

Adalberto Knoth

**CONTRIBUIÇÕES AO ESTUDO DAS LAJES DE NERVURAS
PRÉ-FABRICADAS**

Trabalho de Conclusão apresentado ao
Curso de Graduação do Departamento
de Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina como
requisito parcial para obtenção do
título de Engenheiro Civil.
Orientador: Prof. Daniel
Domingues Loriggio, Dr

Florianópolis
2013

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Knoth, Adalberto

Contribuições ao estudo das lajes de nervuras pré-fabricadas / Adalberto Knoth ; orientador, Daniel Domingues Loriggio - Florianópolis, SC, 2013.

148 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Lajes de nervuras pré-fabricadas. 3. Vigotas contínuas. 4. Laje nervurada pré-fabricada contínua. 5. Armadura de compressão em lajes de vigotas pré-fabricadas. I. Loriggio, Daniel Domingues. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Adalberto Knoth

**CONTRIBUIÇÕES AO ESTUDO DAS LAJES DE NERVURAS
PRÉ-FABRICADAS**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 28 de novembro de 2013.



Prof. e Orientador Daniel D. Loriggio, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

À minha família, em especial, ao meu pai, Alberto e minha mãe, Isabel, pelos exemplos maravilhosos que sempre me deram, cheios de valores e princípios. Agradeço pela compreensão, carinho, dedicação e amor dispensado, pois em todas as dificuldades enfrentadas na minha vida, vocês foram a base sólida para as escolhas que até hoje fiz e fundamentais para que eu me tornasse a pessoa de valores que sou hoje.

À minha namorada, Emiliane, que sempre me instigou a dar continuidade nos estudos, estando ao meu lado nos momentos que foram decisivos para o ingresso e para a conclusão do curso de Engenharia Civil, principalmente, por ser tão compreensiva nas diversas vezes em que o estudo foi o objetivo principal, dando apoio incondicional para minha formação acadêmica. Obrigado, também, pelos planos e pelos sonhos da construção de um futuro melhor que, juntos, concretizaremos.

Agradeço a todos os Mestres, desde a professora que me ensinou a construção da escrita das primeiras palavras, bem como os que me prepararam para o ingresso na academia, até os que atualmente orientam minhas atividades, contribuindo para a minha formação. Aos professores que lecionaram as diversas matérias durante a graduação, a eles devo minha formação intelectual e profissional.

Agradeço, em especial, ao professor Daniel Domingues Loriggio, que orientou, com destreza, este trabalho.

À minha tia Nilsa, minha segunda família. Obrigado pelo acolhimento recebido em seu lar, sendo você, a primeira porta que se abriu para que pudesse buscar a realização e a concretização dos meus sonhos.

À professora Cris, pelo apoio e auxílio para a realização do presente trabalho monográfico.

À Flávia e à Luceli, pelos materiais emprestados e pelo apoio recebido.

Agradeço, por fim, aos colegas dos estágios que realizei, pela oportunidade de aprender a aplicar as tantas teorias aprendidas em sala de aula.

“Se lapidares tua mente, encontrarás algo
brilhante”.

(Adalberto Knoth, 2007).

RESUMO

O presente trabalho monográfico tem, como escopo, o estudo das lajes de nervuras pré-fabricadas, analisando-se a continuidade dessas lajes em um pavimento tipo de um edifício de alvenaria estrutural. A pesquisa direciona-se à avaliação de alternativas para se dimensionar o pavimento, uma vez que a continuidade das lajes faz com que surjam momentos negativos nos apoios. Estes, por sua vez, podem ser bastante elevados, gerando maiores dificuldades no dimensionamento. Para a análise e dimensionamento das lajes adotou-se a simplificação de cada uma delas em vigas de seção T. Embora a alternativa de se dimensionar as lajes, considerando-se a sua continuidade, gere maior necessidade de mão de obra para a montagem das armaduras, em contrapartida, verifica-se que pode-se conseguir economia de materiais com esta alternativa. Outro aspecto observado é que as lajes de nervuras pré-fabricadas apresentam grandes deformações em serviço, sendo este o critério que mais dificulta seu dimensionamento. Propôs-se alguns casos particulares de vigas contínuas com dois tramos, os quais foram avaliados o comportamento das vigas à flexão e ao cisalhamento. Verifica-se que, com a continuidade das lajes, os momentos negativos que surgem nos apoios são bastante elevados e, por vezes, podem ser superiores ao momento resistente da laje naquele local, assim, deve-se lançar mão de alternativas para solucionar essa problemática. Dentre as alternativas que se considerou mais interessantes tem-se: criar uma região maciça de concreto nas regiões próximas aos apoios; aplicar redistribuição de esforços nos apoios com maiores momentos negativos; utilizar armadura dupla para auxiliar na resistência à compressão das nervuras nos apoios. Cada uma das alternativas propostas, apresenta vantagens e desvantagens, sendo que, para cada caso estudado, a alternativa mais adequada pode ser diferente. Pode-se constatar que, embora as lajes de nervuras pré-fabricadas não apresentem bom comportamento à flexão, quando submetidas à momentos negativos, o maior empecilho que surgiu refere-se à dispensa de armadura transversal. Assim, diante da pequena largura da seção transversal que essas vigotas geralmente apresentam, fator comum foi a não ocorrência da dispensa de armadura de cisalhamento. Logo, uma das alternativas mais interessantes, é a opção com vigotas que permitam maiores larguras para as seções transversais. Por fim, a pretensão do trabalho não se resume em sanar todos os aspectos acerca do tema, mas tão somente dar ampliação acerca da matéria abordada.

