tela, às vezes acrescido de barras adicionais, compõem as barras de tração da pré-laje acabada, recoberta por uma camada de concreto pré-moldado de modo a formar uma base que oferece condições de apoio ao material inerte da laje nervurada (EPS) e ao concreto lançado *in situ* das nervuras. O banzo superior da treliça atua como armadura de montagem e também como suporte para uma tela que compõe as armaduras contra fissuração, que formam a capa de concreto.

Após a solidarização do concreto *in situ*, a base e as barras de aço se incorporam à seção estrutural da peça, tornando-a uma estrutura monolítica. Assim, segundo MENDRANO (2005) é possível utilizar lajes com alturas maiores sem grande aumento no peso próprio, possibilitando braços de alavanca maiores do que em lajes maciças equivalentes, aumentando a rigidez do conjunto com maior eficiência do aço

e do concreto. Como observou EL DEBS (2000), as lajes pré-moldadas possuem as particularidades do pré-moldado apenas no que se refere a situações transitórias, pois podem ser calculadas como lajes moldadas no local. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as pré-lajes podem ser calculadas com base nas prescrições referentes às lajes maciças ou às vigas de seção T, o que será discutido nos capítulos posteriores.

Figura 02. Pannel pré-moldado treliçado.



Fonte: EL DEBS (2000)

## 2.2 Materiais

Nesta seção são descritas brevemente as propriedades dos principais materiais usados nas lajes pré-fabricadas treliçadas. As características de cada material, unidos em uma seção considerada homogênea em seu estado final, formam o elemento e conferem a ele o comportamento necessário para desempenhar sua função.

### 2.2.1 Concreto

Segundo o PCI (2004), as propriedades do concreto, tais como a relação tensão-deformação, a resistência à tração, a resistência ao cisalhamento e a resistência da aderência são frequentemente expressas em termos da resistência à compressão do concreto. Tais equações foram empiricamente estabelecidas

baseadas em dados experimentais do concreto e são aplicáveis para maioria das estruturas pré-moldadas.

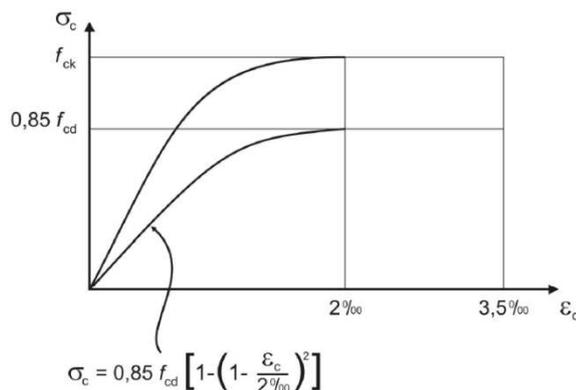
A resistência à compressão do concreto, feito com agregados de resistência adequada, é governada tanto pela resistência da pasta de cimento como pela aderência da pasta com as partículas de agregado. Outra medida para avaliar o comportamento do concreto pré-moldado é sua resistência para fissurar, o qual depende da resistência à tração do concreto.

Outra propriedade a ser citada é o módulo de elasticidade, que determina a deformabilidade de um elemento de concreto sob a ação de cargas e é utilizado no cálculo dos deslocamentos verticais. O módulo de elasticidade do concreto não é bem definido como no aço, e ele é determinado por aproximação, com, por exemplo, pelo módulo secante. Assim, o cálculo que envolve esta variável tem uma imprecisão, que não é crítica o suficiente para afetar o desempenho estrutural.

Segundo SUSSEKIND (1985), dentre os vários módulos de elasticidade do concreto, seu valor na origem é particularmente importante, pois os coeficientes de segurança que são impostos, seja sobre o material ou sobre as cargas que o mesmo deve suportar, fazem com que, em serviço, o concreto trabalhe com uma tensão inferior a 40% daquela que caracteriza sua ruptura à compressão em ensaio de curta duração.

Para a análise do comportamento do concreto no Estado Limite Último utiliza-se geralmente o diagrama de tensão-deformação idealizado, que é resultado de vários diagramas de tensão-deformação com que se trabalha na prática, visando estabelecer um critério comum ao dimensionamento para os diversos esforços do concreto comprimido. É utilizado um diagrama ideal, ainda que simplificado, para se dispensar os cálculos numéricos. Este diagrama, mostrado na Figura 3, supõe que a variação de tensões no concreto ocorra de acordo com o diagrama parábola-retângulo, determinado conforme o item 12.3.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 03. Diagrama tensão-deformação idealizado



Fonte: Figura 8.2, NBR 6118 (ABNT, 2014)

Quanto à qualidade efetiva deste material, o concreto é fundamental para garantir um desempenho adequado das lajes pré-moldadas, e esta qualidade é assegurada por um correto procedimento de mistura, transporte, lançamento, adensamento, cura e desmoldagem.

Segundo EL DEBS (2000), as situações transitórias do elemento pré-moldado em alguns casos podem apresentar solicitações mais desfavoráveis que aquelas correspondentes à situação final. O ACI (2008) cita que é obrigatório declarar no projeto a resistência do concreto obtidas nos diferentes estágios ou fases de construção.

Para que a qualidade e a segurança sejam garantidas é necessário elaborar um programa de controle tecnológico, levando-se em consideração o grau de responsabilidade da estrutura, as condições de agressividade existentes no local da obra, além de outras condições estabelecidas.

O concreto pré-moldado com armadura em treliça geralmente é de seção parcial, isto é, inicialmente moldado apenas com parte da seção resistente final, que é posteriormente completada na posição de utilização definitiva com concreto moldado no local.

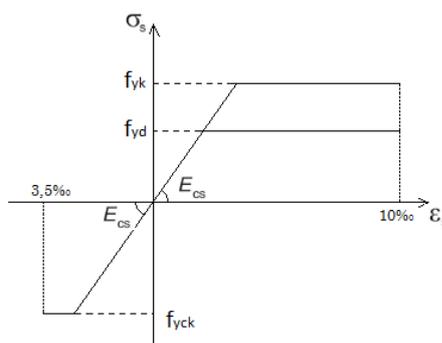
Portanto, o uso da NBR 12655 (ABNT, 2015) é fundamental, pois trata do preparo, controle e recebimento deste concreto.

## 2.2.2 Aço

As propriedades citadas para o aço aqui descrito são para armaduras inseridas no concreto endurecido. O comportamento desta armadura é especificado pelas seguintes propriedades: tensão de escoamento; resistência à tração; ductilidade; flexão; aderência no concreto; resistência ao cisalhamento e à solda para telas e treliças (ACI, 2008).

Empregando estas propriedades, é feita a análise do comportamento do aço no Estado Limite Último e de Serviço, utilizando o diagrama de tensão-deformação simplificado mostrado na Figura 4, para os aços com ou sem patamar de escoamento.

Figura 04. Diagrama tensão-deformação do aço



Fonte: autor

Segundo SUSSEKIND (1985), vale ressaltar que a limitação a  $10\text{‰}$  do alongamento de ruptura do aço visa apenas evitar uma deformação excessiva da peça próxima à ruptura, já que pelos resultados de ensaio obtêm-se valores superiores a este. Quanto à limitação a  $3,5\text{‰}$  do encurtamento de ruptura na compressão, a mesma foi feita visando à coerência com a limitação feita para o concreto (Figura 3), pois se o concreto e o aço são aderentes, o aço não poderá encurtar mais que o concreto.

### 2.2.3 *Concreto Armado*

Os requisitos para proporcionar uma mistura de concreto adequada são baseados na filosofia de que o concreto deve providenciar uma durabilidade e resistência da estrutura durante sua vida útil, atendendo aos requisitos de Norma em seu Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS).

Esta durabilidade da estrutura é afetada principalmente pela corrosão da armadura existente, sendo um dos principais fatores a exposição a um meio agressivo. Uma das formas de se evitar esta exposição é dimensionar os elementos com um cobrimento adequado e obter o concreto o mais impermeável possível, com a melhor qualidade.

O ideal para obter um concreto impermeável é dimensioná-lo para se controlar as fissuras e fazê-lo o mais uniformemente denso, tendo um controle da melhor proporção dos componentes que o compõem. Assim, o concreto pré-moldado tem vantagens, pois é executado sob um controle mais rígido, o que o torna com uma qualidade final muito melhor.

Quando a mistura do concreto, o recobrimento das armaduras, o acabamento final da peça, sua cura e estocagem são feitos sob rigoroso controle na fábrica, o elemento se torna mais fiel ao projeto, tendo pequenas imperfeições, comparado aos executados na obra. Além dessas vantagens, um cobrimento adequado é necessário não só para proteger a armadura de ataques químicos, mas também aumenta sua resistência no caso de incêndios.

# AÇÕES A CONSIDERAR

Em geral, os elementos ou estruturas pré-moldadas estão sujeitas à três categorias de ações (SHEPPARD ET AL, 1989):

1. Vertical: constituído pelo peso próprio e carga accidental;
2. Lateral: vento;
3. Carregamento por mudança volumétrica: constituído pela retração, fluência e temperatura;
4. Manuseio: constituído pela desfôrma, transporte e içamento.

O peso próprio da laje, classificado como uma ação permanente direta (NBR 6118, ABNT, 2014) pois ocorre com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção, é o somatório dos componentes da laje: a placa de concreto pré-moldado composta por armaduras treliçadas e telas, o EPS, as armaduras adicionais, o concreto lançado na obra e o peso dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes (revestimentos, pisos, etc).

As cargas accidentais previstas para o uso da construção podem ser avaliadas com base nos valores indicados na NBR 6120 (ABNT, 1980), sendo as cargas verticais usuais pessoas, mobiliário, veículos, entre outras, devendo ser dispostas nas posições mais desfavoráveis para o elemento.

Já a carga atuante do vento, classificada como uma ação variável direta, pode ser levada em conta sobre uma estrutura parcialmente executada dependendo do método e da sequência da construção. Na construção final, deve ser verificado em função do índice de permeabilidade da construção acabada e de sua altura, respeitando as prescrições da norma NBR 6123 (ABNT, 1988).

Além das verificações usuais, as estruturas em que todas as fases construtivas não tenham sua segurança garantida pela verificação da obra pronta devem ter, incluídas no projeto, as verificações das fases construtivas mais significativas, como a desforma, o transporte e o içamento e sua influência na fase final. A verificação de cada uma dessas fases deve ser feita considerando a parte da estrutura já executada e as estruturas provisórias auxiliares com os respectivos pesos próprios e considerando as cargas accidentais de execução.

### *3.1 Combinações de ações*

O carregamento utilizado no cálculo é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido. Esta combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos e aos Estados Limites de Serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

#### *3.1.1 Combinações últimas*

As combinações últimas são classificadas em normais, especiais ou de construção e excepcionais, conforme NBR 8681 (ABNT, 2003).

Para a combinação normal devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas como secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

Já para a combinação especial ou de construção devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, quando existir, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação.

Nas combinações últimas excepcionais, quando existirem, a ação excepcional deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma grande probabilidade de atuação simultânea com a ação variável excepcional.

#### *3.1.2 Combinações de serviço*

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura: quase permanentes, frequentes e raras, sendo que as quase permanentes podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura

e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas; as frequentes se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas.

Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações; e as raras ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

## 3 MODELOS DE CÁLCULO

---

Segundo SUSSEKIND (1985), um estado limite na estrutura pode ocorrer devido à combinação de vários fatores aleatórios, originados em: incertezas relativas aos valores considerados como resistência dos materiais utilizados (condições de execução e controle de obras, entre outros); erros cometidos quanto à geometria da estrutura e de suas seções; avaliação inexata das ações diretas, indiretas ou excepcionais, devido à impossibilidade de defini-las com precisão absoluta ao longo de toda a vida útil da estrutura; e divergência entre os valores calculados e os valores reais das solicitações face às hipóteses simplificadoras usualmente adotadas no cálculo.

Em função desses fatores aleatórios, utiliza-se no cálculo das estruturas coeficientes que minoram as resistências e majoram as ações, para que seja garantida uma ductilidade adequada da estrutura no Estado Limite Último, resguardado um desempenho adequado nos Estado Limite de Serviço. O levantamento destes inúmeros fatores que interferem no desempenho das lajes pré-moldadas serão discutidas neste capítulo baseando-se nos últimos estudos desenvolvidos e nas normas nacionais e internacionais vigentes.

### 4.1 *Coefficientes de ponderação*

Devido à impossibilidade de um dimensionamento onde se leve em conta todas as características do material em seu conjunto, coeficientes de ponderação são determinados de tal forma que tenham uma probabilidade pré-estabelecida de não serem atingidos na prática, ou seja, valores inferiores das resistências e superiores das ações.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os coeficientes de ponderação recomendados das resistências do concreto ( $\gamma_c$ ) e do aço ( $\gamma_s$ ) devem ser respectivamente de 1,4 e 1,15 para o estado limite último. O EUROCODE 2 (2002) é mais rígido quanto ao valor recomendado para o concreto, sendo este de 1,5.

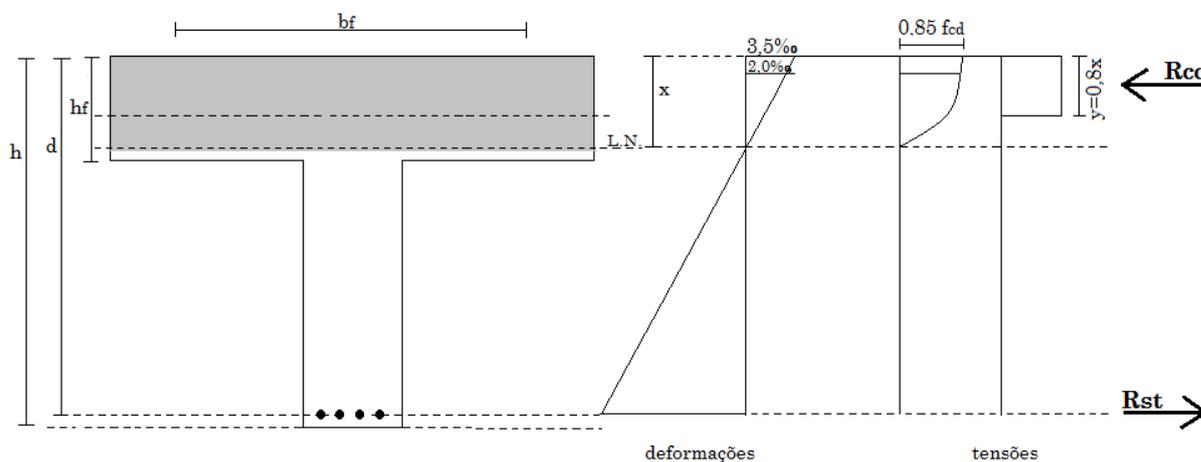
Já para a majoração das ações, elas seguem coeficientes de acordo com o tipo de combinação necessária, segundo o Estado Limite a ser calculado.

## 4.2 Estado Limite Último (ELU)

O Estado Limite Último está relacionado ao colapso ou qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura e em peças fletidas de concreto armado, e é determinado pelo emprego dos princípios teóricos usuais da Análise Estrutural.

Para se calcular as deformações da peça fletida utilizam-se o encurtamento último máximo do concreto na flexão de 3,5‰ e o alongamento último da armadura tracionada de 10‰ (Figura 05), para que a partir da posição correta da linha neutra para o carregamento efetivamente atuante sejam determinados os parâmetros necessários (para concretos de resistência até 50 Mpa).

Figura 05. Diagrama de tensões no concreto no estado limite último



Fonte: autor

As condições analíticas de segurança estabelecem que as resistências ( $R$ ) não devem ser menores que as solicitações ( $S$ ) e devem ser verificadas em relação a todos os estados limites e todos os carregamentos especificados para o tipo de construção considerada, ou seja, em qualquer caso deve ser respeitada a condição:

$$R_d \geq S_d \quad (4.1)$$

Os valores de cálculo dos esforços resistentes são determinados a partir dos valores de cálculo das resistências dos materiais adotados no projeto, ou das tensões resistentes de cálculo, e as solicitações de cálculo são determinadas em função da combinação de ações considerada, de acordo com a análise estrutural.

Vale ressaltar que o comportamento do elemento pré-moldado na flexão não diferencia do concreto feito *in loco*, entretanto é necessário considerar alguns parâmetros, como a geometria e o material, únicos do concreto pré-moldado.

Como concluem também os estudos de LEONHARDT (1977), a forma da seção transversal também influencia a capacidade resistente. As forças internas distribuem-se conforme a relação de rigidez da mesa e da alma.

Conforme ELLIOT (2002), uma das grandes diferenças está no comportamento dos pré-moldados devido às suas geometrias complexas encontradas nos vazios dos seus elementos, pois há uma redução rápida da seção quando a linha neutra está abaixo da mesa, ocorrendo um acúmulo de tensões nesta região. Sujeito à um momento fletor, a superfície tracionada do concreto irá fissurar quando a tensão de tração exceder o módulo de ruptura. Depois de fissurar, a tensão de enrijecimento do concreto (devido à elasticidade da armadura) permite reduzir as tensões de tração nesta região, mas quando as tensões de tração alcançam a parte estreita, as fissuras se estendem rapidamente e sua rigidez à flexão da seção reduz muito mais, comparando com uma seção retangular. O Estado Limite de Serviço deve ser verificado para prevenir este comportamento.

### 4.2.1 *Cisalhamento*

A resistência à força cortante é proporcionada pelo concreto comprimido, por meio das bielas de compressão, e por uma armadura transversal (normalmente na forma de estribos verticais), convenientemente dimensionada, sendo desprezada a resistência à tração do concreto. Para o caso de lajes sem armadura para força cortante, a parcela resistida pela armadura transversal não existirá, e será vencida pelo efeito pino da armadura longitudinal.

Além da verificação ao cisalhamento que sugere a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), é necessário verificar também o cisalhamento entre as faces do concreto pré-moldado e o concreto lançado na obra. As normas internacionais dão atenção especial a esta verificação: o EUROCODE (2002), item 6.2.5, e a DIN 1045 (2001), item 19.7.2.

#### *4.2.1.1 Lajes sem armadura para força cortante*

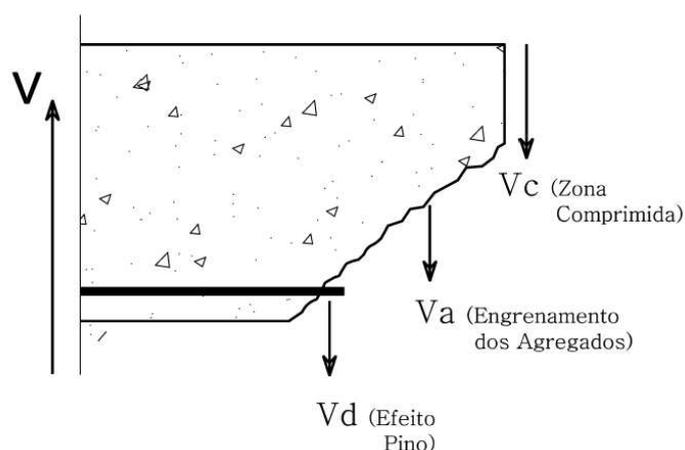
Segundo LEONHARDT (1977), um dos tipos de ruptura que ocorre é pela combinação da ação de flexão com o esforço cortante, pois quando a peça está no Estádio II, surgem fissuras de flexão mesmo na região de força cortante. A deformação por flexão dos “dentes de concreto” (concreto entre as fissuras no Estádio II), inicialmente é muito restringida pelo efeito de engrenamento dos agregados (aggregate interlock) nas superfícies das fissuras e pelo efeito pino da armadura.

De acordo com FUSCO (2008) e CARVALHO (2014) sobre o cisalhamento, a ação do arco é a resistência ao cisalhamento da viga por uma compressão inclinada. Depois do aparecimento da fissura inclinada e de uma redistribuição de forças internas, o mecanismo de transferência do cisalhamento será transformado em um sistema de arco rígido no qual uma força de compressão bastante elevada é transferida para o apoio o qual tem que ser vencida pela aderência da armadura principal, impondo uma grande demanda na ancoragem.

TAYLOR (1968) observou que a porcentagem da armadura longitudinal, a resistência do concreto, o vão de cisalhamento pela altura útil, a altura da viga e o tipo de agregado tem um efeito significativo na transferência do cisalhamento pelo engrenamento dos agregados, e este mecanismo suporta de 33 a 50% da força do cisalhamento em uma viga sem armadura de cisalhamento.

A força do efeito pino do cisalhamento é a componente transversal da força na armadura longitudinal. É a combinação da tensão cisalhante na armadura e o comportamento da armadura no concreto como uma viga no fundamento elástico. A força de cisalhamento por efeito pino sugerida por TAYLOR é de 15 a 25%.

Figura 06. Transferência do cisalhamento na seção fissurada.

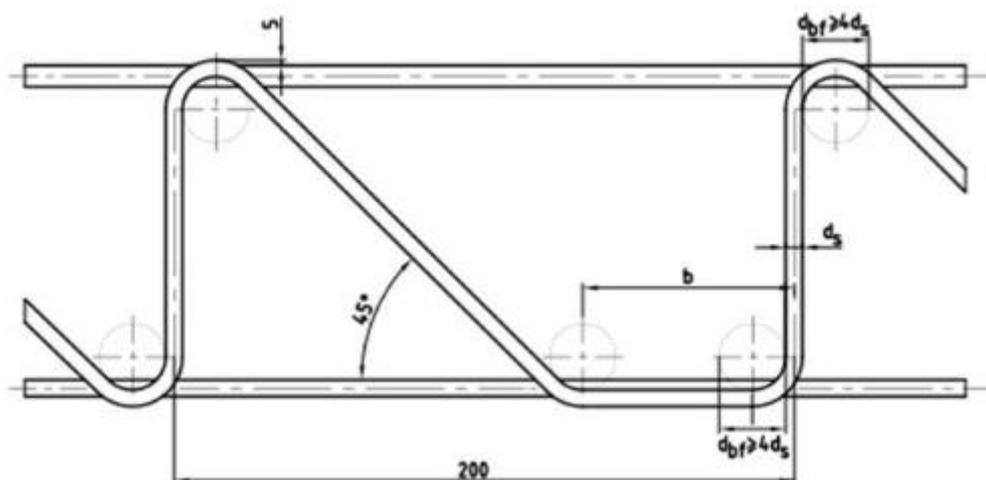


Fonte: autor

Com o alongamento crescente da armadura tracionada, as fissuras se abrem e o efeito de engrenamento dos agregados e efeito pino da armadura diminui, e as tensões de flexão na extremidade superior das fissuras aumentam. Progredindo o acréscimo de carga, desenvolve-se, repentinamente, a partir de uma das fissuras de flexão próximas ao apoio, que ainda são pequenas, uma fissura quase horizontal, que reduz acentuadamente a zona comprimida na flexão e que, em geral, leva imediatamente a ruptura. A resistência ao cisalhamento, neste caso, depende em muito da rigidez ao alongamento do banzo tracionado, tentando permitir o mínimo possível a abertura das fissuras.

Portanto, embora se obtenham consideráveis reduções de custos com as lajes pré-fabricadas, a utilização deste sistema ainda é limitada no Brasil, não podendo atender a grandes vãos e a grandes cargas devido à falta de estribos. Uma das formas de suprir a falta dos estribos é aumentando a espessura da laje. Outra possibilidade, utilizada na Alemanha e citada na norma DIN 488-5 (2009), é uma treliça especial específica para o cisalhamento que possui diagonal com ângulo superior a  $45^\circ$  em relação ao seu eixo, mas que não pode ser usada para içamento na montagem das peças. Elas não substituem as treliças usuais, mas atuam especificamente para combater o esforço cortante.

Figura 07. Treliça especial para cisalhamento.



Fonte: <https://www.feralpi.de/en/products/lattice-girders.html> Acesso em 05-11-2017.

As lajes maciças ou nervuradas, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (4.2)$$

Na zona de ancoragem de elementos com armadura passiva, a equação que define  $V_{Rd1}$  só se aplica quando os requisitos de ancoragem são satisfeitos conforme o item 18.3.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), levando-se uma quantidade mínima de armadura até o apoio para não enfraquecer o banzo tracionado na região de uma possível ruptura por força cortante.

Como não utilizamos ainda tais treliças especiais, pode-se verificar as lajes considerando-as como elementos sem armadura de cisalhamento. Portanto, vale obedecer a seguinte expressão:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (4.3)$$

A distribuição dessa armadura ao longo da laje deve respeitar o prescrito em 18.3.2.3.1, da NBR 6118 (ABNT, 2014).

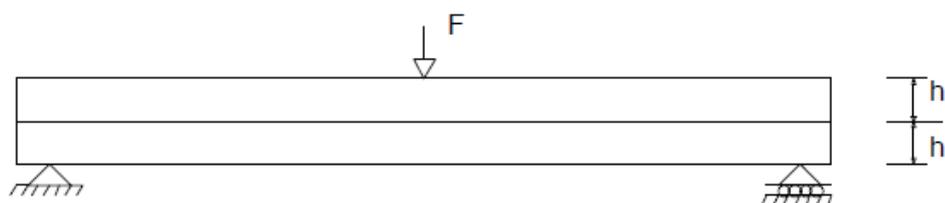
#### 4.2.1.2 *Cisalhamento entre o concreto pré-moldado e o concreto in situ*

Classificado como um elemento composto, o concreto moldado no local produz um comportamento conjunto mais efetivo das ligações nas pré-lajes, comparado às soluções exclusivamente pré-moldadas, o que justifica a denominação de estruturas monolíticas encontrada na literatura (EL DEBS 2000).

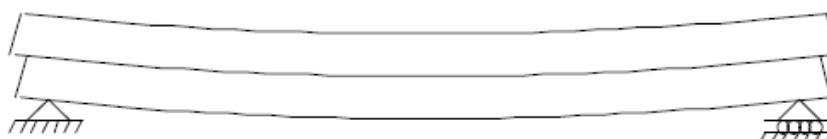
Entretanto, ARAÚJO (1997) destaca que no caso de peças compostas, este comportamento de peça monolítica pode ser alcançado desde que existam tensões de cisalhamento entre as peças que impeçam o completo deslizamento entre elas.

Este cisalhamento é resultado de cargas presentes somente quando o concreto endurece, pois é consequência das características mecânicas entre o concreto pré-moldado e o concreto *in situ* (onde deve ser considerada na análise da seção composta a ocorrência de materiais com módulos de elasticidade diferentes), pois o concreto pré-moldado e o moldado *in loco* possuem idades distintas, ocorrendo efeitos do tempo devido à retração diferencial e à fluência (Figura 08).

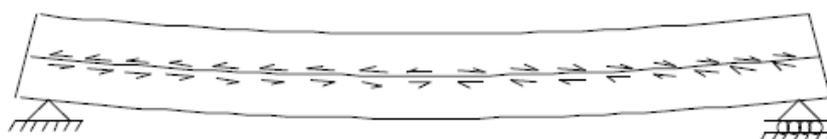
Figura 08. Desenvolvimento de tensões de cisalhamento horizontal em vigas compostas



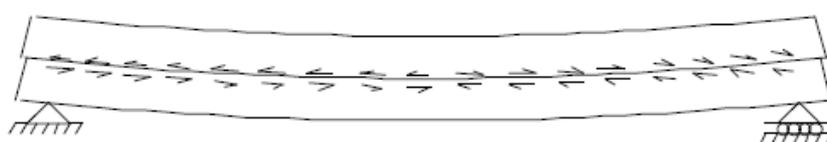
(a) viga formada por duas barras



(b) barras com interface sem tensões de cisalhamento



(c) barras com transferência integral de tensões de cisalhamento



(d) barras com transferência parcial de tensões de cisalhamento

(Fonte: ARAÚJO, 1997)

Caso ocorra um deslizamento entre as superfícies na interface, ocorre uma colaboração parcial do concreto moldado no local. Assim, procura-se garantir a transferência total de cisalhamento pela ligação para obter o comportamento de seção composta, assumindo que não haverá um deslizamento relativo entre os dois concretos.

Esta transferência ocorre por meio da superfície de contato e pela armadura cruzando esta superfície, que no caso do elemento estudado é composto pelas sinusóides da treliça. O trabalho desenvolvido por ELLIOTT (2002) fornece a força de cisalhamento na interface, considerada igual a força total na capa de concreto devido à carga atuante. É necessário ter o elemento dimensionado no ELU e ter a altura da linha neutra determinada.

Considerando a linha neutra na capa de concreto, a força  $F_v$  de cisalhamento será:

$$F_v = 0,45 f_{cu} b_{eff} 0,9 X \quad 4.4$$

Onde:

$f_{cu}$  é a resistência característica do concreto à compressão em corpos de prova cúbicos, e tem seu valor referente ao ensaio cilíndrico, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme a Tabela 01.

Tabela 01. Valores equivalentes de resistência entre corpos de prova cilíndricos e cúbicos

Resistência do cilindro		Resistência do cubo	
MPa	Psi	MPa	Psi
12	1740	15	2175
16	2320	20	2900
20	2900	25	3625
25	3625	30	4350
30	4350	37	5365
35	5075	45	6525
50	7250	60	8700

Fonte: Traduzido da norma inglesa DD ENV 206:1992

$b_{eff}$  é o comprimento efetivo na direção transversal analisada. Devido aos diferentes módulos de ruptura entre o concreto pré-moldado e o concreto *in situ*, há uma redução do valor real ( $b$ ), dado pela fórmula 4.5.

$$b_{eff} = b \frac{E_{c,in situ}}{E_{c,pré-moldado}} \quad (4.5)$$

Sendo  $b$  o comprimento total da unidade de pré-moldado.  $X$  é a altura da linha neutra.

A força  $F_v$  tem seu valor máximo onde o momento fletor é máximo em outros pontos é menor que este e pode mudar de direção, como no caso de lajes contínuas.

Portanto, a distância onde esta força está distribuída ao longo do vão é a distância entre o momento máximo e mínimo (BS8110-1:1997, item 5.4.7.3). Este método de cálculo é baseado em evidências experimentais, que garantem que as condições em serviço serão satisfeitas.

A tensão de cisalhamento na seção transversal da interface no ELU é definida, segundo ELLIOTT (2002) pela fórmula 4.6.

$$v_{ave} = \frac{F_v}{b * L_z} \quad (4.6)$$

Onde  $b$  é o comprimento transversal da interface e  $L_z$  a distância entre os pontos de momento fletor máximo e mínimo.

A média do cisalhamento é distribuída de acordo com a magnitude do cisalhamento vertical em cada seção, para resultar na tensão de cálculo de cisalhamento  $v_h$ . Para cargas uniformemente distribuídas, a máxima tensão valerá  $v_h = 2 \times v_{ave}$ . Para cargas pontuais no meio do vão  $v_h = v_{ave}$ .

Se  $v_h$  for maior que o valor dado na tabela 01, a força horizontal deve ser vencida por uma armadura ( $A_h$ ) a cada 1 m (equação 1.1), ancorada na placa de pré-moldado até a capa de concreto lançado *in loco*. A área de armadura é dada em  $\text{cm}^2/\text{m}$  e deve ter um espaçamento mínimo entre as barras na direção longitudinal de 60 cm.

$$A_h = \frac{1000 b v_h}{0,95 f_y} \geq 0,15\% A_{contato} \quad (4.7)$$

A DIN 1045 (2001), item 19.7.2, cita que é necessária a verificação desta armadura de cisalhamento horizontal para sobrecargas maiores que  $5 \text{ kN/m}^2$ , sendo estas cargas primariamente estáticas e considerando que a superfície de contato entre o concreto pré-moldado e o concreto *in situ* seja áspera o suficiente para que haja aderência entre eles. Neste caso, o ângulo entre a diagonal da treliça e a barra inferior pode ser menor que  $45^\circ$ .

Tabela 02. Cálculo da tensão última de cisalhamento horizontal na interface

Elemento Pré-moldado	Tipo de superfície	Resistência do Concreto <i>in loco</i>		
		25 N/mm <sup>2</sup>	30 N/mm <sup>2</sup>	40 ou maior N/mm <sup>2</sup>
Sem conectores	Moldado ou extrudado	0,4	0,55	0,65
	Escovado, regularizado ou áspero	0,6	0,65	0,75
	Lavado para remover a nata de cimento ou tratado com retardador e limpo	0,7	0,75	0,80
Com conectores nominais projetados no concreto <i>in situ</i>	Moldado ou extrudado	1,2	1,8	2,0
	Escovado, regularizado ou áspero	1,8	2,0	2,2
	Lavado para remover a nata de cimento ou tratado com retardador e limpo	2,1	2,2	2,5

NOTA 1 A descrição "moldado" é referente aos casos onde o concreto é lançado e vibrado deixando uma superfície áspera. A superfície é áspera o suficiente para ser aplicado o acabamento sem ser feita a regularização, mas não áspera como se tivesse sido escovada.

NOTA 2 A descrição "extrudado" é referente aos casos em que uma superfície texturizada é produzida por uma máquina de extrusão.

NOTA 3 A descrição "escovado, regularizado ou áspero" é referente às superfícies ásperas, mas não até a exposição dos agregados.

NOTA 4 Na avaliação estrutural, deve ser assumido o valor de  $\gamma_m$  na tabela de 1,5.

Fonte: Traduzido de BS8110-1:1997

### 4.3 Estados Limites de Serviço (ELS)

De acordo com as normas de projeto, em particular a NBR 6118 (ABNT, 2014), os deslocamentos verticais das vigas devem ser calculados para as combinações quase permanentes do carregamento, incluindo-se os efeitos da fissuração e das deformações diferidas do concreto. Como citado anteriormente, as combinações quase permanentes são combinações de ações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período. Em cada combinação, as ações permanentes são consideradas com os seus valores integrais e as ações variáveis são consideradas com os seus valores reduzidos por meio de um fator de redução da carga acidental ( $\psi_2 < 1$ ), estabelecidos na NBR 8681 (ABNT, 2003).

Para o cálculo do deslocamento vertical total (de longo prazo, considerando o efeito da fluência) não é razoável supor que a carga acidental atuará com o seu valor máximo durante todo o tempo. Para levar isto em conta a norma permite que, somente para fins de cálculo dos deslocamentos verticais, e levando em conta o uso da

estrutura, seja considerada como atuante somente uma parcela da carga acidental total.

O uso pretendido para a obra define a redução no valor total da carga acidental a considerar em cada caso. Em prédios residenciais a norma considera admissível uma redução de 70% na carga acidental; já em edifícios públicos, comerciais, de escritórios, estações a percentagem de redução cai para 60%; em bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens este valor reduz para 40% e nos demais casos, como nos depósitos em geral, a percentagem é nula. A escolha do fator de redução é feita de acordo com o uso da laje a ser projetada.

### *4.3.1 Cálculo dos deslocamentos*

O estado limite de serviço de uma estrutura está relacionado à sua durabilidade, à aparência, ao conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação ao usuário, máquinas ou equipamentos utilizados. Assim, quando este elemento estrutural analisado está sujeito a cargas, ele irá sofrer deformações.

Essas deformações que ocorrem quando o concreto é sujeito a uma carga permanente, podem ser divididas em duas partes: uma deformação elástica que ocorre imediatamente, e uma deformação dependente do tempo, que começa imediatamente quando carregado e continua numa taxa decrescente ao longo do tempo. Esta deformação dependente do tempo é chamada de fluência (PCI 2004).

Muitos projetistas atualmente, no cálculo das lajes pré-moldadas, verificam apenas o estado quando se inicia o aparecimento de fissuras para um deslocamento vertical imediato, não se considerando em muitos casos o deslocamento vertical ao longo do tempo. O trabalho de FIGUEIREDO FILHO ET AL (2006), constatou que o cálculo feito sem considerar o efeito da fluência muitas vezes passa pela verificação do limite determinado pela NBR 6118:2014. Por outro lado, quando se considera este efeito o cálculo não seria atendido pela referida norma. O trabalho de CARVALHO ET AL (2000) mostra como o deslocamento vertical é uma das condições determinantes na escolha da altura das lajes.

Um dos motivos que impedem esta consideração mais exata é a difícil determinação dos efeitos da fluência na laje, pois envolve um grande número de

variáveis. Segundo o PCI (2004), as deformações por fluência variam com a umidade relativa do ar, a taxa de volume do elemento em função da superfície (ou perímetro em função da área), o valor da carga permanente, a idade do concreto quando é aplicada esta carga, a quantidade e localização das armaduras, entre outras características do material e do projeto.

Como constatou CARVALHO ET AL (2002) e FIGUEIREDO FILHO ET AL (2002), a expressão indicada pela norma NBR 6118:2014 não se mostra adequada para esta determinação e é de certa forma simplista, pois deve subestimar as deformações por fluência, já que não são considerados estes efeitos citados pelo PCI (2004).

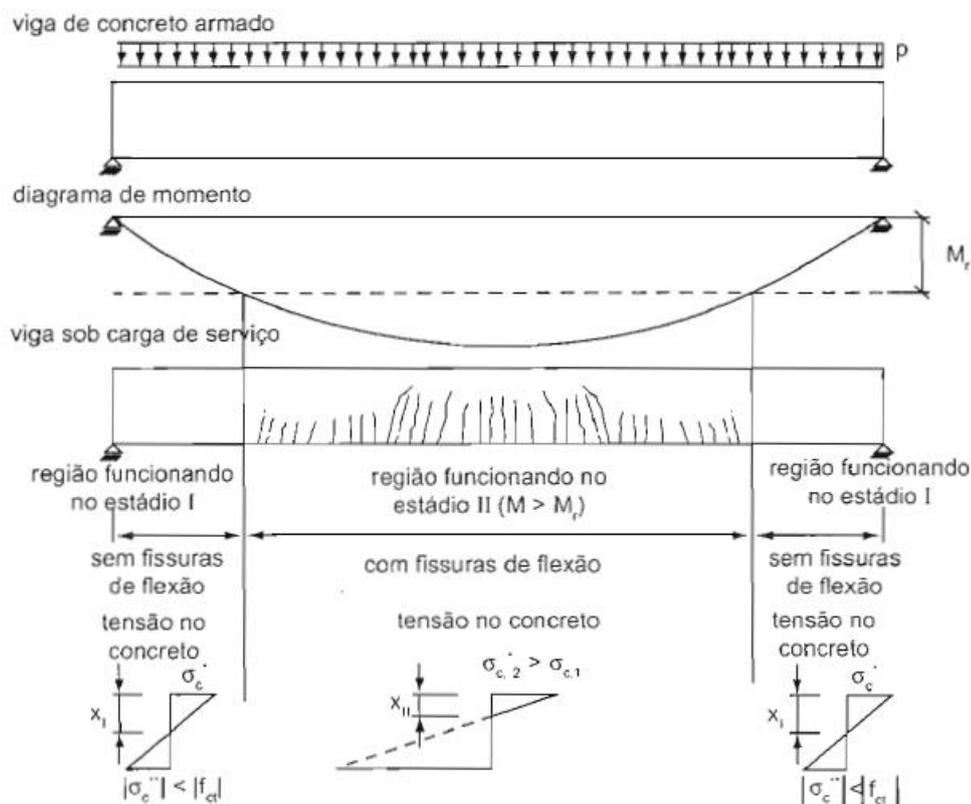
Neste mesmo estudo, CARVALHO ET AL demonstram que a temperatura afeta o comportamento da laje, alterando seu deslocamento vertical esperado, principalmente acima de 20°C e que a o aumento da taxa de armadura não influencia tanto no deslocamento vertical imediato, mas a longo prazo constatou um deslocamento vertical 15% menor do que as menos armadas. A influência do tempo da retirada do escoramento também é comprovada, comparando a retirada das escoras de duas lajes em dias diferentes.

Fora a dificuldade de determinação de interferência da fluência, temperatura, retirada de escoras, entre outros, o cálculo do deslocamento vertical nas estruturas de concreto armado é ainda mais complexo, pois além da existência da armadura (caracterizando a não homogeneidade do material, já que o concreto é desprezado na região tracionada), há a possibilidade, mesmo sob ações de serviço, que regiões da viga tenham parte de seu concreto fissurado (estádio II) abaixo da linha neutra, diminuindo a rigidez das seções nessa região (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2007).

Esta fissuração torna-se considerável quando os elementos constituintes da estrutura forem submetidos a um esforço interno de momento fletor superior ao momento de fissuração, fazendo com que haja a redução da rigidez da seção.

No caso de vigas com cargas uniformemente distribuídas e simplesmente apoiadas, há trechos com mínimas fissurações (estádio I), considerados sem fissuração, e trechos com fissurações consideráveis (estádio II) para o cálculo. Para o caso descrito na Figura 09, há dois trechos com comportamento típico no estágio I e um trecho (central) típico no estágio II.

Figura 09. Viga de concreto armado simplesmente apoiada sob ações de serviço



Fonte: Carvalho & Figueiredo Filho, 2007

Portanto, torna-se necessário adotar um valor de rigidez média que represente a seção como um todo, levando em conta o comportamento dos dois tipos de seções. Admite-se que os esforços de tração no Estádio II são resistidos apenas pela armadura localizada abaixo da linha neutra, e segundo SUSSEKIND (1985), é desprezada a rigidez da parte tracionada do concreto, enquanto na verdade esta região tracionada colaborará, pois o concreto preservado entre as fissuras permanece com uma capacidade significativa de absorver forças em virtude de sua aderência, e os cálculos podem fornecer deformações ligeiramente superiores àquelas efetivamente existentes.

Para este cálculo utiliza-se o modelo proposto por BRANSON (1968), que admite uma única inércia para todo elemento de concreto interpolando as rigidezes entre o Estádio I e II, representando os elementos fissurados e não fissurados, considerando que no Estádio II apenas a armadura resiste às tensões de tração. A NBR 6118 (ABNT, 2014), item 17.3.2.1, adaptou a equação (4.8) para o cálculo da rigidez equivalente de uma viga de concreto, expressa por:

$$EI(eq) = Ecs * \left\{ \left( \frac{Mr}{Ma} \right)^3 * Ic + \left[ 1 - \left( \frac{Mr}{Ma} \right)^3 \right] * I_{II} \right\} \leq Ecs * Ic \quad (4.8)$$

Nesta consideração feita por BRANSON (1968), a área real do aço é substituída por uma área equivalente de concreto, sendo que esta área fictícia não poderá ser maior que a área real de concreto. Segundo o estudo desenvolvido por ALVIM (1999), valores mais elevados de armadura evidenciam uma menor fissuração das peças. Os resultados de CARVALHO (2002) também concluem essa diminuição considerável do deslocamento vertical com o aumento da armadura, e ainda ressalta que essa condição não vale para todas as alturas de laje. Para elementos com menos de 13 cm e um vão de 3 m, segundo seu estudo, mesmo que muito armados se comportam como flexíveis.

Outra qualidade observada por CARVALHO nas lajes com maior taxa de armadura foi a recuperação razoável da deformação após a retirada de carga, o que as caracterizam com um comportamento mais elástico.

Vale salientar que a fórmula de BRANSON, assim como a de BISCHOFF ET AL (2007) citada posteriormente, delimita o valor desta armadura por uma área equivalente de concreto ( $I_c$ ). Caso o momento de inércia do elemento com a armadura de tração seja superior ao momento de inércia da peça de concreto, será considerado apenas o valor da peça homogênea.

O estudo de BISCHOFF ET AL recomenda uma nova expressão para o momento de inércia efetivo (equação (4.9)). O estudo mostra que a deflexão é subestimada para taxas de aço menores que 1% (comuns para lajes).

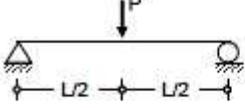
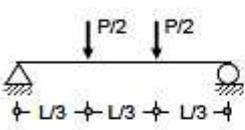
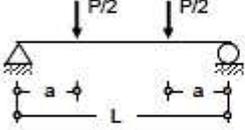
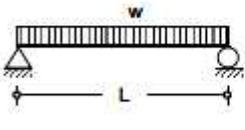
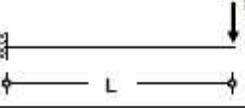
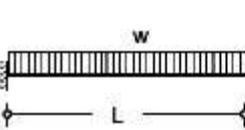
$$I_{eq} = \frac{I_{II}}{1 - \gamma \eta \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^2} \leq I_c \quad (4.9)$$

Onde:

$$\eta = 1 - \left( \frac{I_{II}}{I_c} \right) \quad (4.10)$$

O fator  $\gamma$  da equação (4.9) depende do tipo de carregamento e das condições de vinculação do elemento, sendo função do momento de fissuração pelo momento aplicado (Figura 10).