Palavras-chave: Lajes de nervuras pré-fabricadas. Vigotas contínuas. Laje nervurada pré-fabricada contínua. Armadura de compressão em lajes de vigotas pré-fabricadas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Perspectiva de um pavimento de concreto armado	17
Figura 2 - Lajes com preenchimento de EPS	22
Figura 3 - Lajes sem elementos de enchimento	22
Figura 4 - Laje com preenchimento de blocos cerâmicos	22
Figura 5 - Laje nervurada moldada <i>in loco</i>	29
Figura 6 - Detalhes construtivos de laje com vigotas pré-moldadas	29
Figura 7 - Modelos de Vigotas	31
Figura 8 - Bloco de poliestireno expandido	32
Figura 9 - Bloco de concreto celular	33
Figura 10 - Bloco cerâmico	33
Figura 14 - Vigota com armação treliçada e enchimento cerâmico	34
Figura 15 - Grupo de vigotas tipo trilho (de concreto armado)	34
Figura 16 - Grupo de vigotas de concreto protendido	34
Figura 17 - Laje Tipo Trilho	36
Figura 18 - Laje Tipo Trilho	36
Figura 19 - Laje pré-moldada do tipo trilho	37
Figura 20 - Vigotas treliçadas	38
Figura 21 - Armação da laje treliça	38
Figura 22 - Lajes tipo treliça	38
Figura 23 - Montagem do painel de laje com nervuras treliçadas	39
Figura 24 - Laje confeccionada a partir de vigotas treliçadas	39
Figura 25 - Vigota em treliça e elementos de enchimento utilizados para confecção de lajes.	40
Figura 26 - Corte em laje confeccionada a partir de vigotas do tipo trilho protendido	41
Figura 11 - Nervuras transversais	44
Figura 12 - Nervuras transversais	44
Figura 13 - Laje com nervuras transversais (laje bidirecional)	45
Figura 27 - Formato básico da seção das vigas T	54
Figura 28 - Diagrama de momento fletor para lajes simplesmente apoiadas e lajes contínuas.	57
Figura 29 - Figura que demonstra a prática usual na redistribuição dos esforços	58
Figura 30 - Largura da mesa colaborante	66
Figura 31 - Mísula nas seções T	67
Figura 32 - Propriedades geométricas da seção transversal	70
Figura 33 - Carregamentos para ELU	72
Figura 34 - Carregamento para combinação frequente	72