Figura 10. Valores de Momento de Inércia Equivalente para o cálculo do deslocamento vertical.

Vinculação e Tipo de Carregamento	Equação de Momento Fletor e Deslocamento Vertical Máximo	Momento de Inércia Equivalente baseado na integração da curvatura $I'_e = I_{cr} / [1 - \gamma \eta (M_{cr} / M_a)^2]$ with $\eta = 1 - I_{cr} / I_g$
	$M_a = PL/4$ $\Delta = PL^3 / 48E_c I'_e$	$\gamma = 3 - 2(M_{cr} / M_a)$
	$M_a = PL/6$ $\Delta = 23PL^3 / 1296E_c I'_e$	$\gamma = 1.7 - 0.7(M_{cr} / M_a)$
	$M_a = Pa/2$ $\Delta = \alpha PL^3 / 48E_c I'_e$ $\alpha = 3(a/L) - 4(a/L)^3$	$\gamma = \frac{3(a/L) - 4\xi(a/L)^3}{3(a/L) - 4(a/L)^3}$ $\xi = 4(M_{cr} / M_a) - 3$
	$M_a = wL^2 / 8$ $\Delta = 5wL^4 / 384E_c I'_e$	$\gamma = \frac{1.6\xi^3 - 0.6\xi^4}{(M_{cr} / M_a)^2} + 2.4\ln(2 - \xi)$ $\approx 1.72 - 0.72(M_{cr} / M_a)$ $\xi = 1 - \sqrt{1 - M_{cr} / M_a}$
	$M_a = PL$ $\Delta = PL^3 / 3E_c I'_e$	$\gamma = 3 - 2(M_{cr} / M_a)$
	$M_a = wL^2 / 2$ $\Delta = wL^4 / 8E_c I'_e$	$\gamma = 1 - 2\ln(M_{cr} / M_a)$

Fonte: Adaptado e traduzido de BISCHOFF (2005) *apud* RAZAQPUR ET AL (2000).

Como citado anteriormente, a separação entre a parte fissurada e a não fissurada é definida pelo momento de fissuração. Esse momento pode ser calculado pela seguinte expressão aproximada:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{y_t} \quad (4.11)$$

Onde  $\alpha$  varia conforme a seção utilizada, sendo 1,2 para seções “T” e 1,5 para seções retangulares. O momento fletor na seção crítica do vão considerado ( $M_a$ ) é definido pelo valor do momento máximo, que para vigas bi-apoiadas (ou contínuas) é expresso por:

$$M_a = \frac{P * l^2}{8} \quad (4.12)$$

Para seção em forma de “T”, desprezada a nervura e sem armadura de compressão, os valores das tensões máximas atuantes em função da posição da linha neutra e do momento de inércia desenvolvido a partir do processo das tensões admissíveis são descritos pela equação 4.13 e 4.14 (SUSSEKIND, 1985).

$$x = \frac{0,5 * b_f * h_f^2 + \alpha_e * A_s * d}{b_f * h_f + \alpha_e * A_s} \quad (4.13)$$

$$I_{II} = \frac{b_f * h_f^3}{12} + b_f * h_f * \left(x - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \alpha_e * A_s * (d - x)^2 \quad (4.14)$$

Entretanto, para verificação do estado limite último podem ser utilizados valores de rigidez somente no estágio I, considerando o módulo de elasticidade secante do concreto, desde que os momentos fletores sejam menores que o de fissuração.

Considerando a condição estática como simplesmente apoiado e carga uniformemente distribuída (figura 9), a deflexão máxima (flecha imediata, desconsiderando o efeito da fluência) ocorre no meio do vão e tem seu valor expresso pela equação 1.1:

$$a = \frac{5 * p * l^4}{384 * EI_{eq}} \quad (4.15)$$

Para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura utilizam-se valores práticos de deslocamentos limites, de acordo com a NBR

6118 (ABNT, 2014), tabela 13.2. Para atender aos limites da aceitabilidade visual, considera-se o deslocamento máximo de  $l/250$ .

#### 4.4 *Esquema Estático*

Uma das principais considerações a serem definidas é como serão executadas tais lajes, isto é, como serão colocados os elementos no local definitivo, e suas ligações com seus apoios.

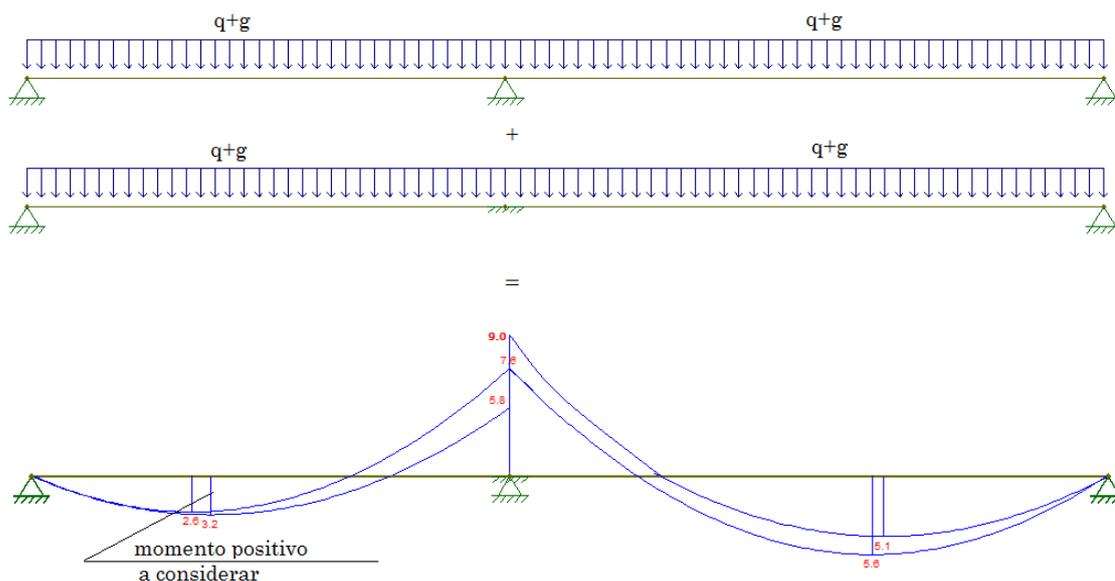
No caso das ligações, as mais simples acarretam estruturas mais pobres, enquanto as que procuram reproduzir o monolitismo são, em geral, mais trabalhosas ou mais caras. Esse grau de liberdade da laje é função da rigidez à torção das vigas de apoio, que está diretamente ligado ao seu vão e aos pilares que a enrijecem, devido à solidarização existente entre os elementos. Um dos problemas que se encontram nos projetos pré-moldados é que em muitos casos as lajes são projetadas e executadas por uma empresa diferente da que executou as vigas e pilares, não tendo muitas vezes acesso ou interferência um no projeto do outro para que as ligações possam ser garantidas como engastadas.

Vale ressaltar que estas ligações, isto é, regiões de descontinuidade na estrutura pré-moldada se comportam de maneira complexa e são os locais onde ocorrem grandes concentrações de tensões, as quais podem ou não mobilizar deslocamentos ou esforços decorrentes dos elementos por elas ligados, fazendo com que haja uma redistribuição dos esforços ao longo da estrutura, interferindo no comportamento da mesma.

Uma das formas é considerar a continuidade das lajes. Como supõe DINIS (1992), no caso de painéis contínuos, o cálculo estático pode ser feito no regime elástico com a consideração de vigas contínuas livremente apoiadas, sendo importante a avaliação da resistência à rotação oferecida pelos apoios internos.

Outra forma, como recomenda a NBR 6118 (ABNT, 2014), é dispensar a verificação da rigidez das ligações com os apoios, desde que não sejam adotados momentos positivos nos vãos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito nas extremidades dos referido vãos.

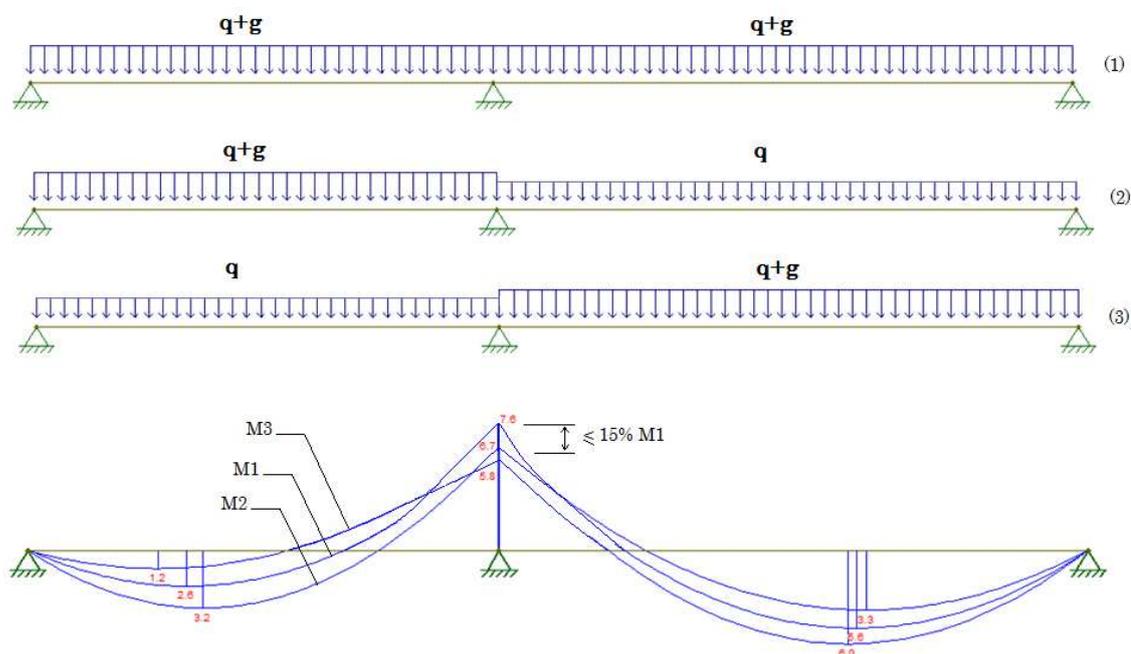
Figura 11. Cálculo de painéis contínuos segundo NBR 6118 (ABNT, 2014)



Fonte: autor

Devido à grande flexibilidade das lajes nervuradas, recomendam-se ainda na determinação dos esforços, que sejam avaliados os máximos esforços que se obtém a partir da alternância de cargas acidentais nos tramos. A combinação mais desfavorável para a seção em estudo pode ser determinada com cada tramo totalmente carregado ou totalmente descarregado (figura 12).

Figura 12. Alternância de carregamento e alteração da linha de fecho para a determinação dos momentos fletores



Fonte: autor

Para se reduzir os momentos sobre os apoios, permite-se que o cálculo seja feito em regime elasto-plástico, alterando-se a posição da linha de fecho determinada no regime elástico. A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) cita ainda que esta alternância de carga não precisa ser realizada na análise estrutural para estruturas de edifícios em que a carga variável seja no máximo igual a 20% da carga total.

Caso não se queira alterar a linha de fecho, como sugere FURLAN JR (2000), principalmente em lajes com grandes vãos onde o pavimento não resista ao carregamento no momento positivo, pode-se utilizar na montagem das placas uma região maciça de concreto junto aos apoios, em que os momentos negativos sejam demais elevados para serem resistidos pelas seções nervuradas. O maciçamento da seção modifica a seção em uma seção retangular, aumentando a área de compressão.

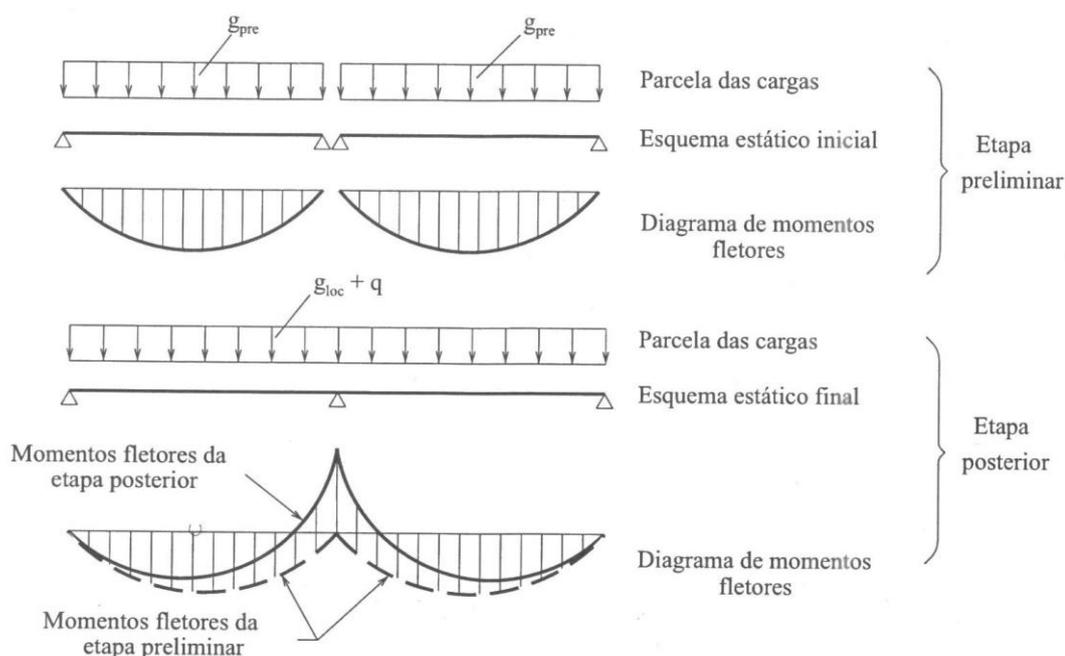
Entretanto, segundo CARVALHO ET AL (2007), a menos que haja indicação contrária, deve-se considerar sempre os painéis pré-moldados simplesmente apoiados, pois nem sempre é possível obter o momento negativo total indicado pelo cálculo junto aos apoios intermediários. A BS8110-1 (1997) cita ainda que, alternativamente, se for impraticável providenciar uma armadura suficiente para cobrir todo o momento calculado, a laje deve ser calculada como uma série de vãos simplesmente apoiados. Se for este o caso, uma armadura deve ser colocada no

suporte para controlar as fissuras. É recomendável que esta armadura tenha uma área de pelo menos 25% da área de armadura usada no meio do vão e deve se estender em pelo menos 15% do vão adjacente.

Segundo a NBR 9062 (ABNT, 2017), caso a continuidade seja estabelecida posteriormente à montagem, o projeto da ligação deve ser realizado de maneira a limitar a rotação relativa entre as seções ligadas ao valor de cálculo, comprovando-se a eficiência da ligação. Além disso, em obras de pequeno porte é difícil garantir o posicionamento da armadura negativa devido à movimentação dos operários.

Outro aspecto a ser considerado é em virtude do seu processo construtivo, onde as lajes pré-moldadas, frequentemente calculadas em uma única direção, geralmente a do menor vão e simplesmente apoiadas, poderão ter uma possível mudança no esquema estático devido à ocorrência de diferentes estágios da construção (Figura 13). Devido à concretagem da capa, onde são concretadas várias lajes ao mesmo tempo de um mesmo patamar, surgirão tensões nestas regiões de apoio. Essas tensões são combatidas por uma armadura perimetral, ou neste caso é composto de telas utilizadas para nivelar o pavimento, mas que não são calculadas e não tem função estrutural. Como CARVALHO ET AL (2007) sugere, essas armaduras limitam a abertura de fissuras, mesmo que as nervuras sejam calculadas como simplesmente apoiadas.

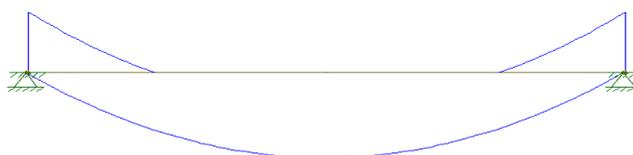
Figura 13. Exemplo de mudança de esquema estático durante a construção.



Fonte: EL DEBS (2000)

Segundo CARVALHO ET AL (2007), nas lajes concretadas continuamente deve-se, antes de iniciar a concretagem da capa de concreto, colocar a armadura junto à face superior do piso nas regiões de apoio das nervuras para limitar a abertura das fissuras, mesmo quando calculadas como simplesmente apoiadas, pois as ligações não se comportam exatamente da forma que são consideradas na análise estrutural, como articuladas ou engastes, e são idealizadas permitindo ou impedindo totalmente os deslocamentos relativos entre os elementos, o que não acontece na realidade (Figura 14).

Figura 14. Comportamento das ligações para consideração na análise estrutural



Fonte: autor

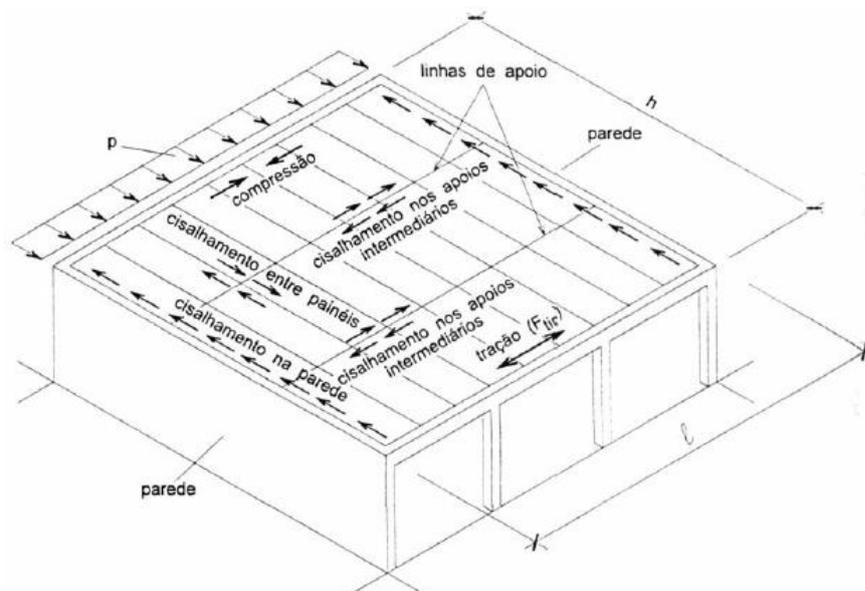
O principal propósito, portanto, das ligações estruturais é a transferência das forças internas entre os elementos pré-moldados de tal forma que promova o comportamento estrutural esperado quando a estrutura for solicitada, garantindo a segurança destas ligações sem colocar em risco a estrutura principalmente devido às falhas de execução. Assim, muitas vezes é preferível ter no canteiro de obra ligações de simples execução.

EL DEBS (2000) cita que além das lajes transmitirem para o apoio as ações verticais, perpendiculares à superfície média, conferindo à laje o comportamento de placa, em obras de grande porte, como em edifícios altos elas atuam como diafragmas horizontais rígidos, distribuindo as ações horizontais entre os diversos pilares da estrutura. Nessas circunstâncias, a laje sofre ações ao longo de seu plano, comportando-se como chapa. Para isso, portanto, é necessário armar a laje em duas direções. É através das lajes que os pilares contraventados se apoiam nos elementos de contraventamento, garantindo a segurança da estrutura em relação às ações laterais.

Embora o arranjo de armaduras, em geral, seja determinado em função dos esforços de flexão relativos ao comportamento de placa, a simples desconsideração de outros esforços pode ser equivocada. Assim, é necessária também uma análise do efeito de chapa, principalmente em lajes constituídas por elementos pré-moldados. A

Figura 15 apresenta um exemplo de transferência de forças e de tensões em laje formada por painéis pré-moldados, comportando-se como diafragma.

Figura 15. Comportamento de laje como diafragma



Fonte: El Debs, 2000

#### 4.5 Vigas de apoio nas lajes unidirecional e bidirecional

Um aspecto importante a ser citado e que ainda não está devidamente solucionado, segundo o estudo desenvolvido por FIGUEIREDO (2000) é quanto à determinação da reação das lajes nas vigas de apoio. Devido a esta concretagem da capa, que confere uma rigidez ao pavimento na outra direção, e em alguns casos de nervuras colocadas na direção transversal, que tem apenas a função de travamento das principais, as vigas paralelas às nervuras recebem uma parcela de carga.

Segundo CARVALHO ET AL (2007), mesmo em pavimentos formados por vigas independentes, as vigas paralelas ao trilho recebem aproximadamente 25% da carga total para relação entre os vãos de 1. Quando a relação entre os vãos for 2, os valores serão 92% e 8%, respectivamente. O autor destaca a importância em admitir que as vigas paralelas às nervuras recebam uma parcela de carregamento, pois os projetistas frequentemente consideram apenas os esforços atuando nas vigas principais. O estudo de FIGUEIREDO (2000) chega, em alguns casos, a 35% do carregamento nas vigas paralelas, recomendando considerar esta parcela para que o resultado esteja a favor da segurança, pois as percentagens encontradas ainda não são bem definidas.

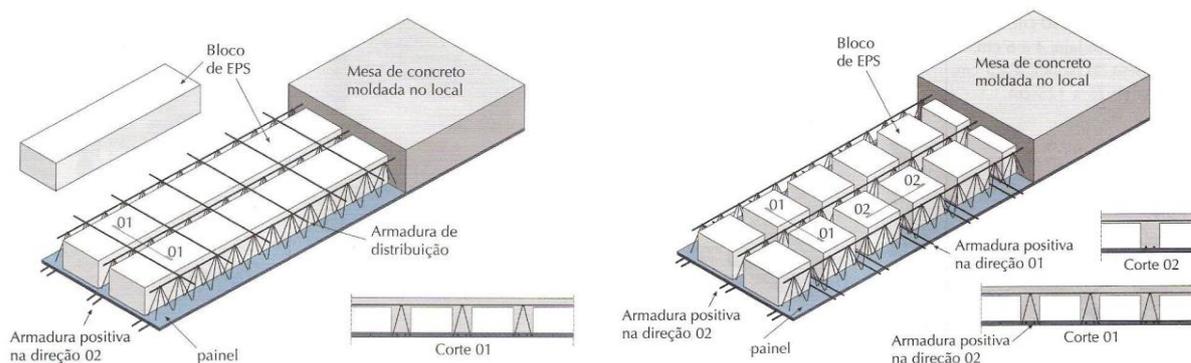
Segundo DROPPA JR (1999), a utilização destas nervuras de travamento aumenta a rigidez do sistema, e no caso de cargas concentradas elas desempenham um papel fundamental na redução dos deslocamentos relativos entre as nervuras vizinhas. Como observou MEDRANO (2005), a atual norma NBR 6118 (ABNT, 2014) não faz qualquer menção sobre a utilização de nervuras de travamento. A versão anterior recomendava a colocação de pelo menos uma nervura de travamento para vão maiores que 4,0 m e no mínimo duas nervuras quando ultrapassasse 6,0 m. Já a DIN 1045 (2001), item 19.7.6.4, exige que, para grandes vãos, seja colocada armadura em ambas as direções da laje. Já o EUROCODE 2 (2002), item 9.3.1, exige que 20% da armadura total seja colocada transversalmente.

O estudo de MEDRANO (2006) avalia que a utilização das nervuras transversais auxilia para que a laje apresente um comportamento intermediário entre viga e laje, pois tem influência na distribuição das vigas de contorno, nos deslocamentos transversais e nos valores dos momentos fletores. Quanto mais se aumenta a quantidade de nervuras transversais, mais serão solicitadas as vigas de contorno, e os esforços se redistribuirão e terá um melhor aproveitamento da seção.

Como o estado de deformação excessiva é geralmente um fator limitante no dimensionamento, principalmente em grandes vãos e elevadas cargas, muitas vezes a alternativa com lajes unidirecionais deixa de ser atrativa, optando-se pelas lajes maciças. Assim, uma das vantagens da laje com armadura treliçada é que a estrutura permite a montagem das nervuras nas duas direções. A DIN 1045, item 19.7.6.2, ressalta que a armadura principal deve estar sempre na placa de pré-moldado e a transversal no concreto *in situ* (Figura 16).

Uma das observações feitas por MEDRANO (2006) e de grande importância é que geralmente em grandes vãos é comum a execução de paredes de alvenaria próximas ao centro do vão, o que aumenta ainda mais os esforços e deslocamentos, sendo que esta carga se distribui melhor quando a laje é armada em duas direções.

Figura 16. Laje pré-moldada nervurada unidirecional e bidirecional



Fonte: adaptado ABRAPEX. p. 44, 2006.

Segundo item 19.7.6.3 da DIN 1045, quando for feito o cálculo da armadura desta placa, a estabilidade na torção deve ser garantida, caso haja junções entre elas. Já a NBR 6118 (ABNT, 2014) dispensa a verificação à torção para lajes unidirecionais.

É necessário um estudo mais detalhado de custos quanto a consideração da laje pré-moldada treliçada bidirecional, pois a laje não mais se comporta como uma viga e sim como uma placa. Portanto, torna-se necessário o uso de programas computacionais para determinação do seu comportamento.

#### 4.6 Integridade Estrutural

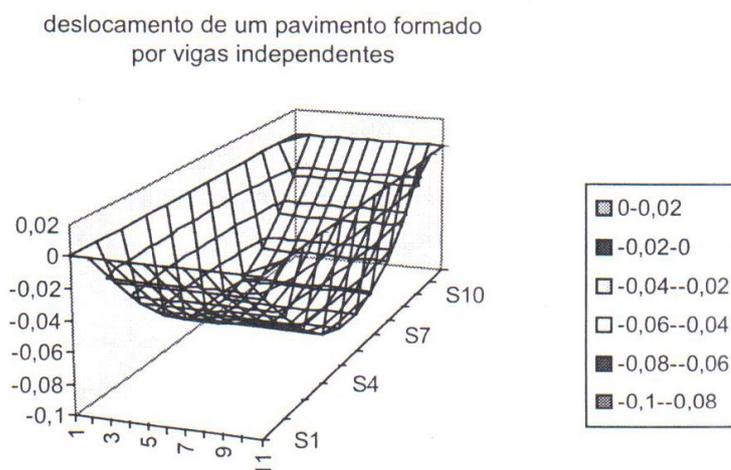
Segundo KONCZ (1995), a integridade estrutural para edifícios altos significa que as tensões normalmente suportadas em um elemento estrutural podem ser seguramente transferidas para componentes adjacentes sem sobrecarregá-los e sem causar a ruptura dos mesmos. Caso ocorra algum acidente, como uma explosão interna ou impacto externo, que cause a ruptura ou a remoção do elemento, suas tensões são redistribuídas da área atingida para outras áreas alternativas, assim a estrutura continua intacta.

Lajes armadas em uma direção irão entrar em colapso quando não houver suporte em todas as direções, a menos que haja conexões especiais e providenciadas as precauções devidas. É possível ter integridade estrutural com lajes armadas em uma direção, entretanto é mais difícil de ser alcançada.

O estudo de CARVALHO (2014) apresenta o comportamento das lajes em três situações diferentes: uma laje formada por vigas independentes, uma laje pré-

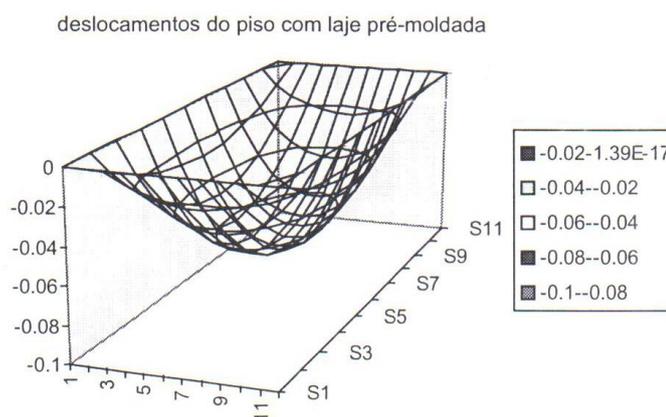
moldada e uma laje maciça. O resultado obtido mostra a interação entre os elementos e a deformação em função do tipo adotado. Isso reafirma os estudos desenvolvidos por KONCZ (1995) para o caso de lajes atuando como diafragmas, mostrando que nem sempre as lajes pré-moldadas irão auxiliar na rigidez na análise global do sistema de prédios altos.

Figura 17. Estado de deslocamento vertical com todos os elementos independentes



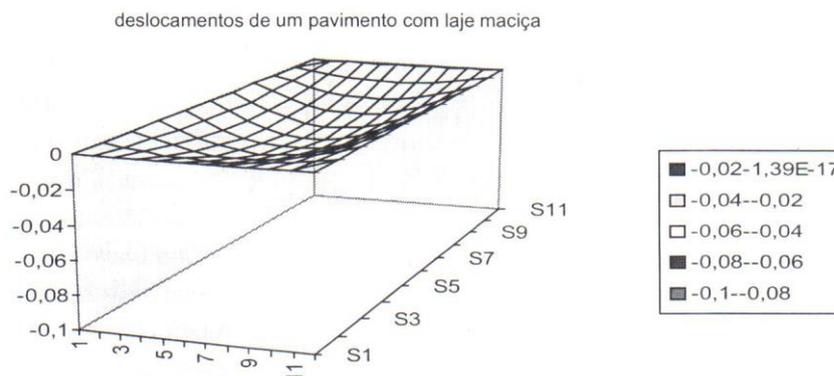
Fonte: Carvalho Et Al, 2007

Figura 18. Configuração da laje com elementos pré-moldados (vigotas) e capa de concreto



Fonte: Carvalho Et Al, 2007

Figura 19. Configuração da laje maciça



Fonte: Carvalho Et Al, 2007

O trabalho desenvolvido por YEE (1992) vem em defesa dos elementos pré-moldados, demonstrando que a integridade dos elementos também é satisfatória, até mesmo para abalos sísmicos, desde que os detalhes das ligações e os procedimentos de construção alcancem um comportamento monolítico da estrutura como um todo e o sistema escolhido garanta uma rigidez global elevada, limitando assim as distorções destrutivas entre os elementos durante a vibração. Estas ligações devem garantir a transferência das tensões nas armaduras por meio das ligações verticais e horizontais, salientando que a qualidade da execução é o principal.

## 4 PROCESSO CONSTRUTIVO

---

O concreto pré-moldado é produzido sob rígido controle de qualidade nas fábricas: desde a quantidade dos materiais utilizados na mistura, com desvios mínimos de erro, a fôrma utilizada, normalmente metálica, obtendo melhores acabamentos e arestas vivas, além da vida útil praticamente ilimitada, a cura controlada, além de inúmeras vantagens que o caracterizam como um elemento de alto padrão quando comparado com elementos moldados no local.

Como método de construção, o concreto pré-moldado pode reduzir muito o tempo total de construção, a partir do momento em que os componentes estejam prontos pela fábrica. Enquanto eles são produzidos, a fundação e o preparo do canteiro para receber os elementos ocorrem ao mesmo tempo. Assim, o tempo ganho com a construção mais rápida garantem uma ocupação antecipada e um retorno mais imediato para o investidor.

Entretanto, apesar de inúmeras vantagens, há uma variável extremamente importante que deve ser analisada: o conjunto de cargas que atuam no elemento durante a desfôrma, transporte, içamento e montagem e que muitas vezes não são levados em conta no projeto. Portanto, os cálculos nos elementos pré-moldados devem ser realizados em dois estágios: antes e depois que o elemento está em uso. No caso das pré-lajes, antes e depois que o concreto da capa se torne estrutural, pois o deslocamento vertical que ocorrer durante a concretagem será somado àquele que ocorre durante o uso da estrutura, e a soma de ambos não pode ultrapassar o valor limite.

Durante estas operações podem variar: a posição dos elementos; a combinação das cargas atuantes (peso próprio, impacto, etc.), o lugar de suporte onde o elemento está apoiado e principalmente a resistência do concreto. Segundo o ACI 318 (2008), devem estar contidos no projeto detalhes das armaduras, encaixes e dispositivos necessários para elevação para resistir às cargas temporárias de manuseio, armazenamento, transporte e montagem, além das resistências do concreto em cada etapa.

## 5.1 Adensamento

De acordo com EL DEBS (2000), o adensamento é uma fase importante na execução do pré-moldado, pois ele tem uma forte implicação na qualidade do concreto e na produtividade do processo. Em princípio, procura-se utilizar concreto de resistência mais alta do que as estruturas moldadas no local, e é comum nestes casos se trabalhar com concretos com menores relações água/cimento. Em face disto, torna-se necessário maior cuidado no adensamento do concreto para garantir sua qualidade.

As principais formas de adensamento empregadas são a vibração, a centrifugação, a prensagem e a vácuo. Segundo SHEPPARD ET AL (1989), o uso de mesas vibratórias ou o uso de vibradores externos obtêm um grau maior de consolidação do concreto. Com uma relação água/cimento mais baixa, os resultados são elementos mais resistentes e com cantos e superfícies mais bem definidas, o que não é fácil de obter com o concreto moldado na obra.

## 5.2 Desmoldagem e Cura

Os elementos pré-moldados estão sujeitos à perda de água assim que são removidos de suas fôrmas. Durante esta exposição ao ar atmosférico, o concreto lentamente perde parte de sua água causando uma mudança de volume devido à retração.

Com a cura a vapor ou cura controlada, segundo SHEPPARD ET AL (1989), o concreto pode alcançar 2/3 da sua resistência última em 10 a 14 horas, quando concreto em obra demora em média 7 dias para obter a mesma resistência com escoramento.

### 5.3 *Armazenamento*

Além dessa mudança de volume causada pela variação de temperatura e uma retração devido à saída de ar, ocorre também a fluência causada por tensões de sustentação. Se o concreto pré-moldado estiver livre para se deformar, então sua variação de volume terá pequenas consequências. Caso ele esteja restrito, então algumas forças podem se desenvolver com o tempo.

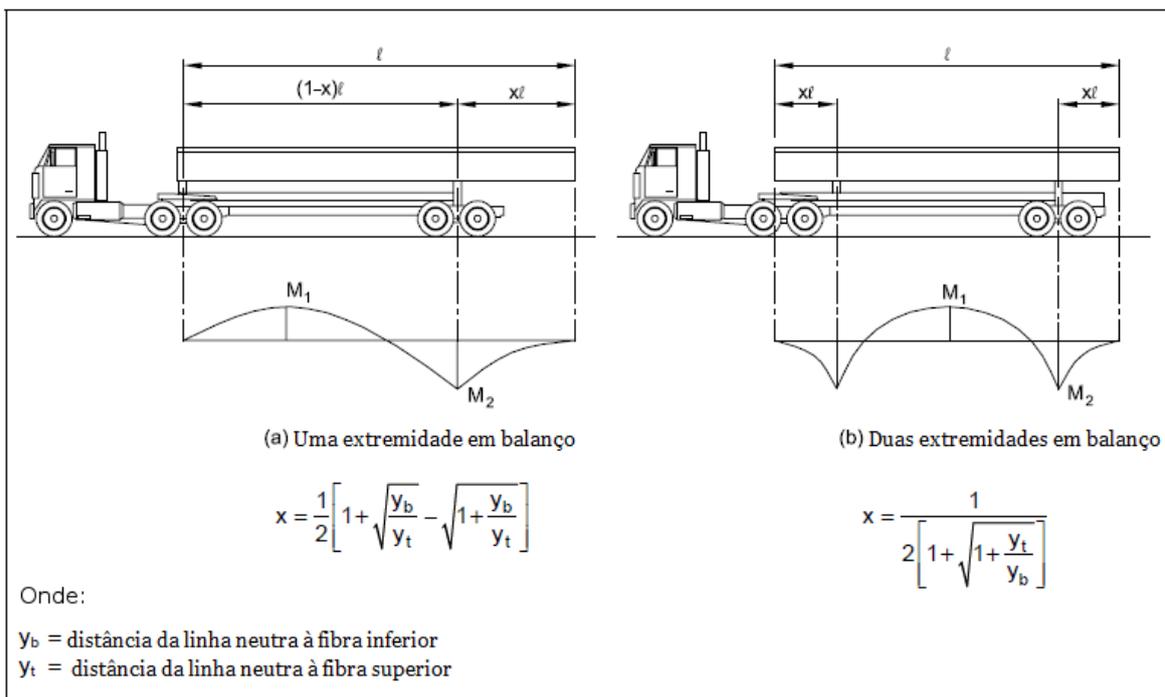
Como geralmente os elementos de pré-moldado são estocados por um período de tempo e essa mudança significativa de volume ocorre no local de estocagem, uma pequena parte da retração e da fluência irá ocorrer quando forem içados e parte quando estiverem conectados na obra. Assim sendo, as ligações e juntas devem ser projetadas para acomodar essas mudanças que ocorrerão quando os elementos estiverem ligados à estrutura.

### 5.4 *Transporte, Içamento e Montagem*

O tamanho do elemento é geralmente limitado pelo transporte, tanto pelo tamanho do caminhão como pela rota escolhida, e também pelas condições de montagem. O transporte dos produtos pode afetar o cálculo estrutural por causa da limitação do tamanho e do peso devido aos efeitos dinâmicos impostos pela condição da rota (PCI 2004).

Quando os elementos são transportados por caminhões, devem ser consideradas no projeto as cargas de impacto. Geralmente as peças são apoiadas em dois pontos, preferencialmente nos eixos do caminhão (Figura 20). Apoiando o elemento nestes pontos minimiza os solavancos e o impacto nos elementos (PCI 2004).

Figura 20. Equação para tensões iguais na parte superior e inferior do elemento

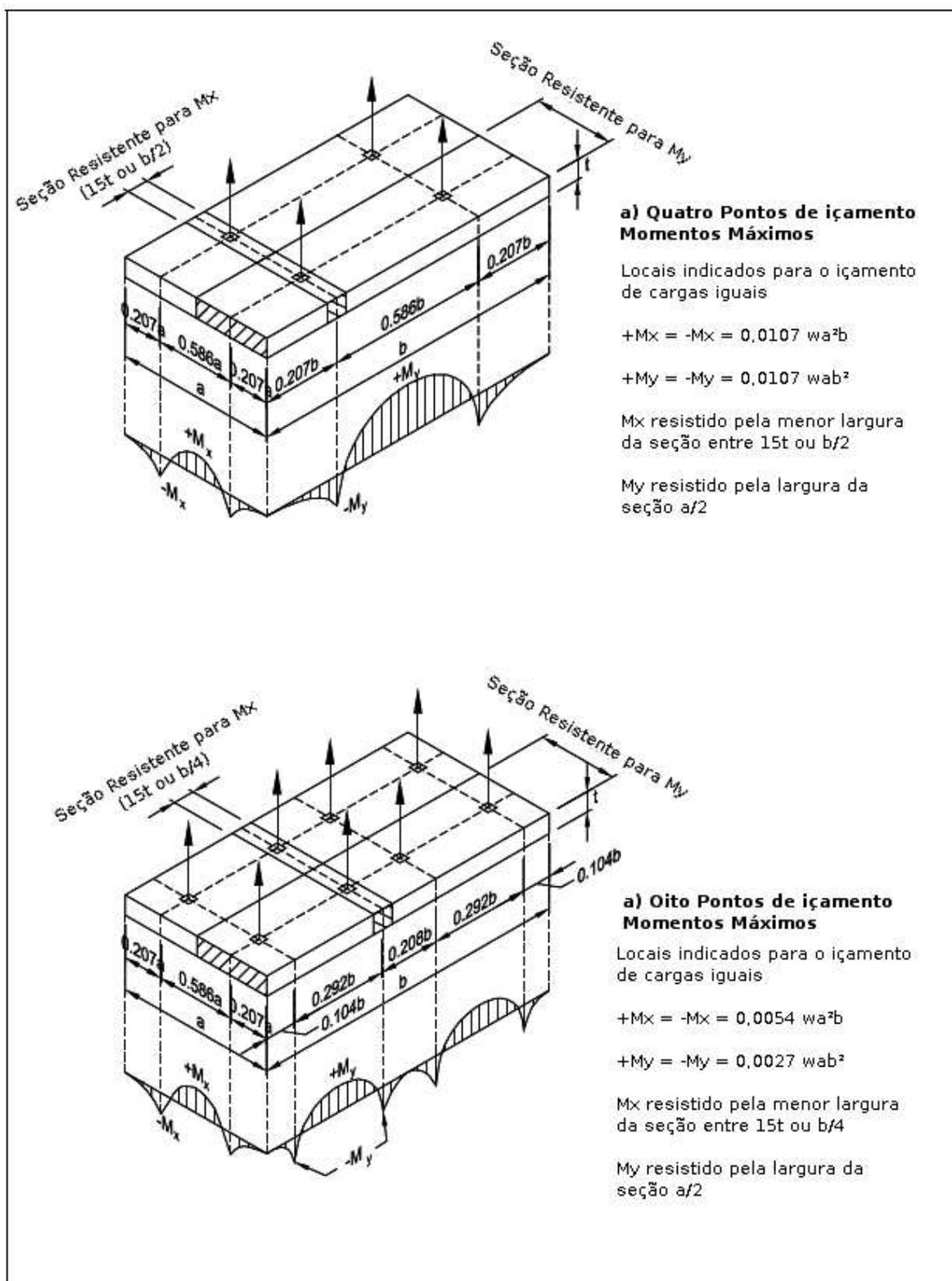


Fonte: adaptado de PCI, Figura 5.5.3, 2004.

Além disso, um dos grandes desafios é o içamento e colocação na obra. Como consequência de uma instalação ineficiente, há um grande desperdício econômico. Portanto, um planejamento adequado de todas as fases do processo de construção é essencial para garantir um içamento eficiente. Para isso, no caso de elementos treliçados, as treliças são usadas como armadura de suporte para transporte dos elementos, devendo estar inseridas no concreto a uma profundidade mínima de 3,5 cm, segundo a norma alemã DIN 1045 (2001), item 19.5.3.

Segundo o PCI (2004), os painéis devem ser capazes de resistir ao içamento sem sofrer nenhuma deformação residual, utilizando-se as equações descritas na Figura 21.

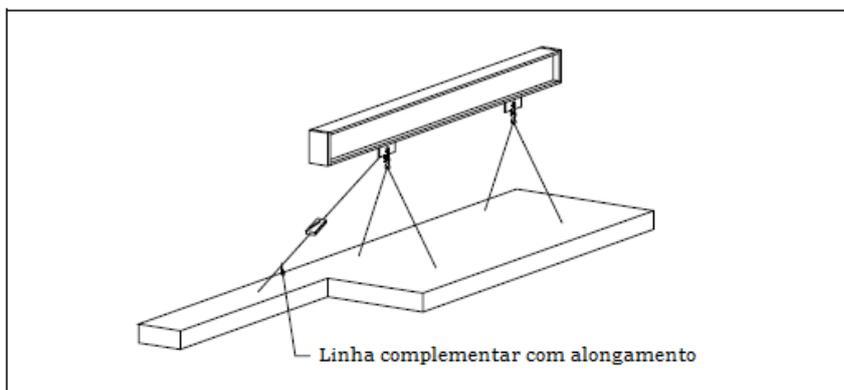
Figura 21. Momentos por faixa de laje



Fonte: adaptado de PCI, 2004.

É necessário também dar atenção especial à peças com geometria não usuais, como a descrita na Figura 22.

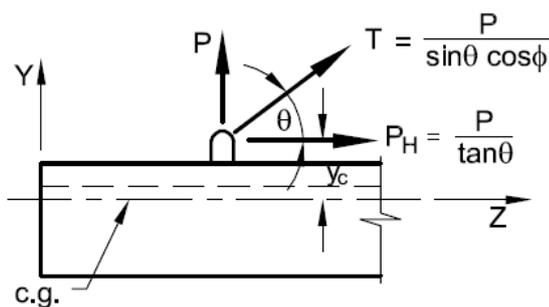
Figura 22. Pontos de içamento complementares



Fonte: adaptado de PCI, 2004.

Vale destacar também os ângulos de içamento dos elementos (Figura 23). Quando o ângulo de elevação é pequeno, os componentes da força paralela ao eixo longitudinal do elemento podem gerar um momento significativo devido a efeitos secundários (PCI 2004).

Figura 23. Ângulos de içamento.



Fonte: PCI, 2004.

Onde:

$\phi$  = ângulo de içamento entre os eixos Y e X

Embora este efeito pode e deve ser contabilizado, não é recomendado que seja maior que o momento de cálculo.