Figura 35 – Carregamento para combinação quase permanente	73
Figura 36 - Diagrama de momentos fletores - ELU	73
Figura 37 - Diagrama de momentos fletores - combinação frequente... 74	74
Figura 38 - Diagrama de momentos fletores - combinação quase permanente	74
Figura 39 – Tensões e deformações – Seção T	75
Figura 40 – Seção T decomposta em seções retangulares.....	76
Figura 41 – Seção retangular com as laterais da mesa	76
Figura 42 – Seção retangular com a parte central da mesa	77
Figura 43 - Diagrama de esforços cortantes	84
Figura 44 - Seção Transversal em forma de T	90
Figura 45 - Inércias equivalentes.....	93
Figura 46 - Armadura de distribuição	99
Figura 47 - Carregamentos – ELU	100
Figura 48- Dimensões da seção adotada para a laje - tramos 1 a 6	100
Figura 49 - Dimensões da seção adotada para a laje - tramo 7	101
Figura 50 - Diagrama de momentos fletores – ELU	102
Figura 51 - Diagrama de momentos fletores – combinação frequente	102
Figura 52 - Diagrama de momentos fletores – quase permanente.....	102
Figura 53 - Espaçador de treliça.....	104
Figura 54 - Armadura complementar positiva.....	104
Figura 55 - Diagrama de esforços cortantes	106
Figura 56 - Diagrama de momentos fletores	112
Figura 57 - Diagrama de momentos fletores	112
Figura 58 - Diagrama de esforços cortantes	113
Figura 59 - Diagrama de esforços cortantes	114
Figura 60 - Vista inferior de região de emenda de treliças no apoio... 117	117
Figura 61 - Armadura de compressão	118
Figura 62 - Armadura de compressão - visualização em 3D.....	118
Figura 63 – Dimensões e propriedade das seções	119
Figura 64 – Dimensões e propriedade da seção	119
Figura 65 – Carregamentos	125
Figura 66 – Diagrama de momentos fletores reações de apoio	125
Figura 67 – Diagrama de esforços cortantes	126
Figura 68 – Carregamentos	126
Figura 69 – Diagrama de momentos fletores reações de apoio	126
Figura 70 – Diagrama de esforços cortantes	126
Figura 71 – Carregamentos	127
Figura 72 – Diagrama de momentos fletores reações de apoio	127
Figura 73 – Diagrama de esforços cortantes	127

Figura 74 – Carregamentos	128
Figura 75 – Diagrama de momentos fletores reações de apoio.....	128
Figura 76 – Diagrama de esforços cortantes	128
Figura 77 - Detalhe de laje de vigotas pré-fabricadas	137
Figura 78 – Perspectiva da vigota treliçada	137
Figura 79 – Vigota treliçada (vista superior)	137
Figura 80 – Vista da vigota treliçada	138
Figura 81 – Visão frontal da vigota treliçada.....	138
Figura 82 – Detalhe da armadura complementar	138
Figura 83 – Vigota treliçada com armadura complementar	139
Figura 84 – Armadura complementar de compressão.....	139
Figura 85 – Armadura complementar de compressão.....	139
Figura 86 – Tabelas cerâmicas dispostas em vigotas treliçadas.....	140
Figura 87 – Tabelas cerâmicas dispostas em vigotas treliçadas.....	140
Figura 88 – Tabelas cerâmica dispostas em vigotas treliçadas	140
Figura 89 – Seções T que compõem a laje.....	141
Figura 90 – Tabelas cerâmica dispostas em vigotas treliçadas	141
Figura 91 – Armadura de compressão passando em viga de apoio.....	141
Figura 92 – Vista superior mostrando a região de emenda de treliças na lateral do apoio.....	142
Figura 93 – Seções T de diferentes larguras	142
Figura 94 – Seções T – vista inferior	142
Figura 95 – Seções T – vista frontal.....	143
Figura 96 – Seção T e elementos de enchimento	143
Figura 97 – Seção T e elementos de enchimento	143
Figura 98 – Laje de vigotas pré-fabricadas com região maciça de concreto – vista frontal.....	143
Figura 99 – Seção T e elementos de enchimento	144
Figura 100 – Laje de vigotas pré-fabricadas com região maciça de concreto – Vista inferior	144
Figura 101 – Seção T – vista lateral.....	144
Figura 102 – Laje de vigotas pré-fabricadas – Vista inferior.....	145
Figura 103 – Laje de vigotas pré-fabricadas – Vista frontal	145
Figura 104 – Vigas T e elementos de enchimento	145
Figura 105 – Laje de vigotas pré-fabricadas – Vista frontal	146
Figura 106 – Laje de vigotas pré-fabricadas – Vista superior.....	146
Figura 107 – Laje de vigotas pré-fabricadas – Vista inferior.....	146
Figura 108 - Espaçadores plásticos.....	147
Figura 109 – Forma de vigota.....	147
Figura 110 – Alojamento das armaduras complementares	148