Além de garantir que a treliça esteja ancorada na placa, há também a preocupação do alinhamento dos elementos na obra. Segundo SHEPPARD ET AL (1989), a forma do elemento influencia no tipo de equipamento necessário para içá-lo, o número de trabalhadores para definir ou guiar o elemento no local, a sequência de colocação, o tempo e a dificuldade de se alinhar o elemento na vertical e horizontal, o tempo e a dificuldade de se realizar as ligações temporárias e permanentes e o tempo e a dificuldade de liberar o elemento do guindaste.

Na medida em que cada forma e tamanho desencadeia diferentes sequências no içamento das peças, deve ser observada a estabilidade da estrutura durante esta fase. Assim, conclui-se que o planejamento prévio de todo o movimento do guindaste é recomendado para minimizar as perdas de tempo na obra.

Fora estas medidas, deve se atentar a segurança nas operações de instalação dos elementos. Alguns elementos, como as vigotas pré-moldadas ou pré-lajes de tamanhos menores, podem ser manuseadas pelos trabalhadores na obra, entretanto há o risco de as pessoas ou objetos caírem. Do mesmo modo, deve-se ter o cuidado de evitar acidentes no corte de algum elemento para encaixe, como na extremidade das lajes com as vigas moldadas no local, onde a armadura longitudinal da viga não permite que a laje penetre no interior da mesma, sendo necessário cortar uma parte da laje para que somente sua armadura se apoie no interior da viga.

## 5.5 Escoramento

O escoramento é uma fase importante no projeto das lajes, pois como foi citado no cálculo dos deslocamentos, o tempo de retirada do escoramento corresponde diretamente ao valor da flecha imediata, isto é, ao primeiro carregamento.

Portanto, o escoramento deve ser projetado de modo a não sofrer, sob a ação de seu próprio peso, do peso da estrutura e das cargas acidentais que possam atuar durante a execução da estrutura de concreto, deformações prejudiciais ao formato da estrutura ou que possam causar esforços não previstos no concreto. Além do formato, a função, a aparência e a durabilidade da estrutura de concreto permanente não devem ser prejudicadas devido a qualquer problema com as fôrmas, o escoramento ou sua remoção.

Durante a execução da estrutura, o concreto da alma e da capa da laje ainda não estará endurecido, e os elementos resistentes são apenas o banzo superior da treliça e a placa de pré-moldado, que deverão ter capacidade de suportar seu peso próprio, a ação do concreto e uma carga acidental de construção em função do espaçamento entre suas escoras. Portanto, esses elementos não devem ser solicitados até que alcancem uma adequada resistência.

Também devem ser consideradas as ações de fatores ambientais, a carga da estrutura auxiliar, a carga das partes da estrutura permanente a serem suportadas pela estrutura auxiliar até que o concreto atinja as características estabelecidas pelo responsável pelo projeto estrutural para remoção do escoramento, os efeitos dinâmicos acidentais produzidos pelo lançamento e adensamento do concreto, em especial o efeito do adensamento sobre o empuxo do concreto nas fôrmas.

Segundo a NBR 14931 (ABNT, 2004), o sistema de fôrmas, que compreende as fôrmas, o escoramento, o cimbramento e os andaimes, incluindo seus apoios, bem como as uniões entre os diversos elementos, deve ser projetado e construído de modo a ter uma resistência às ações a que possa ser submetida durante o processo de construção e uma rigidez suficiente para assegurar que as tolerâncias especificadas para a estrutura e nas especificações do projeto sejam satisfeitas e a integridade dos elementos estruturais não seja afetada.

Segundo ABRAPEX (2006), o espaçamento máximo entre as linhas de escoras é função das solicitações atuantes durante a fase de montagem e de concretagem, sendo função da bitola da barra de aço do banzo superior da treliça.

Utilizando a fórmula de Euler, citada na NBR 8800 (ABNT, 2008), Tabela H.2, adota-se o valor de  $K = 1$ , baseando-se no valor de GASPAR (2000) para a equação de equilíbrio dada por:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_{sup}}{K * l_{sup}^2} \quad (5.1)$$

Onde  $I_{sup}$  é a barra superior da treliça, E o módulo de elasticidade do aço e  $l_{sup}$  o comprimento de flambagem entre os nós da barra superior.

Os coeficientes para combinação das ações atuantes na fase construtiva são de acordo com a NBR 8681 (2003), sendo o valor do coeficiente de ponderação de 1,3 para ações permanentes diretas de elementos construtivos industrializados

com adições *in loco* e 1,3 para ações de construção variáveis em geral, respectivamente. Vale salientar que as cargas acidentais que atuam durante a concretagem são de curta duração, ocorrendo somente por algumas horas no elemento, não atuando mais após o fim da concretagem.

Esta carga acidental distribuída de concretagem é difícil de ser prevista exatamente como ocorrerá na obra e deve ser equivalente à combinação do peso de pessoas e equipamentos (sobrecarga de construção) mais o acúmulo eventual de concreto fresco atuando sobre a laje no momento da concretagem, sendo que pode variar em função do tamanho e peso dos equipamentos usados e do número de pessoas atuando nesta fase. Foram levantados valores adotados por alguns autores, sendo que alguns citam os coeficientes de ponderação das ações.

ELLIOT (2002) e MACGINLEY (1998) adotam o valor de 1,5 kN/m<sup>2</sup> distribuído sobre a laje. Já BERGMEISTER ET AL (2009), utiliza a situação mais crítica entre a carga distribuída de 1,5 kN/m<sup>2</sup> ou a carga de 1,5 kN concentrada no ponto mais crítico, utilizando coeficiente de majoração de ação de  $\gamma=1,25$ .

Em trabalhos nacionais, como GASPAR (2000), utiliza-se carga de 2,15 kN concentrados, referente a um caso particular da carga de cada roda de uma jericá e de aproximadamente 1 kN para carrinhos de mão. No trabalho feito por EL DEBS ET AL (2000) é adotado um valor de 100 kgf/m<sup>2</sup> de carga distribuída, e enfatizado que para lajes de grande espessura devem ser considerados valores superiores a este devido ao uso de equipamentos mais pesados para concretagem.

Em referências à normas nacionais e internacionais, na norma espanhola EF-6 (1997) é adotado o valor de 1 kN/m<sup>2</sup> (item 16.1), utilizando-se coeficientes parciais de segurança segundo a "INSTRUCCIÓN EHE", sendo que o coeficiente de majoração não poderá ser menor que 1,25. Já na norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), (item Q.4.1) é adotado o valor mais nocivo entre uma carga uniformemente distribuída de no mínimo 1,0 kN/m<sup>2</sup> e uma carga linear de 2,2 kN/m perpendicular à direção do vão, na posição mais desfavorável, somente para verificação do momento fletor.

Em referências internacionais encontramos o folheto da CORUS NEW ZELAND (2005), considerando que os carregamentos no estágio de construção consistem do peso próprio das lajes e o carregamento básico de construção. O carregamento básico é dado por 1,5 kN/m<sup>2</sup> ou 4.5/Lp (considerado o maior entre os dois valores), onde Lp é o vão efetivo da laje entre os suportes, em metros. Para vãos

com várias linhas de escora, a sobrecarga básica de construção de  $1.5 \text{ kN/m}^2$  é considerada apenas em um vão. Nos outros vãos a carga é considerada metade deste valor ( $0,75 \text{ kN/m}^2$ ).

Outro fator a ser levado em conta é o valor do deslocamento vertical admissível no escoramento. Durante esta etapa a laje pode sofrer um deslocamento que se somará ao valor do deslocamento vertical no uso final da estrutura. Alguns autores, como BERGMEISTER ET AL (2009), utilizam o valor de  $L/500$ , considerando que o elemento não entre no Estádio II. Já SOUZA (2008) considera a finalidade da estrutura para determinar a deformação máxima (Tabela 03) das fôrmas de escoramento.

Tabela 03. Deslocamento máximo de fôrmas de escoramento

Deslocamento Máximo (mm) permitido em função do vão L (mm)							
Vão	L = 100	L = 500	L = 1000	L = 2000	L = 4000	L = 6000	L > 6000
a	5	7	9	11	14	18	$L/333$
b	3	4	5	6,5	10	12	$L/500$
c	2	2,5	3	5	8	10	$L/600$
a) Superfícies com acabamento de pouca exigência e faces inferiores de trechos brutos							
b) Superfícies com acabamento de exigência média e faces inferiores de trechos acabados							
c) Igual ao item b), porém com maiores exigências							

Fonte: Souza, 2008

O escoramento traz também uma grande vantagem ao permitir a introdução de contra-flechas, através de calçamento variável das escoras, pois proporciona melhora significativa do sistema no atendimento à verificação do estado de deformação excessiva.

Os momentos negativos gerados pelo suporte de montagem também devem ser verificados. Em alguns países, como Alemanha, a norma DIN 1045 (2001), item 19.5.2.2, cita que para lajes calculadas como vigas bi-apoiadas não é necessário verificar os momentos negativos, pois há uma norma específica para as treliças que garante esta verificação. Entretanto, ainda não possuímos uma norma de treliças que garantem essa segurança em nosso país.

## 5.6 Desfôrma

Segundo a ACI-318 (2008), a remoção das fôrmas de construções de multi-pavimentos deve ser planejada, considerando os suportes temporários levando-se em conta a estrutura como um todo e também cada elemento individualmente. Tal procedimento deverá ser elaborado antes da construção e deve ser baseada em uma análise estrutural tendo em conta os seguintes itens, no mínimo:

- (a) O sistema estrutural existente em cada estágio da construção e as cargas de construção correspondentes a cada um;
- (b) A resistência do concreto nos vários estágios durante a construção;
- (c) A influência das deformações da estrutura e do sistema de escoramento na distribuição de cargas permanentes e cargas de construção durante as várias fases de construção;
- (d) A resistência e o espaçamento dos sistemas de escoramento utilizados, bem como o método de escoramento, suportes, remoção dos escoramentos, incluindo os intervalos mínimos entre as várias operações;
- (e) Qualquer carga ou condição que afeta a segurança ou a manutenção da estrutura durante a construção.

A NBR 14931 (2004) também considera o aspecto referente a locais de difícil acesso para retirada de fôrmas e às condições de cura a que o elemento estará submetido.

## 5 AVALIAÇÃO DA DISTÂNCIA ENTRE ESCORAS

---

Para estimativa da distância entre escoras, foi desenvolvido um programa experimental para avaliar o comportamento das lajes pré-fabricadas antes do endurecimento da capa de concreto, como ocorre em sua execução na fase intermediária. Isto é, após içamento e montagem das lajes na obra, no momento em que se lança o concreto sobre as placas escoradas. Nesta etapa, apenas a placa pré-fabricada de concreto e as treliças estão trabalhando.

Este programa foi desenvolvido em três diferentes etapas:

1. Simulação numérica prévia: carregamentos e justificativas das dimensões e materiais adotados para o ensaio experimental;
2. Avaliação experimental: caracterização dos materiais, execução das placas pré-moldadas, instrumentação e execução do ensaio;
3. Verificação da simulação numérica: utilização dos valores reais ensaiados, corrigindo os parâmetros de ensaio que estavam diferentes da simulação numérica.

A simulação numérica prévia buscou antever o comportamento das lajes antes do ensaio, de forma a justificar a escolha das dimensões adotadas. Optou-se pela simulação numérica pois torna-se difícil determinar os esforços devido a complexidade dos cálculos no momento da montagem da laje. Nesta etapa, a placa de concreto está unida apenas na parte inferior da treliça, não ocorrendo uma aderência completa do concreto com o aço.

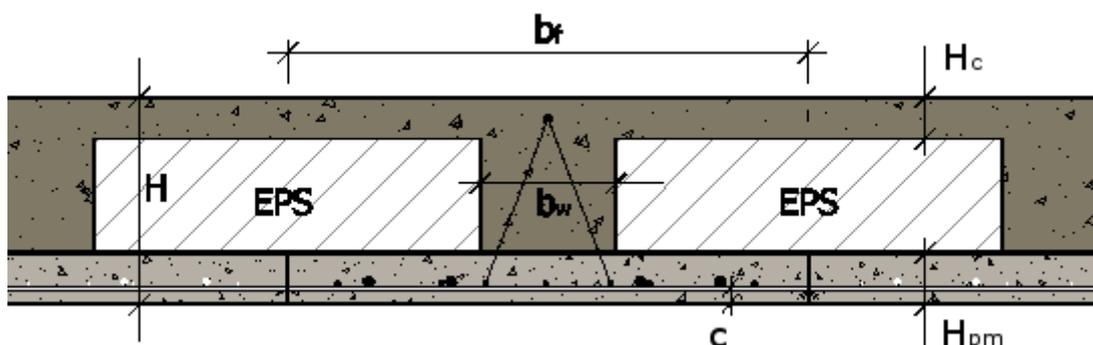
Com as dimensões encontradas na simulação numérica, executou-se o ensaio. Foram retiradas amostras do material para discretização e com os e com os dados e ajustes necessários no programa, a simulação numérica foi refeita.

O programa visa verificar os valores ensaiados com os numéricos e se estes valores estão dentro de padrões de segurança estabelecidos.

As dimensões e especificações dos materiais adotados (Figura 24) foram fornecidos pela empresa financiadora do projeto, SUDESTE PRÉ-FABRICADOS. As lajes pré-fabricadas estudadas são amplamente empregadas pela empresa em

diferentes alturas, que variam em função da carga e do vão. Sua altura geralmente é definida em função da altura da treliça.

Figura 24. Especificações da pré-laje após concretagem da capa



Fonte: autor

Onde:

$H$  é a altura total da laje;  $H_{pm}$  é a altura da placa de pré-moldado,  $b_w$  a largura da nervura,  $b_f$  a largura da mesa colaborante,  $H_c$  a altura da capa de concreto,  $c$  o cobrimento das armaduras,  $f_{ck,pm}$  e  $f_{ck,c}$  as resistências do concreto pré-moldado e do concreto lançado *in loco*, respectivamente.

As Tabelas 04 e 05 apresentam as medidas utilizadas pela empresa dos elementos descritos acima e as especificações dos materiais.

Tabela 04. Características gerais das pré-lajes SUDESTE

$H_{pm}$	$b_f$	$b_w$	$H_c$	$c$	$f_{ck,pm}$	$f_{ck,c}$
	(cm)				(MPa)	
5,5	50,0	15,0	4,0	2,0	35	30

Fonte: autor

Tabela 05. Treliças utilizadas em diferentes alturas

$H$	16	21	25	30	35
TR	12645	16745	20745	25856	30856

Fonte: autor

No cálculo do carregamento foram admitidas duas cargas atuantes durante a fase de construção:

- o peso próprio do elemento, formado pelo concreto pré-moldado, o concreto lançado na obra e suas respectivas armaduras;
- as cargas provenientes da construção, como maquinários e trabalhadores.

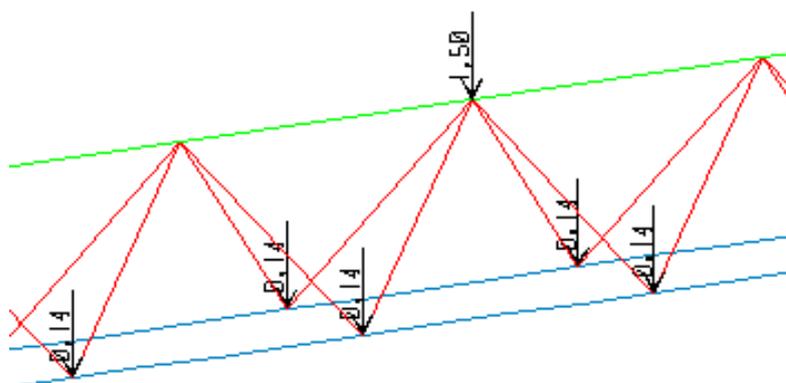
Para cálculo do peso próprio do elemento, considerou-se o peso específico do concreto armado, com valor de  $25 \text{ kN/m}^3$ .

Para a carga proveniente da construção, adotaram-se os valores de BERGMEISTER ET AL (2009), que utiliza a situação mais crítica entre a carga distribuída de  $1,5 \text{ kN/m}^2$  ou a carga concentrada de  $1,5 \text{ kN}$  aplicada no ponto mais crítico, que neste estudo é o meio do vão da laje bi-apoiada.

O valor da carga característica foi tomado com 30% de probabilidade de ser ultrapassado no período de referência considerado, com base nos valores da tabela 1 e 4 da NBR 8681 (ABNT, 2004). Portanto, para o cálculo do vão máximo na obra foi utilizado o coeficiente referente a estruturas pré-moldadas e estruturas especiais de construção.

O peso próprio do elemento na simulação computacional foi lançado nos nós dos banzos inferiores da treliça, enquanto as cargas provenientes da construção, no caso tanto da carga concentrada como distribuída, foram lançadas nos nós do banzo superior da treliça (Figura 25).

Figura 25. Aplicação do peso próprio nos banzos inferiores da treliça e da carga de construção no banzo superior



Fonte: autor

## 6.1 Simulação Numérica Prévia

Para a simulação numérica, utilizou-se o programa computacional SAP2000 (Structural Analysis Program). Foi realizada uma análise não-linear e estática, encontrando esforços e deslocamentos que variavam para cada modelo.

As lajes foram modeladas no AUTOCAD e importadas para o SAP. Utilizando o modelo “flat slab”, que melhor representa os aspectos geométricos de uma laje, dividiu-se o modelo em 14x40 pequenos elementos, ligados entre si em pontos nodais, onde se supõe concentradas todas as forças de ligação dos elementos.

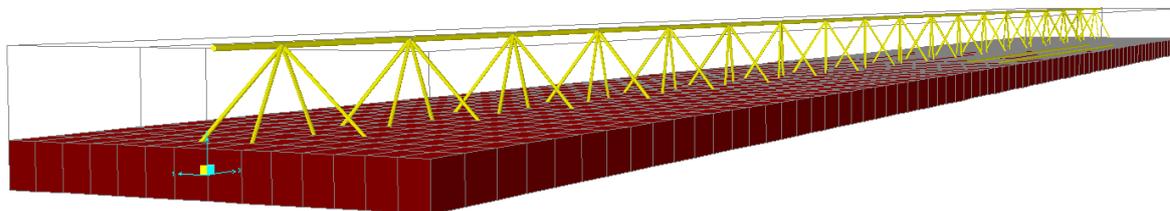
Os materiais discretizados nesta simulação, o concreto e o aço, foram projetados para trabalhar no regime perfeitamente elástico, onde as deformações são proporcionais as tensões e ligação entre eles ocorre por meio de nós. O material da placa segue a Lei de Hooke e tem as mesmas constantes elásticas (módulo de elasticidade e módulo de Young), para qualquer estado de carregamento.

Algumas considerações na discretização do material: o material da placa é homogêneo e isotrópico; a espessura da placa é constante; a espessura da placa é pequena, comparada com as outras dimensões da placa; as fibras perpendiculares ao plano médio da placa antes da deformação permanecem perpendiculares à superfície média da placa deformada; a tensão normal perpendicular ao plano médio da placa é desprezível; as flechas são pequenas; no plano médio da placa atuam tensões normais; o peso próprio deve ser considerado na carga externa; e os ângulos das placas estão seguros contra ao levantamento (momento volvente).

A resistência do concreto após ensaio foi de 30 MPa para a base pré-moldada e aço CA60 para as treliças, conforme especificado pela empresa fabricante. O módulo de elasticidade do concreto foi de 26.071,6 MPa, calculado em função de sua resistência e do aço, foi admitido o valor igual a 210.000 MPa, devido à falta de ensaios, e o coeficiente de Poisson  $\nu$  igual a 0,2, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).

Uma simulação numérica do elemento placa de concreto pré-moldado e armadura do tipo treliça está representado na Figura 26 abaixo, e suas dimensões seguiram as medidas apresentadas na Tabela 4 e 5. Foi utilizado na simulação uma treliça isostática, com impedimento de deslocamento na direção horizontal (plano y), isto é, com cinco graus de liberdade.

Figura 26. Elemento placa de concreto pré-moldado + treliça

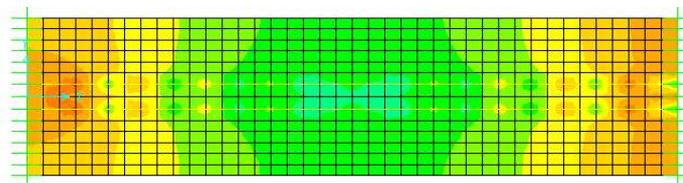


Fonte: autor

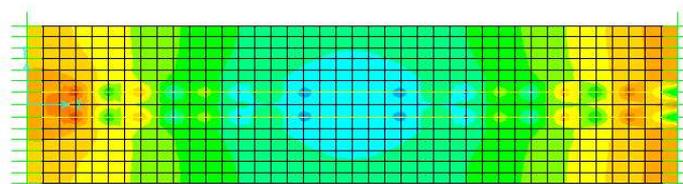
Os elementos atenderam a duas situações, sendo a mais crítica entre a carga distribuída de  $1,5 \text{ kN/m}^2$  ou a carga concentrada de  $1,5 \text{ kN}$  no meio do vão, que determinaram os vãos para o ensaio experimental. Os carregamentos distribuídos foram transformados em carregamentos nodais, utilizando o comando `ASSIGN->JOINT STATIC LOAD->FORCES` e diferenciados os carregamentos permanentes dos acidentais para as diferentes combinações.

Com as lajes inseridas no programa, os materiais definidos e os carregamentos determinados, foram encontradas as forças de compressão no banzo superior da treliça, o deslocamento vertical (flecha) e os diagramas da força de tração e dos momentos fletores resultantes da análise no SAP2000, onde os diagramas são apresentados na forma de escala de cores. Nas Figuras 27 e 28 estão apresentados exemplos destes diagramas.

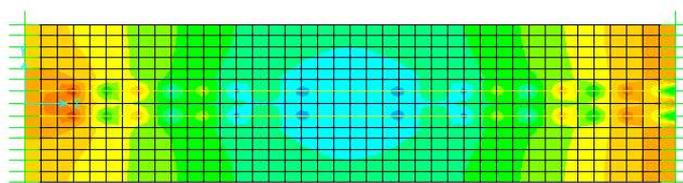
Figura 27. Força de tração F11 (kN/m) - elemento composto por placa de concreto pré-moldado + treliça



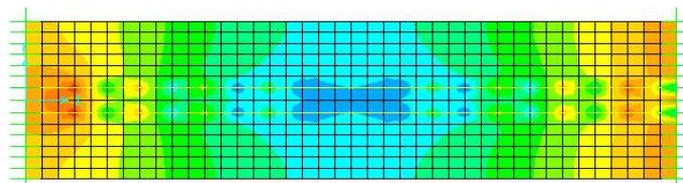
TR 12645



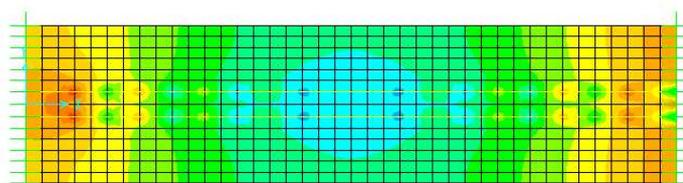
TR 16745



TR 20745



TR 25856

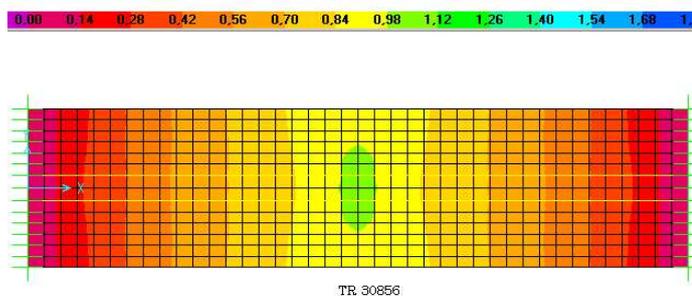
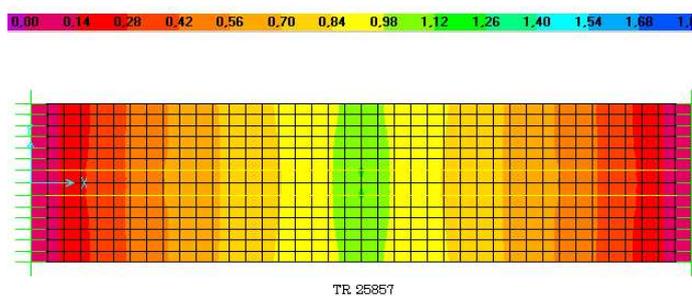
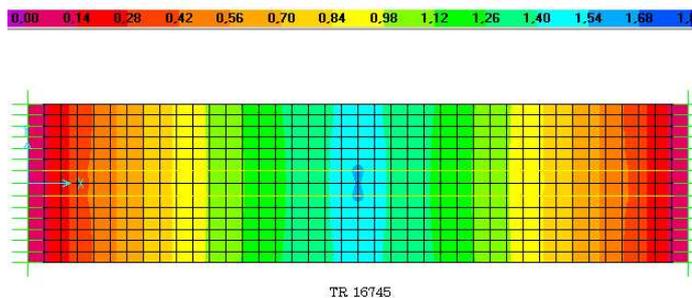
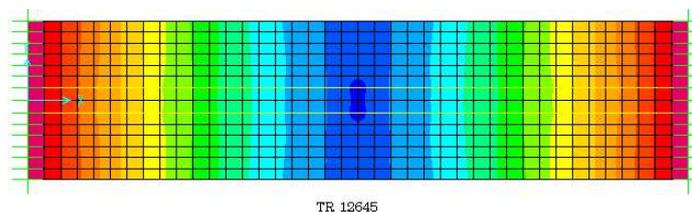


TR 30856



Fonte: autor

Figura 28. Momento fletor M11 (kN.m/m) – elemento composto por placa de concreto pré-moldado + treliça



Fonte: autor

Nas tabelas 6 e 7 estão apresentados os esforços máximos a partir de análise realizada para as ações verticais atuantes. As tabelas estão distribuídas da seguinte forma: os resultados da força de compressão no banzo superior foram comparados com a força crítica máxima admitida; a flecha encontrada no SAP com a flecha máxima admitida para este vão e carregamento; e com a força de tração e o momento fletor calculou-se a armadura necessária comparando-a com a armadura disponível.

O comprimento entre os nós da treliça para cálculo do comprimento de flambagem é de 20 cm e a força crítica é dada pela fórmula:

Tabela 06. Vãos admitidos em função da verificação dos esforços atuantes para sobrecarga distribuída de construção de 1,5 kN/m<sup>2</sup>

H	F <sub>cr</sub> *	F <sub>comp</sub> banzo sup SAP	vão	Flecha admissível *	Flecha SAP	F <sub>tração</sub> placa pm SAP	M <sub>fletor</sub> placa pm SAP	Armadura necessária*	Armadura disponível
(cm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm)	(cm)	(kN/m)	(kN.m/m)	(cm <sup>2</sup> /i.e.)	(cm <sup>2</sup> /i.e.)
16	3,29	1,998	1,8	0,36	0,1101	4,754	1,29	0,33	0,40
21	6,10	4,144	2,2	0,44	0,1981	9,32	1,54	0,36	0,40
25	6,10	4,19	2,2	0,44	0,1768	9,43	1,36	0,31	0,40
30	10,41	8,816	3,0	0,6	0,4064	18,59	1,67	0,32	0,56
35	10,41	8,365	3,0	0,6	0,3628	17,65	1,47	0,26	0,56

\* Valores teóricos

Fonte: autor

Tabela 07. Vãos admitidos em função da verificação dos esforços atuantes para sobrecarga concentrada de construção de 1,5 kN

H	F <sub>cr</sub> *	F <sub>comp</sub> banzo sup SAP	vão	Flecha admissível *	Flecha SAP	F <sub>tração</sub> placa pm SAP	M <sub>fletor</sub> placa pm SAP	Armadura necessária*	Armadura disponível
(cm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm)	(cm)	(kN/m)	(kN.m/m)	(cm <sup>2</sup> /i.e.)	(cm <sup>2</sup> /i.e.)
16	3,29	2,59	1,8	0,36	0,1392	9,38	1,81	0,44	0,40
21	6,10	4,85	2,2	0,44	0,2267	13,22	1,97	0,46	0,40
25	6,10	4,85	2,2	0,44	0,2011	12,69	1,76	0,40	0,40
30	10,41	9,20	3,0	0,6	0,4155	20,83	1,94	0,38	0,56
35	10,41	8,69	3,0	0,6	0,3711	19,46	1,75	0,33	0,56

\* Valores teóricos

Fonte: autor

A análise no SAP2000 foi efetuada para efeito de comparação dos esforços obtidos com os valores estabelecidos na norma e após verificação dos valores, determinar o vão para ensaio experimental.

Dentre os valores obtidos, optou-se junto a empresa financiadora do projeto ensaiar as lajes de altura de 16 cm e 21 cm. Os vãos para elas, segundo a análise do programa experimental SAP foi de, respectivamente acima de 1,8m e 2,2m, devido à falta de armadura disponível no banzo inferior da treliça, mas optou-se por ensaiar ambas com 2,2m e comparar os resultados obtidos.

## *6.2 Avaliação Experimental*

Utilizando o programa computacional SAP2000 e com base nos resultados numéricos, encontrou-se as medidas idealizadas para o modelo experimental.

Devido ao trabalho pesado no manuseio das lajes e do alto carregamento que simulava a carga de construção e do peso próprio do concreto lançado na obra, que aumentava proporcionalmente com a altura, optou-se, junto a empresa financiadora, por ensaiar as lajes que tivessem dimensões possíveis de se manusear no laboratório de Estruturas da FEC-Unicamp. As alturas escolhidas foram H=16 cm e H=21 cm, com as treliças TR 12645 (Trelliça com altura de 12 cm, com diâmetros do banzo superior de 6,0 mm, diagonal de 4,2 mm e banzo inferior de 5,0 mm) e TR 16745 (Trelliça com altura de 16 cm, com diâmetros do banzo superior de 7,0 mm, diagonal de 4,2 mm e banzo inferior de 5,0 mm), respectivamente, comparando-se os resultados entre elas.

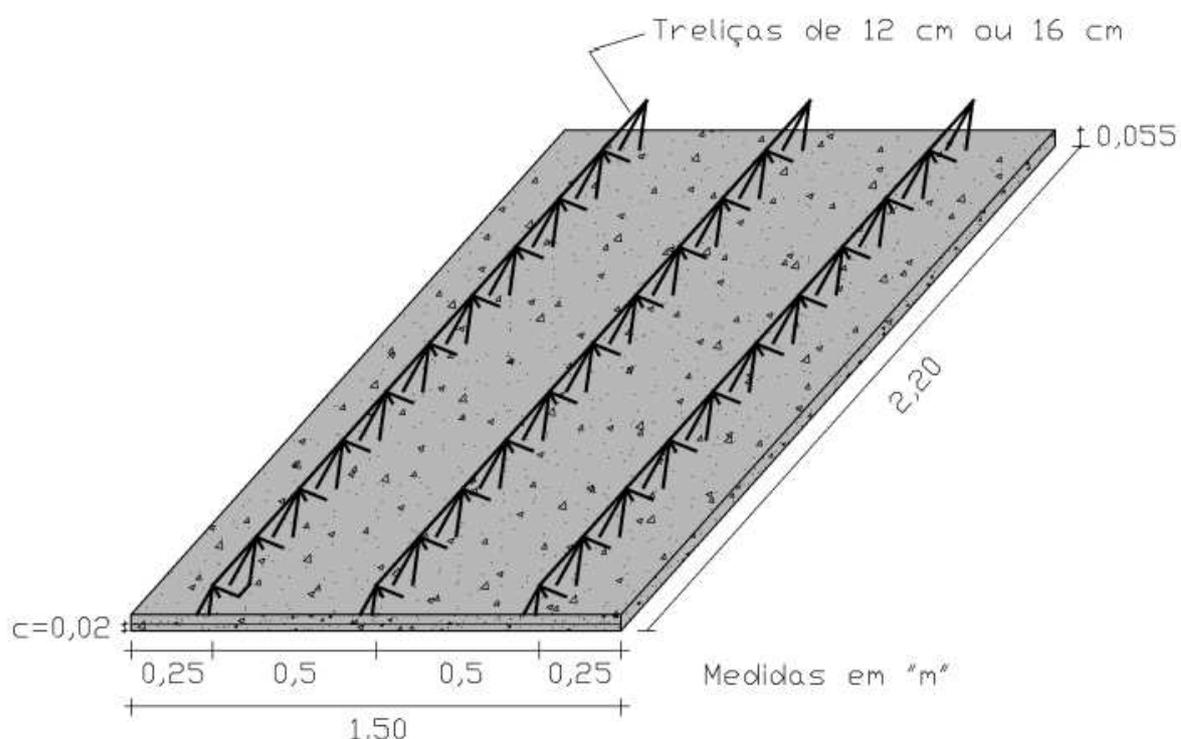
Como optou-se por ensaiar ambas com 2,2 m, pois ao invés de comparar apenas os resultados numéricos com os experimentais, poderia ser feito uma análise do comportamento das lajes em função da altura da treliça, sendo que todas as outras variáveis envolvidas eram iguais.

Foram ensaiados sete elementos de laje, sendo três de altura de 16 cm e quatro de altura de 21 cm. Os ensaios 2, 5 e 7 foram executados apenas com o carregamento distribuído de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, e os ensaios 3, 4, 6 e 7 com carregamento concentrado de 1,5 kN no meio do vão adicionado do carregamento distribuído de 1,5 kN/m<sup>2</sup> por sobre toda a laje.

### 6.2.1 Geometria e Armadura das placas

As lajes possuem treliças com altura de 12 e 16 cm, com área de aproximadamente 1,50 m de largura por 2,20 m de comprimento, altura da placa de pré-moldado de 5,5 cm, com cobrimento da armadura inferior de 2,0 cm, compostas por três treliças distantes 0,5 m entre elas e 0,25 m das extremidades (Figura 29).

Figura 29. Modelo do elemento ensaiado



Fonte: autor

### 6.2.2 Instrumentação

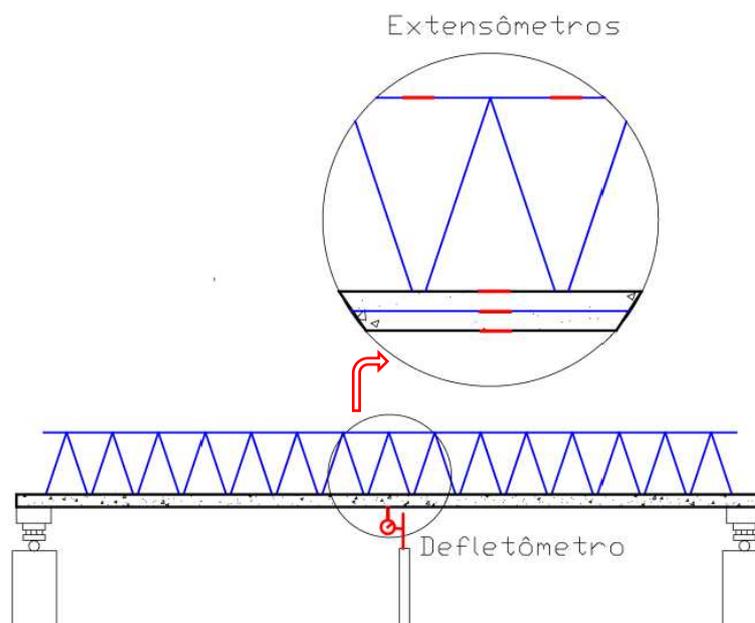
Para aquisição dos dados do comportamento da laje no ensaio, foram empregados extensômetros e defletômetros, instalados para obterem as maiores deformações e deslocamentos (Figura 30).

Posicionados na região central do elemento de laje, os extensômetros elétricos de resistência foram instalados nas barras de aço do banzo superior e inferior da treliça para a aferição das deformações nas armaduras. Os extensômetros do

banzo inferior foram inseridos nas treliças antes da concretagem da placa pré-fabricada.

Já os defletômetros foram instalados em dois pontos. Um localizado no centro da laje para medir o deslocamento vertical e outro para medição da instabilidade do banzo superior da treliça, aferindo o deslocamento horizontal.

Figura 30. Distribuição das instrumentações



Fonte: autor

Para medir as deformações nas armaduras foi utilizado um extensômetro Kyowa (Kyowa Electronic Instruments Co. Ltd), do tipo KFG-5-120-C1-11. Foram instalados em duas etapas: a primeira etapa, nos banzos inferiores da treliça, antes da concretagem (Figura 31). A segunda etapa, quando as peças já estavam no laboratório da FEC-Unicamp, nos banzos superiores da treliça (Figura 32). Os sinais dos strain gages foram amplificados e lidos através de indicadores digitais de deformações.

Figura 31. Primeira etapa: instalação do Strain gage nos banzos inferiores da treliça, antes da concretagem



Fonte: autor

Figura 32. Segunda etapa: instalação do Strain gage no banzo superior da treliça e uma ampliação do mesmo



Fonte: autor

Para medição da instabilidade da barra localizada no banzo superior da treliça, que aferiu o deslocamento horizontal tanto positivo quanto negativo, utilizou-se o instrumento apoiado na base da laje.

Figura 33. Defletômetro para medição do deslocamento horizontal do banzo superior da treliça



Fonte: autor

Já o defletômetro para aferição da flecha no meio do vão foi fixado utilizando-se de um suporte para segurar o instrumento (barra de alumínio), que se encontrava apoiado nas extremidades fora da laje.

Figura 34. Barra de suporte para segurar o defletômetro.



Fonte: autor

Figura 35. Defletômetro preso a barra de suporte por um grampo sargento.



Fonte: autor

Figura 36. Defletômetro para medição do deslocamento vertical da laje



Fonte: autor

Figura 37. Instrumentação durante o ensaio.



Fonte: autor

Os valores aferidos no ensaio foram de 1 dado/seg, conforme exemplo dado na Tabela 08.

Tabela 08. Tabela de aquisição de dados do ensaio

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1				flam-ban	b-inf-esq	b-inf-dir	b-sup-comp	flecha-laje	
2				User Defined Units	Microstrain	Microstrain	Microstrain	User Defined Units	
3	Scan ID	Date	Time	mm	ue	ue	ue	mm	
4	1	14/11/2012	09:42:23	0,00E+00	4,83E-01	-9,64E-01	4,82E-01	2,15E+00	
5	2	14/11/2012	09:42:24	-5,82E+00	4,83E-01	-9,64E-01	-4,82E-01	2,15E+00	
6	3	14/11/2012	09:42:25	-2,91E+00	0,00E+00	-4,82E-01	0,00E+00	2,15E+00	
7	4	14/11/2012	09:42:26	-2,91E+00	-4,83E-01	0,00E+00	4,82E-01	2,15E+00	
8	5	14/11/2012	09:42:27	-5,82E+00	4,83E-01	-9,64E-01	0,00E+00	2,15E+00	
9	6	14/11/2012	09:42:28	-5,82E+00	4,83E-01	-9,64E-01	0,00E+00	2,15E+00	
10	7	14/11/2012	09:42:29	-2,91E+00	4,83E-01	-9,64E-01	0,00E+00	2,15E+00	
11	8	14/11/2012	09:42:30	-2,91E+00	4,83E-01	-1,93E+00	0,00E+00	0,00E+00	
12	9	14/11/2012	09:42:31	0,00E+00	-4,83E-01	-9,64E-01	4,82E-01	4,31E+00	
13	10	14/11/2012	09:42:32	-2,91E+00	4,83E-01	-1,93E+00	-9,64E-01	-2,15E+00	
14	11	14/11/2012	09:42:33	0,00E+00	9,66E-01	-9,64E-01	4,82E-01	0,00E+00	
15	12	14/11/2012	09:42:34	-2,91E+00	4,83E-01	-9,64E-01	-4,82E-01	0,00E+00	
16	13	14/11/2012	09:42:35	-2,91E+00	0,00E+00	-4,82E-01	0,00E+00	2,15E+00	
17	14	14/11/2012	09:42:36	-2,91E+00	0,00E+00	-4,82E-01	4,82E-01	2,15E+00	
18	15	14/11/2012	09:42:37	-2,91E+00	4,83E-01	-9,64E-01	0,00E+00	0,00E+00	
19	16	14/11/2012	09:42:38	-2,91E+00	4,83E-01	-9,64E-01	4,82E-01	0,00E+00	
20	17	14/11/2012	09:42:39	0,00E+00	-4,83E-01	-9,64E-01	0,00E+00	2,15E+00	
21	18	14/11/2012	09:42:40	-8,74E+00	0,00E+00	0,00E+00	4,82E-01	2,15E+00	
22	19	14/11/2012	09:42:41	0,00E+00	4,83E-01	0,00E+00	4,82E-01	2,15E+00	
23	20	14/11/2012	09:42:42	-5,82E+00	9,66E-01	1,45E+00	4,82E-01	-6,68E+01	

Fonte: autor

### 6.2.3 *Moldagem das Placas*

As placas foram fornecidas e moldadas na empresa SUDESTE PRÉ-FABRICADOS, localizada na cidade de Americana, SP.

O material pré-moldado foi executado com concreto de resistência à compressão de 30 MPa, moldadas em fôrmas metálicas vibratórias e posteriormente curadas sob ambiente controlado (câmaras úmidas). Foram retiradas das fôrmas com 7 dias após o início da cura.

Figura 38. Montagem da tela e treliça da laje na fôrma de concretagem.



Fonte: autor

Figura 39. Concretagem das lajes.



Fonte: autor

Figura 40. Concreto após vibração por meio de mesas vibratórias.



Fonte: autor

#### 6.2.4 Execução dos ensaios

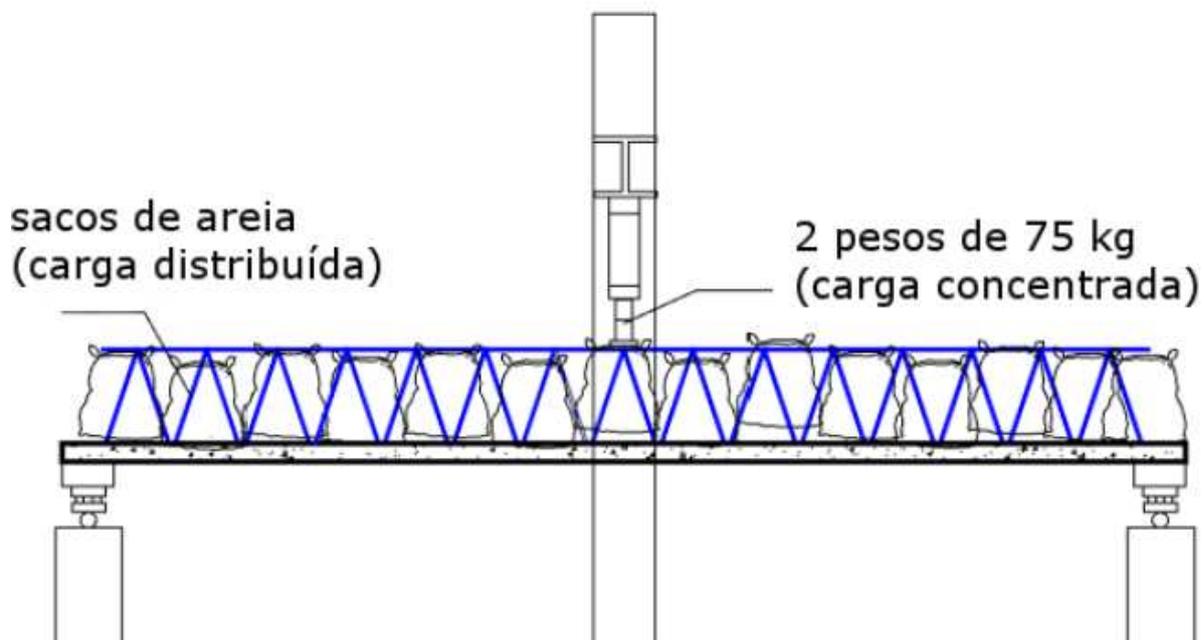
Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da FEC, UNICAMP. Foram realizados sete ensaios, sendo três para altura de  $H=16\text{cm}$  e quatro para altura de  $H=21\text{cm}$ , divididos em dois ensaios com carregamento concentrado e dois com carregamento distribuído.

Para simulação das cargas atuantes durante a fase de construção, foram adotados:

- Peso próprio da estrutura: sacos de areia fina úmida com o peso equivalente de concreto lançado na obra.
- Carga distribuída de  $1,5\text{ kN/m}^2$ : sacos de areia úmida
- Carga concentrada de  $1,5\text{ kN}$ : dois pesos de  $75\text{ kg}$  alinhados no meio do vão

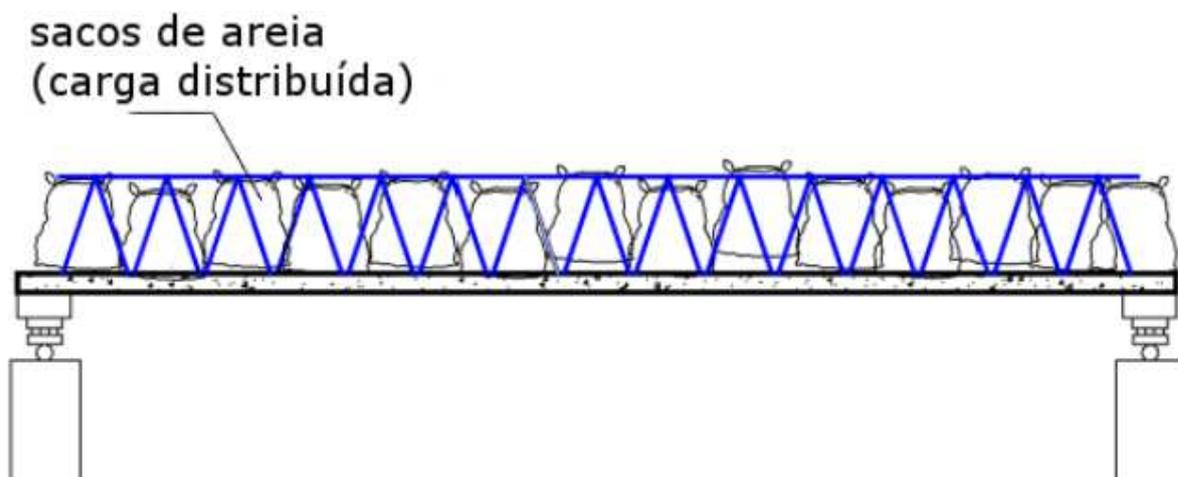
As Figura 41 e 42 apresentam os protótipos dos ensaios e as Figuras 43 e 44 as fotos do ensaio.

Figura 41. Aplicação da carga concentrada de construção e do peso próprio



Fonte: autor

Figura 42. Aplicação da carga distribuída de construção e do peso próprio



Fonte: autor

Figura 43. Aplicação da carga concentrada de 1,50 kN.



Fonte: autor

Figura 44. Aplicação do carregamento distribuído de 1,5 kN/m<sup>2</sup> em sacos de 30 kg.



Fonte: autor

Devido ao atrito entre a laje e o apoio, as lajes foram apoiadas em barras cilíndricas, garantindo rotação. Em um dos lados, o cilindro foi colocado solto para a

livre rotação, enquanto no outro, o cilindro foi travado na base para que não gire livremente.

Figura 45. Detalhe dos apoios cilíndricos



Fonte: autor

Durante o ensaio, as cargas foram aplicadas gradativamente e mantidas constantes. Após cada incremento de carga eram feitas novas leituras das deformações nas barras de aço, deslocamentos verticais na base da laje e deslocamento horizontal nas barras superiores da treliça.

### 6.2.5 Resultados dos ensaios

Os resultados obtidos nos ensaios experimentais encontram-se nas tabelas de 9 a 13. Nos ensaios 2, 5 e 7 as lajes foram carregadas apenas com o carregamento distribuído de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, e nos ensaios 3, 4, 6 e 7 com carregamento concentrado de 1,5 kN no meio do vão adicionado do carregamento distribuído de 1,5 kN/m<sup>2</sup> por sobre toda a laje.

Tabela 9. Deslocamento vertical na laje

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
H da laje (cm)	16	16	16	21	21	21	21
H da treliça (cm)	12	12	12	16	16	16	16
Flecha (mm)	1,09	1,55	3,16	0,89	1,39	1,08	1,71

Fonte: autor

Tabela 10. Deslocamento horizontal no banço superior da treliça.

Ensaio	02	03	04	05	06	07	08
Deslocamento horizontal (mm)	0,058	0,020	0,026	0,012	0,032	0,006	0,012

Fonte: autor

Tabela 11. Força no banço superior da treliça.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
Força (kN)	1,11	2,16	2,71	0,89	1,47	0,68	1,46

Fonte: autor

Tabela 12. Deformação e tensão no banço superior da treliça.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
Deformação	1,92E-04	3,74E-04	4,68E-04	1,13E-04	2,57E-04	8,67E-05	1,85E-04
Tensão (Mpa)	40,32	78,54	98,28	23,73	53,97	18,21	38,85

Fonte: autor

Tabela 13. Deformação no banço inferior da treliça.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
Deformação	-	-	1,54E-04	-	-	5,79E-06	8,67E-06
Tensão (Mpa)	-	-	32,34	-	-	1,22	1,82

Fonte: autor

### 6.3 Verificação da Avaliação Numérica

#### 6.3.1 Caracterização dos Materiais

Para calibração do modelo numérico, foram realizados alguns ensaios para caracterização dos materiais.

Para o concreto usado nas placas pré-moldadas, foram retirados no momento da sua fabricação 6 corpos-de-prova de 15cm x 30cm, moldados em fôrmas metálicas cilíndricas. A resistência característica à compressão do concreto foi determinada em dois corpos-de-prova, provenientes da mesma betonada, preparados e curados sob as mesmas condições e de acordo com o que estabelece a NBR 5738 (ABNT, 2015), ensaiados à compressão de acordo com o que define a NBR 5739 (ABNT, 2007), mas rompidos a velocidades de carregamento diferentes, definidas na NBR 8522 (ABNT, 2017). Os valores encontrados no ensaio a compressão foram de 30000 e 31000 kgf.

O módulo de elasticidade ou módulo de deformação inicial do concreto aos 28 dias foi de 26.071,6 MPa, calculado em função do valor do ensaio a compressão com menor valor.

Para as armaduras da treliça foi adotado o valor de 600 MPa para a tensão de escoamento característica e 210.000 MPa para o módulo de elasticidade do aço. Por meio deste valor determinou-se a resistência à tração, resistência ao escoamento e o módulo de deformação.

### 6.3.2 Resultados Numéricos

Os resultados obtidos no ensaio numérico utilizando-se o programa computacional SAP 2000 apresentam-se nas tabelas 14 a 17, onde os ensaios 2, 5 e 7 as lajes foram carregadas apenas com o carregamento distribuído de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, e nos ensaios 3, 4, 6 e 7 com carregamento concentrado de 1,5 kN no meio do vão adicionado do carregamento distribuído de 1,5 kN/m<sup>2</sup> por sobre toda a laje.

Tabela 14. Valor numérico dos deslocamentos verticais.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
H da laje (cm)	16	16	16	21	21	21	21
H da treliça (cm)	12	12	12	16	16	16	16
Flecha (mm)	1,97	2,51	2,51	1,38	1,78	1,38	1,78

Fonte: autor

Tabela 15. Força no banzo superior da treliça.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
Força (kN)	2,45	3,21	3,21	2,83	3,71	2,83	3,71

Fonte: autor

Tabela 16. Deformação e tensão no banzo superior da treliça.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
Deformação	4,24E-04	5,56E-04	5,56E-04	3,60E-04	4,72E-04	3,60E-04	4,72E-04
Tensão (MPa)	89,04	116,76	116,76	75,60	99,12	75,60	99,12

Fonte: autor

Tabela 17. Deformação e tensão no banzo inferior da treliça.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
Deformação	3,96E-06	6,70E-06	6,70E-06	4,59E-06	7,12E-06	4,59E-06	7,12E-06
Tensão (MPa)	0,83	1,41	1,41	0,96	1,50	0,96	1,50

Fonte: autor

## 6 ANÁLISE DE RESULTADOS

---

Após ensaio das lajes com treliças de 12 cm (H16) e 16 cm (H21), os resultados (experimentais, teóricos e numéricos) foram comparados. Analisou-se os dados adquiridos e comparou-se os resultados entre elas, assim como também com os valores teóricos e numéricos, verificando se há uma relação frequente entre eles e se o método utilizado está calibrado corretamente.

Vale salientar que nas simulações numéricas implementadas não foram consideradas eventuais imperfeições naturais de obra, como um desalinhamento do eixo do banzo superior da treliça ou o afundamento de algum nó no momento entre o transporte e a montagem das lajes.

Um outro aspecto que interferiu neste ensaio foi que as distâncias entre os apoios tiveram que ser adotadas com número ímpar de espaçamento entre os nós inferiores das treliças. Isto se deve à simulação da carga concentrada de construção no meio do vão de 1,5 kN, que era inserida no banzo superior da treliça, tornando o método restrito para alguns casos reais.

Quanto a execução do ensaio, tornou-se difícil manter a velocidade de carregamento e a constância do mesmo, sendo que o ensaio foi executado por meio de força humana.

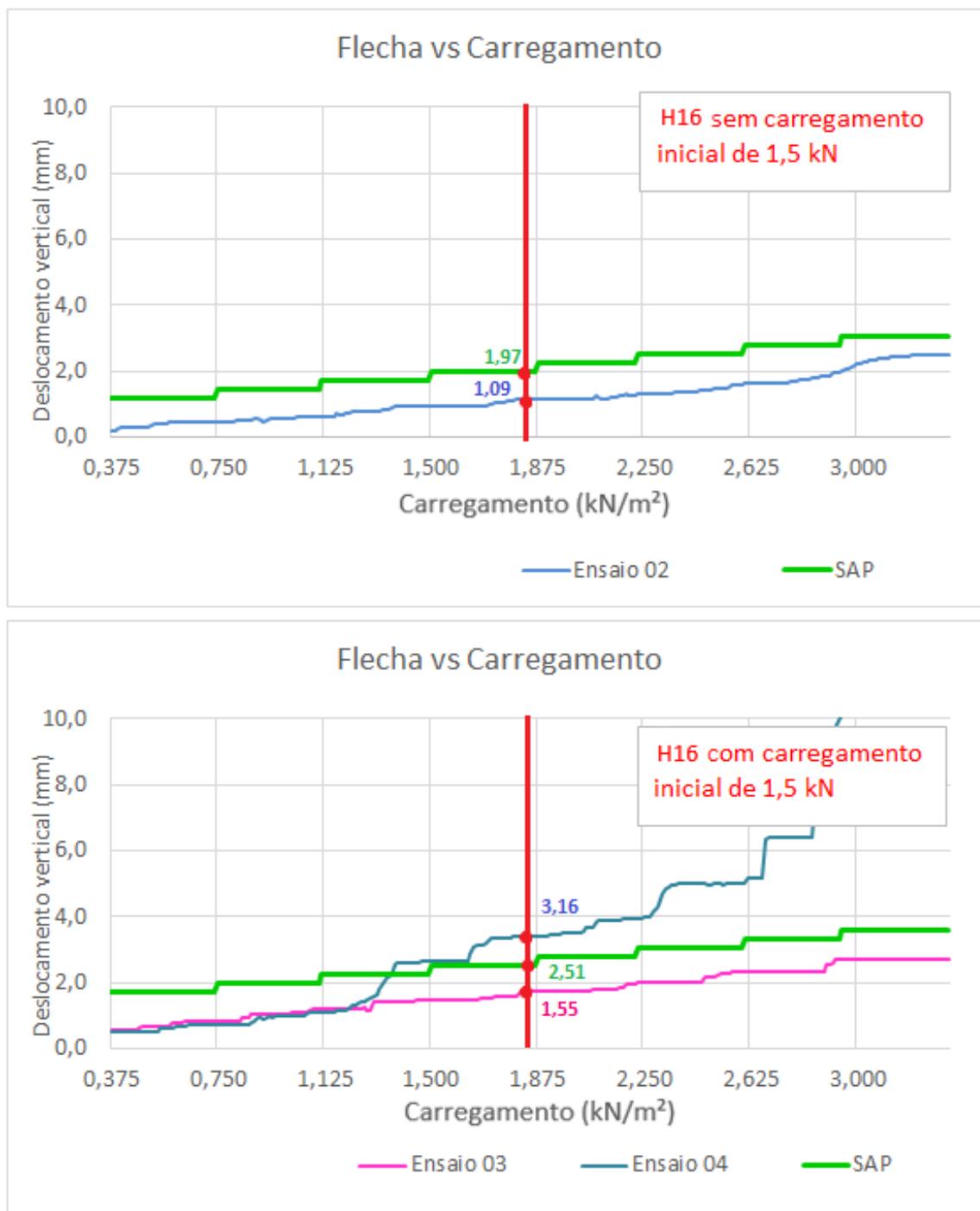
Deve-se ressaltar que muitos dos extensômetros elétricos, previamente instalados na armadura das lajes, antes da concretagem, sofreram danos e não puderam ser considerados. O processo de concretagem destas lajes contribuiu para o dano desta instrumentação.

Outro ponto a ser citado são os extensômetros. Os extensômetros dos ensaios 2,3,5 e 6 colocados no banzo inferior da treliça sofreram danos no momento da leitura devido a colagem dos gages, sendo muito difícil a execução perfeita, além de haver fenômenos como temperatura, módulo de elasticidade, aderência do adesivo utilizado na colagem, que interferem nos resultados, pois a laje foi concretada com eles já inseridos na armadura inferior da treliça. Assim, os resultados ficaram comprometidos quanto a esta análise.

## 7.1 Deslocamento Vertical

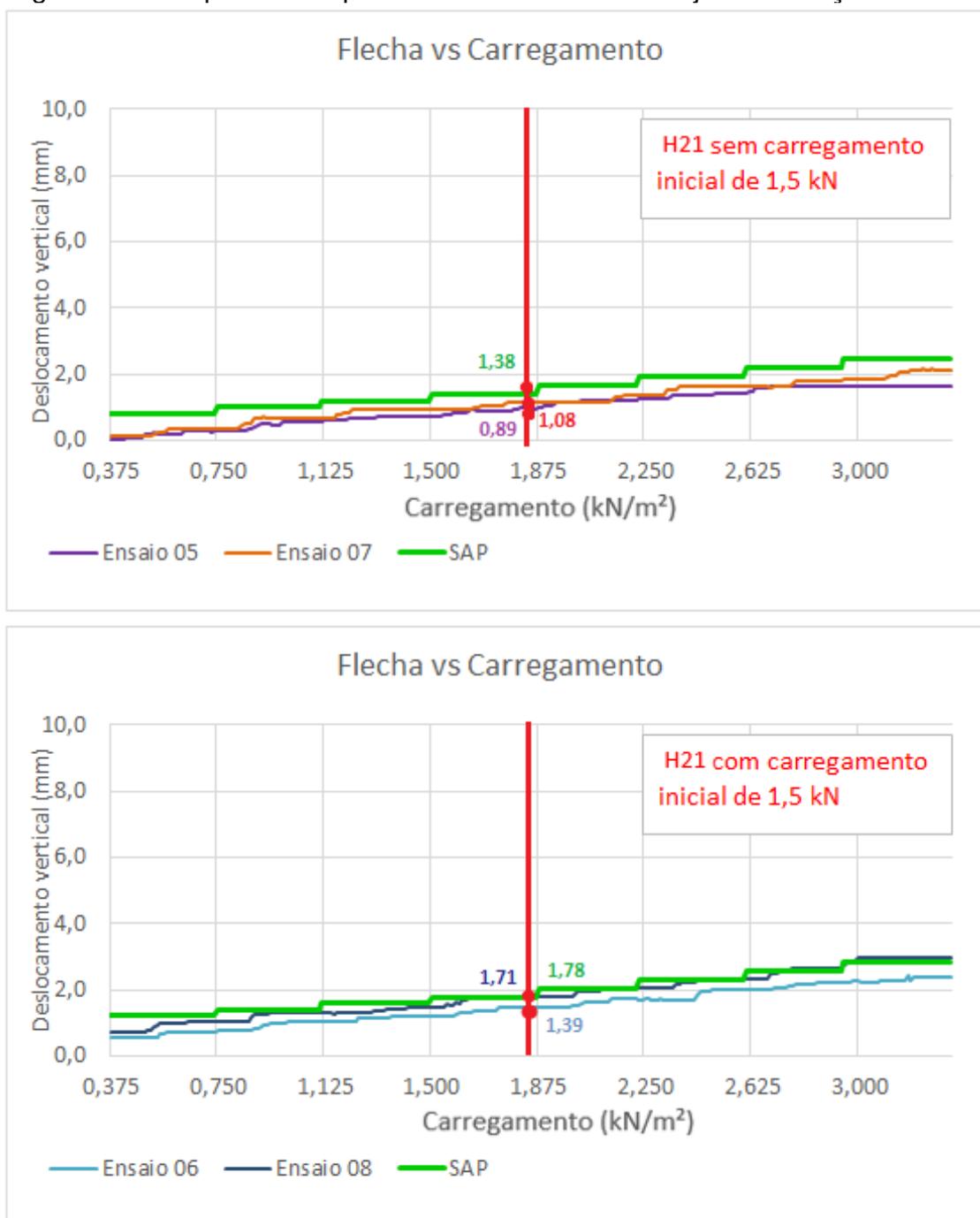
Os valores limites adotados para o deslocamento vertical deste trabalho foram os mesmos adotados por BERGMEISTER ET AL (2009); correspondentes a um carregamento de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, marcados no gráfico com uma linha vermelha.

Figura 46. Comparativo experimental e numérico de laje com treliça de 12 cm



Fonte: autor

Figura 47. Comparativo experimental e numérico de laje com treliça de 16 cm.



Fonte: autor

Os valores apresentados nos gráficos encontram-se na Tabela 9, onde são comparados com os valores numéricos do programa SAP.

Tabela 18. Comparação do valor experimental e numérico dos deslocamentos verticais.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
H da laje (cm)	16	16	16	21	21	21	21
H da treliça (cm)	12	12	12	16	16	16	16
Experimental (mm)	1,09	1,55	3,16	0,89	1,39	1,08	1,71
Numérico (mm)	1,97	2,51	2,51	1,38	1,78	1,38	1,78
Diferença	45%	38%	-26%	36%	22%	22%	4%

Fonte: autor

Avaliando os resultados experimentais e numéricos de deslocamento vertical, nota-se que os resultados numéricos são sempre superiores aos experimentais, salvo o ensaio 4. Os carregamentos aplicados às lajes foram pequenos, com pouca fissuração dos elementos. A perda de rigidez advinda da fissuração faria com que os resultados numéricos fossem inferiores aos experimentais, uma vez que na simulação numérica empregada o comportamento do concreto foi admitido sem fissuras.

Os deslocamentos máximos obtidos para as lajes ensaiadas foram comparados com os valores sugeridos por BERGMEISTER (2009) e SOUZAS (2008), indicados na Tabela 19, a seguir. Tanto os valores numéricos, quanto os experimentais ficaram abaixo do limite estabelecido por estes autores.

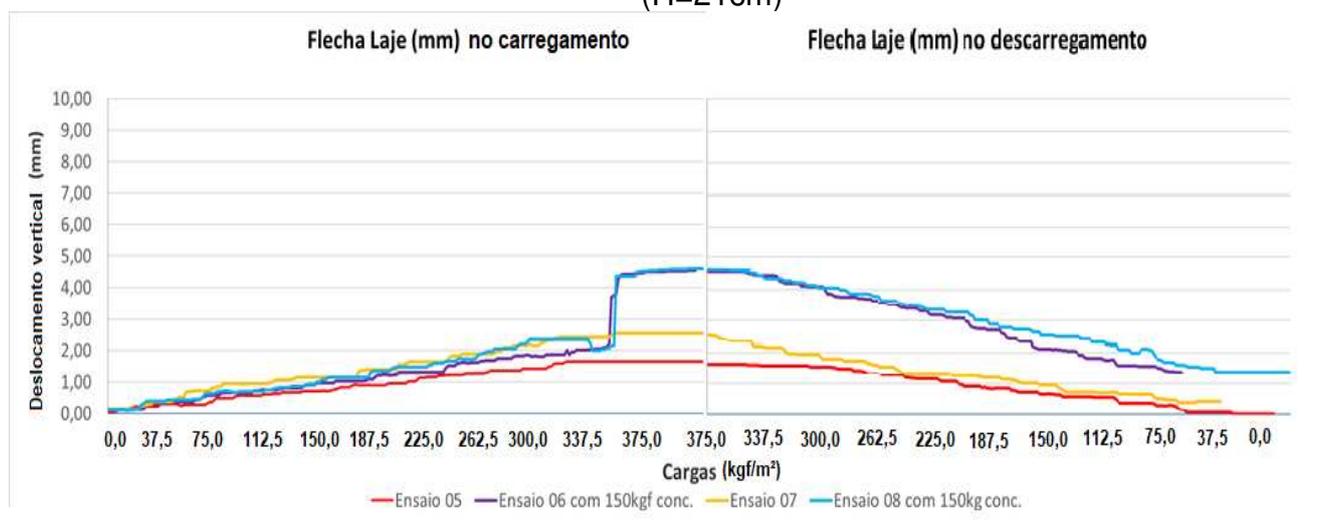
Tabela 19. Valores dos deslocamentos verticais admissíveis em fase de escoramento

L = 2200 mm		F <sub>máx</sub> (mm)
BERGMEISTER (2009)		4,40
SOUZAS (2008)	a	11,30
	b	6,85
	c	5,30

Fonte: autor

Optou-se por carregar as lajes H21 até o valor de 1200 kgf/m<sup>2</sup> (com e sem o carregamento inicial, concentrado, de 1,5 kN) e depois descarregá-las. Os resultados destes ensaios estão ilustrados na Figura 46, abaixo.

Figura 48. Evolução dos deslocamentos verticais nas lajes para treliça de 16 cm (H=21cm)



Fonte: autor

Observa-se, pela Figura anterior, um súbito aumento dos valores de deslocamento vertical para as lajes com carregamento inicial concentrado de 1,5 kN. Foi o instante de abertura de uma extensa fissura nos elementos. O deslocamento vertical residual, observado na Figura anterior, para estas lajes, também pode ser explicado pela existência desta fissura.

## 7.2 Instabilidade do banzo superior da treliça e verificação da Força Crítica

A análise da instabilidade do banzo superior da treliça foi feita por inspeção visual, verificando se o deslocamento do banzo superior seria excessivo devido à instabilidade da barra. Em nenhuma das treliças ensaiadas ocorreu a perda da instabilidade do banzo superior, não ocorrendo a flambagem da barra acima do limite. Além da inspeção visual, estas mesmas barras do banzo superior, em análise, foram instrumentadas com transdutores de deslocamentos, de maneira a serem determinados eventuais deslocamentos horizontais (como uma medida, mesmo que indireta, de eventual perda de instabilidade).

Os valores obtidos destes deslocamentos horizontais estão apresentados na tabela abaixo. Um súbito aumento destes valores indicaria, como desejado, uma perda de instabilidade ou, da mesma forma, seria um indicativo de limite para o início

do fenômeno. Como a perda de instabilidade não foi observada, ressalta-se a pequena magnitude dos valores apresentados na Tabela 11.

Tabela 20. Deslocamentos horizontais no banzo superior da treliça.

Ensaio	02	03	04	05	06	07	08
Deslocamento horizontal (mm)	0,058	0,020	0,026	0,012	0,032	0,006	0,012

Fonte: autor

A Tabela 21, a seguir, apresenta as forças no banzo superior das treliças obtidas experimentalmente e via análise numérica. Os valores experimentais foram obtidos através dos valores medidos das deformações específicas das barras de aço da treliça, instrumentadas com extensômetros elétricos. Os valores da Força Crítica limite apresentados na Tabela 22 referem-se ao apresentado anteriormente na Tabela 9, obtidos pela equação 5.1.

Tabela 21. Força experimental e numérica no banzo superior da treliça.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
Experimental (kN)	1,11	2,16	2,71	0,89	1,47	0,68	1,46
Numérico (kN)	2,45	3,21	3,21	2,83	3,71	2,83	3,71
Diferença	55%	33%	16%	69%	60%	76%	61%

Fonte: autor

Tabela 22. Valor analítico da Força Crítica limite no banzo superior da treliça.

Treliças	$F_{cr \text{ máx}}$ (kN)
TR 12645	3,21
TR 16745	5,94

Fonte: autor

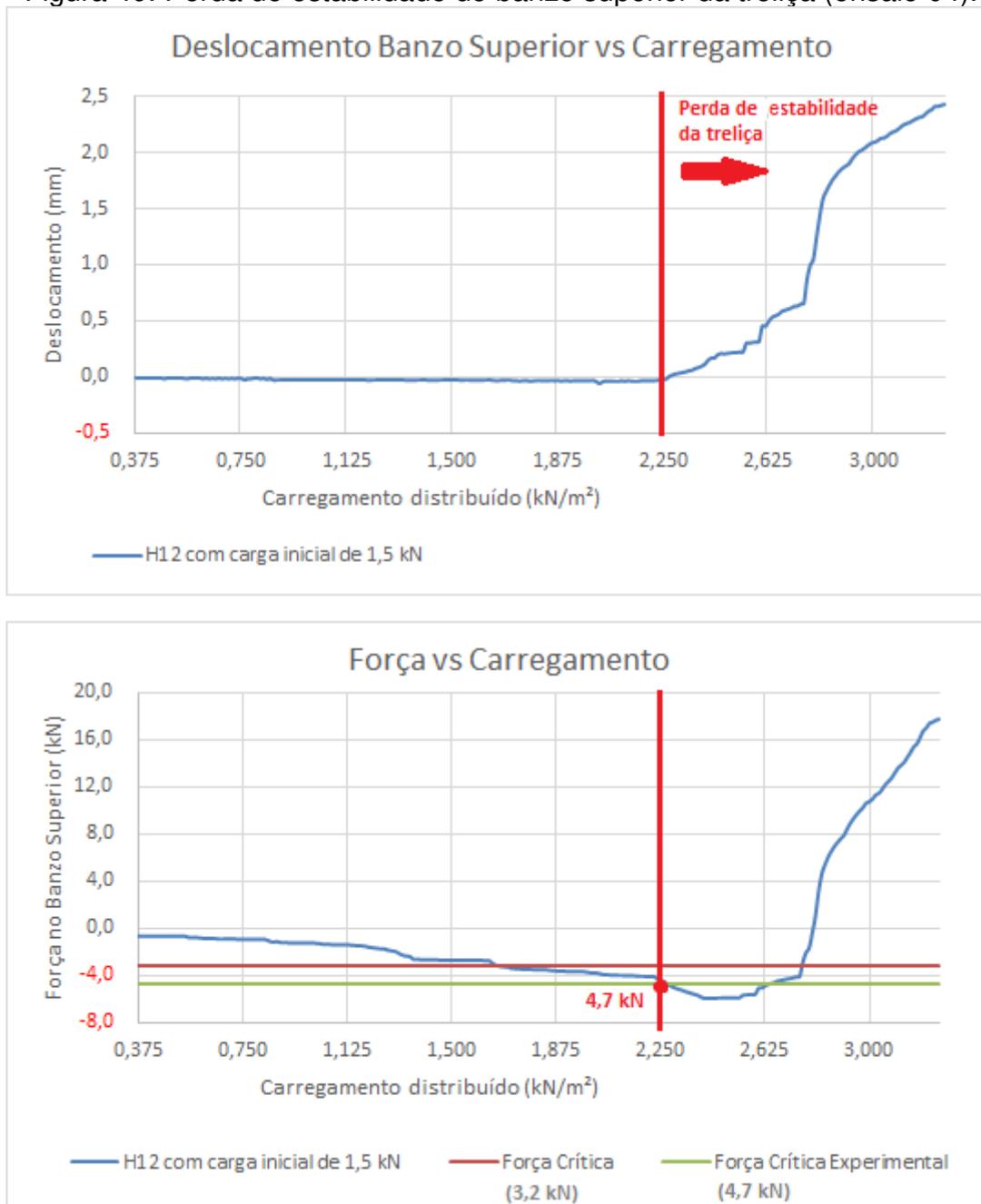
Em nenhuma das lajes avaliadas, a força crítica dos ensaios experimentais foi maior do que a Força Crítica limite, ficando a favor da segurança.

Para análise do comportamento da treliça, as lajes continuaram a ser carregadas, mesmo após o carregamento máximo estipulado neste trabalho de 1,5 kN/m<sup>2</sup>. Um dos motivos deste procedimento foi o de verificar-se o instante de perda de estabilidade do banzo superior da treliça.

Somente para uma das lajes foi observada a perda de estabilidade do banzo superior da treliça (ensaio 4). A barra do banzo superior, neste ensaio, perdeu a estabilidade durante o carregamento de 2,250 kN/m<sup>2</sup>, correspondente a uma força

na barra de 4,7 kN. Todavia, a Força Crítica teórica para esta treliça é de 3,21 kN (Tabela 13).

Figura 49. Perda de estabilidade do banzo superior da treliça (ensaio 04).



Fonte: autor

Figura 50. Perda de estabilidade do banço superior da treliça após carregamento limite (Ensaio 04).



Fonte: autor

Acredita-se, assim, que o  $k$  proposto possa não corresponder a condição de vinculação baseada no valor de GASPARI (2000), onde adota-se o valor de  $K = 1$ . Baseando-se na fórmula da NBR 8800 (ABNT, 2008), isolando-se o  $k$  e  $F_{cr}$ , tem-se:

$$F_{cr} * k = \frac{\pi^2 * E * I_{sup}}{l_{sup}^2} \quad (8.1)$$

Sendo  $E$ ,  $I_{sup}$  e  $l_{sup}^2$  valores iguais entre o valor experimental e teórico, igualando-se as equações, tem-se:

$$F_{cr,exp} * k_{exp} = F_{cr,teorica} * k_{teorica}$$

$$4,7 * k_{exp} = 3,21 * 1,0$$

$$k_{exp} = 0,68$$

Encontrou-se um  $k=0,68$  (aproximando-se = 0,7), que é citado na NBR 8800 (ABNT, 2008) como um valor intermediário de engaste e apoio.

Portanto, será este o valor adotado no cálculo da Força Crítica para determinação do vão na fase de montagem.

### 7.3 Deformação excessiva da armadura

Tabela 23. Deformação experimental e numérica no banzo superior da treliça.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
Experimental	1,92E-04	3,74E-04	4,68E-04	1,13E-04	2,57E-04	8,67E-05	1,85E-04
Numérico	4,24E-04	5,56E-04	5,56E-04	3,60E-04	4,72E-04	3,60E-04	4,72E-04
Diferença	55%	33%	16%	69%	46%	76%	61%

Fonte: autor

Tabela 24. Deformação experimental e numérica no banzo inferior da treliça.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
Experimental	-	-	1,54E-04	-	-	5,79E-06	8,67E-06
Numérico	3,96E-06	6,70E-06	6,70E-06	4,59E-06	7,12E-06	4,59E-06	7,12E-06
Diferença	-	-	96%	-	-	21%	18%

Fonte: autor

A tensão foi calculada por meio da deformação, encontrada nas leituras do extensômetro. A ausência de valores nas tensões dos Ensaio 2, 3, 5 e 6, da Tabela 14, significa que, nestes pontos, não foi possível as medições das deformações por falha do extensômetro.

Tabela 25. Tensão (MPa) experimental e numérica no banzo superior da treliça.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
Experimental	40,32	78,54	98,28	23,73	53,97	18,21	38,85
Numérico	89,04	116,76	116,76	75,60	99,12	75,60	99,12
Diferença	55%	33%	16%	69%	46%	76%	61%

Fonte: autor

Tabela 26. Tensão (MPa) experimental e numérica no banzo inferior da treliça.

Ensaio	2	3	4	5	6	7	8
Experimental	-	-	32,34	-	-	1,22	1,82
Numérico	0,83	1,41	1,41	0,96	1,50	0,96	1,50
Diferença	-	-	96%	-	-	21%	18%

Fonte: autor

Todos os valores encontrados de tensão ficaram abaixo do valor de escoamento. Assim, todos valores propostos de vão atenderam ao proposto pela simulação numérica prévia, sendo que todos os parâmetros analisados ficaram a favor da segurança.

## 7 CONCLUSÕES

---

Os levantamentos das principais variáveis envolvidas no dimensionamento das lajes pré-moldadas, com ênfase nas pré-lajes, trouxeram questionamentos importantes para o dimensionamento.

Dentre os mais relevantes está a importância da verificação do cisalhamento entre as faces do concreto pré-moldado e o concreto lançado na obra, levados em consideração nas normas internacionais citadas. Há a necessidade da verificação desta armadura de cisalhamento horizontal para sobrecargas maiores que  $5 \text{ kN/m}^2$  e para grandes vãos.

No caso de vãos elevados, o paradoxo existente entre a dispensa de armadura de cisalhamento e o respectivo incremento de altura da laje pode incrementar, desnecessariamente, o custo de uma obra. A solução seria o emprego de armaduras em treliça especiais de aço, com diagonais de inclinação superior a  $45^\circ$  em relação ao seu eixo.

O deslocamento vertical limite das lajes pré foi também discutido. Ainda que alguns projetistas queiram considerar apenas a flecha imediata, ao longo do tempo seu valor é crescente e significativo e deve ser estimado. Neste aspecto, há que se ressaltar a complexidade e incerteza na determinação deste incremento de deslocamento vertical ao longo do tempo, face ao grande número de variáveis envolvidas no problema; com destaque para a fluência do concreto e para o comportamento conjunto de eventual armadura de distribuição.

A continuidade ou não das lajes para efeito de dimensionamento foi um dos assuntos também discutidos neste trabalho. A garantia da inexistência do giro nos apoios ou mesmo a exata determinação deste giro deve ser melhor estudado em trabalhos futuros e, mais importante ainda, deve ser melhor avaliada pelos projetistas em atuação em nosso País.

Quanto a integridade estrutural, ela pode ser satisfatória nos pré-moldados, desde que os detalhes das ligações e os procedimentos de construção alcancem um comportamento monolítico da estrutura como um todo e o sistema escolhido garanta uma rigidez global elevada, limitando assim as distorções destrutivas entre os elementos durante a vibração. Estas ligações devem garantir a transferência das

tensões nas armaduras por meio das ligações verticais e horizontais, salientando que a qualidade da execução é o principal.

Quanto ao processo construtivo vale ressaltar as vantagens do processo controlado, com garantia de qualidade do produto. O içamento e transporte das peças devem ser feitos com cautela, com as solicitações advindas destes processos sempre consideradas no dimensionamento. A utilização de equipamentos próprios para este fim deve ser ressaltada.

Quanto à discussão sobre o espaçamento entre escoras deste trabalho pode-se concluir que os resultados foram satisfatórios. Foi executada uma simulação numérica, com o emprego do Programa SAP, que se mostrou adequada à estimativa do vão ideal para a análise experimental pretendida. Os resultados experimentais sempre se mantiveram bem aquém dos limites máximos previstos numericamente e analiticamente, demonstrando que o procedimento analítico/numérico empregado é adequado em termos de segurança. Vale observar que em apenas um dos modelos avaliados os resultados experimentais se aproximaram dos previstos analiticamente/numericamente, o ensaio 4. Neste caso específico, a velocidade de carregamento, alguma falha de fabricação ou algum outro parâmetro que não pudemos avaliar pode ter interferido nos resultados.

O parâmetro que definiu o vão da laje pelo programa experimental SAP foi o início de escoamento da armadura do banzo inferior da treliça de aço da laje pré-moldada. Todavia, nas avaliações experimentais, verificou-se que a armadura inferior da treliça não entrou em escoamento em nenhum dos ensaios, com a aplicação dos carregamentos construtivos adotados.

Uma das constatações verificadas após o carregamento estabelecido que ocorreu com a laje 4, foi que o vão entre escoras da pré-laje não é função somente do instante de início de perda de estabilidade da barra de aço superior da treliça ou de um deslocamento vertical limite ( $L/500$ ), mas também do comportamento limite à tração na parte inferior da placa do concreto pré-moldado, armada com as barras da treliça ( $A_s$ ).

Como sugestão aos trabalhos futuros, recomenda-se que a instrumentação das armaduras da treliça seja feita após a execução da laje. A opção pela instalação de extensômetros anterior à execução não se mostrou adequada, com a perda de resultados importantes.

Outra observação importante é a respeito do carregamento das lajes. O carregamento empregado, todo executado manualmente, não se mostrou adequado. Com movimentação de funcionários pela laje e a ocorrência de interferências na fiação dos extensômetros ao equipamento de aquisição de dados.

Resta observar que os resultados experimentais deste trabalho podem ser encarados como uma validação do procedimento atual de dimensionamento do espaçamento entre escoras das lajes pré em utilização pelos projetistas nacionais. Logicamente, novos trabalhos, similares a este e com vãos maiores devem ser executados para que, efetivamente, estes critérios analíticos/numéricos de dimensionamento do espaçamento entre escoras sejam comprovados.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2015). *NBR 5738 - Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2007). *NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1980). *NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1988). *NBR 6123- Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 8522- Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2003). *NBR 8681- Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2008). *NBR 8800- Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 9062- Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2015). *NBR 12655- Concreto de cimento Portland- Preparo, controle, recebimento e aceitação*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). *NBR 14859-1- Lajes pré-fabricadas de concreto. Parte 1: Vigotas, minipainéis e painéis - Requisitos*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). *NBR 14859-2- Lajes pré-fabricadas de concreto. Parte 2: Elementos inertes para enchimento e fôrma - Requisitos*. Rio de Janeiro: ABNT.

- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 14859-2- Lajes pré-fabricadas de concreto. Parte 3: Armadura treliçadas eletrossoldadas para lajes pré-fabricadas — Requisitos*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2004). *NBR 14931- Execução de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABRAPEX- Associação Brasileira do Poliestireno. (2006). *Manual de utilização EPS na construção civil*. PINI.
- ACI- American Concrete Institute. (2008). *Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary*. USA: American Concrete Institute.
- ALVIM, R. (1999). Avaliação da rigidez efetiva das vigas de concreto armado. *IBRACON- 41º Congresso Brasileiro do Concreto*. Salvador: IBRACON.
- ARAÚJO, D. (1997). *Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão*. Dissertação de mestrado. São Carlos.
- AVILLA Junior, J., FIGUEIREDO FILHO, J. R., TANCREDO, A. O., & CARVALHO, R. C. (2006). Aspectos gerais sobre pavimentos de lajes lisas com vigotas treliças pré-moldadas e blocos de poliestireno expandido (EPS). *Anais das XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural*. Campinas.
- BERGMEISTER, K. (2008). *Beton Kalender 2009*. Berlin: Ernst & Sohn.
- BISCHOFF, P., & GROSS, S. (1 de June de 2011). Equivalent Moment of Inertia Based on Integration of Curvature. *Journal of Composites for Construction*, pp. Vol. 15, No. 3.
- BRANSON, D. (1968). Design Procedures for Computing Deflections. *ACI Structural Journal*, 730-742.
- BSI- British Standards Institute. (1992). *ENV 206- Concrete. performance, production, placing and compliance criteria*. London: BSI.
- BSI- British Standards Institute. (1997). *BSI 8110-1- Structural use of concrete*. London: BSI.
- CARVALHO, R. C., & FIGUEIREDO Filho, J. R. (201). *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado - Segundo a NBR 6118:2014*. São Carlos: EdUFSCar.
- CARVALHO, R. C., FIGUEIREDO Filho, J. R., FURLAN Junior, S., & MESQUITA, V. (2000). Escolha da altura de lajes com nervuras pré-moldadas para pavimentos de edificações considerando as verificações do estado limite último e de

- deformação excessiva. *XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural - "Jubileo Profesor Julio Ricaldoni"*. Punta del Este.
- CARVALHO, R. C., PARSEKIAN, G. A., KATAOKA, L. T., & FALEIROS, J. (2006). Estudo experimental da deformação ao longo do tempo de lajes com vigotas pré-moldadas de concreto. *XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estructural*. Campinas.
- Corus New Zealand. (2005). *ComFloor80- Composite Floor Decking*. Acesso em 10 de outubro de 2011, disponível em Tata Steel International (Australasia) Ltd: <http://www.corusnz.com/ComFlorDownloads/Brochures/ComFlor80Brochure.pdf>
- DIN- Deutsches Institut für Normung. (2001). *DIN 1045- Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*. Berlin: DIN.
- DIN- Deutsches Institut für Normung. (2001). *DIN 488-5- Betonstahl - Gitterträger*. Berlin: DIN.
- DINIS, H. (1992). *Lajes com Armação em Treliça*. São Paulo: Vica.
- DROPPA Júnior, A. (1999). *Análise estrutural de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada*. Dissertação de mestrado. São Carlos.
- EL DEBS, M. (2000). *Concreto pré-moldado: Fundamentos e Aplicações*. São Carlos: EESC - USP.
- EL DEBS, M., & DROPPA Júnior:, A. (2000). Um estudo teórico-experimental do comportamento estrutural de vigotas e painéis com armação treliçada na fase de construção. *IBRACON- Congresso Brasileiro do Concreto*. Fortaleza.
- ELLIOTT, K. S. (2002). *Precast Concrete Structure*. Inglaterra: Butterworth Heinemann.
- EUROCODE- European Committee for Standardization. (2002). *EN 1992-1-1:2004: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. London: EUROCODE.
- FIGUEIREDO Filho, J. R., CARVALHO, R. C., FURLAN Jr, S., & MARINS NETO, J. (2000). Estudo de pavimentos de lajes pré-moldadas: determinação das reações nas vigas do contorno. *XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*. Punta del Este.
- FIGUEIREDO Filho, J. R., CARVALHO, R. C., FURLAN Jr, S., CATOIA, B., CANDIAN, M., & KATAOKA, M. (2006). Estudo do impacto das alterações ocorridas na

- última revisão da NBR 6118 na determinação da altura de lajes com vigotas pré-fabricadas. *XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural*. Campinas.
- FIGUEIREDO Filho, J. R., CARVALHO, R. C., FURLAN Jr, S., TIRINTAN , M., & ROGGE, A. (2002). Estudo teórico da deformação devida à fluência do concreto em lajes com nervuras pré-moldadas. *Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*. Brasília.
- FURLAN Jr, S., FIGUEIREDO Filho, J. R., CARVALHO, R. C., & MERLIN, A. (2000). Lajes pré-moldadas de concreto: a consideração da plastificação nos valores dos momentos negativos em elementos hiperestáticos e seus efeitos no dimensionamento do pavimento. *Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*. Punta del Este.
- GASPAR, R. (2000). Análise da segurança estrutural das lajes pré-fabricadas na fase de construção. *IBRACON- Congresso Brasileiro do Concreto*. Fortaleza.
- KONCZ, T. (1995). New technology spurs market for large panel precast concrete buildings. *PCI Journal*.
- LEONHARDT, F., & MONNIG, E. (1978). *Construções de concreto*.
- MCGINLEY, T. (1998). *Steel Structures, Practical design studies*. New York: Taylor&Francis.
- MEDRANO, M. L., FIGUEIREDO Filho, J. R., & CARVALHO, R. C. (2006). Influência das nervuras transversais nos deslocamentos imediatos em lajes formadas por vigotas pré-moldadas. *XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural*. Campinas.
- MEDRANO, M., FIGUEIREDO Filho, J., & CARVALHO, R. (2005). Estudo de Pavimentos de Lajes Formados por Vigotas Pré-Moldadas: Influência de Nervuras Transversais. *1 Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado*. São Carlos.
- MINISTÉRIO DE FOMENTO DA ESPANHA. (1997). *EF 96. Instruccion para l proyecto y la ejecucion de forjados unidireccionales de hormigon armado o protenado*. Madrid.
- New Zealand Concrete Society, & New Zealand National Society for Earthquake, E. (1991). *Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings*. Christchurch: University of Canterbury.

- PCI- Precast and Prestressed Concrete Institute. (2004). *PCI Design Handbook 6th Edition* (6th ed.). USA.
- SHEPPARD, D., & PHILLIPS, W. (1989). *Plant-cast Precast and Prestressed Concrete. A Design Guide*. McGraw-Hill.
- SOUZA, J. (2008). *Manual SH de fôrmas para concreto e escoramentos metálicos*. São Paulo: Pini.
- SUSSEKIND, J. C. (1985). *Curso de Concreto* (4 ed., Vol. 1). Porto Alegre: Ed. Globo.
- TAYLOR, H. (1968). Shear Stress in Reinforced Concrete Beams Without Shear Reinforcement. *Cement and Concrete Association*, TRA 407.
- YEE, A. (Jan-Feb de 1992). Design considerations for precast prestressed concrete building structures in seismic areas. *PCI Journal*.