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental.....	63
Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$	63
Tabela 3 – Capa de concreto mínima resistente para as alturas totais padronizadas.....	65
Tabela 4 - Intereixos mínimos padronizados	67
Tabela 5 - Largura colaborante para vigotas do tipo trilho (b_f)	68
Tabela 6 - Momento de cálculo (M_{sd}).....	74
Tabela 7 – Resultados dos momentos positivos.....	80
Tabela 8 - Resultados dos momentos negativos.....	81
Tabela 9 - Resultados do cisalhamento	85
Tabela 10 - Ancoragem nos apoios.....	89
Tabela 11 - Momentos máximos positivos em serviço	91
Tabela 12 - Momentos máximos negativos em serviço	91
Tabela 13 - Propriedade da seção no ELS.....	94
Tabela 14 - Propriedade de seção no ELS.....	94
Tabela 15 - Deslocamentos máximos para os tramos da viga.....	95
Tabela 16 – Deslocamentos devido carga acidental.....	95
Tabela 17 – Tensão na armadura e abertura de fissuras.....	97
Tabela 18 – Tensão na armadura e abertura de fissuras.....	98
Tabela 19 - Área mínima e quantidade de armadura de distribuição	99
Tabela 20 - Largura colaborante (b_f)	101
Tabela 21 - Momento de cálculo (M_{sd})	103
Tabela 22 - Resultado momentos positivos.....	103
Tabela 23 – Resultados obtidos nos momentos negativos	105
Tabela 24 - Resultados para o cisalhamento	107
Tabela 25 - Ancoragem nos apoios.....	107
Tabela 26 - Momentos máximos positivos em serviço	108
Tabela 27 - Momentos máximos negativos em serviço	108
Tabela 28 - Propriedade da seção no ELS.....	108
Tabela 29 - Propriedade da seção no ELS.....	108
Tabela 30 - Deslocamentos máximos para os tramos da viga.....	109
Tabela 31 - Tensão na armadura e abertura de fissuras.....	109
Tabela 32 - Tensão na armadura e abertura de fissuras.....	110

Tabela 33 - Largura Colaborante (b_f)	111
Tabela 34 – Resultados Flexão.....	112
Tabela 35 – Resultados do cisalhamento	113
Tabela 36 – Momentos em serviço.....	114
Tabela 37 – Propriedades da seção no ELS e deslocamentos máximos.	115
Tabela 38 - Casos estudados, solicitações e resistências.....	122
Tabela 39 – Resultados do dimensionamento com armadura dupla.....	122
Tabela 40 - Casos estudados e solicitações após redistribuição de esforços	123
Tabela 41 - Dimensionamento com redistribuição dos esforços.....	124

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ELS - Estado Limite de Serviço

ELU - Estado Limite Último

EPS - Poliestireno Expandido

LN - Linha Neutra

MEF - Método dos Elementos Finitos

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	15
2 LAJES NERVURADAS.....	17
2.1 FUNCIONAMENTO.....	18
2.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS.....	24
2.3 LAJES PRÉ-MOLDADAS NERVURADAS.....	27
2.3.1 Tipos, funcionamento, projeto e execução.....	33
2.3.1.1 Vigota do tipo trilho.....	36
2.3.1.2 Vigota treliçada.....	37
2.3.1.3 Vigota protendida.....	40
2.3.2 Vantagens e desvantagens de cada tipo.....	41
2.3.2.1 Vigota do tipo trilho.....	41
2.3.2.2 Vigota treliçada.....	42
2.3.2.3 Vigota protendida.....	42
2.4 NERVURA TRANSVERSAL.....	43
3 O ESTUDO DA CONTINUIDADE DAS LAJES.....	48
4 METODOLOGIA DE TRABALHO.....	59
5 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO.....	60
5.1 GENERALIDADES.....	61
5.2 CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES.....	68
5.3 LAJES CONTÍNUAS.....	73
5.3.1 Vigota tipo trilho.....	73
5.3.1.1 Estado limite último – Flexão.....	73
5.3.1.1.1 <i>Momentos positivos.....</i>	<i>74</i>
5.3.1.1.2 <i>Momentos negativos.....</i>	<i>80</i>
5.3.1.1.3 <i>Armadura mínima.....</i>	<i>82</i>
5.3.1.2 Estado limite último – cisalhamento.....	82
5.3.1.3 Estado limite último – ancoragem nos apoios.....	87
5.3.1.4 Estado limite de serviço – flecha.....	89
5.3.1.5 Estado limite de serviço – fissuração.....	96
5.3.1.5.1 <i>Momentos positivos.....</i>	<i>97</i>
5.3.1.5.2 <i>Momentos negativos.....</i>	<i>97</i>
5.3.1.6 Armadura de distribuição.....	98
5.3.2 Vigota treliçada.....	99
5.3.2.1 Estado limite último – flexão.....	101
5.3.2.1.1 <i>Momentos positivos.....</i>	<i>102</i>

5.3.2.1.2	<i>Momentos negativos</i>	105
5.3.2.1.3	<i>Armadura mínima</i>	106
5.3.2.2	Estado limite último – cisalhamento.....	106
5.3.2.3	Estado limite último – ancoragem nos apoios.....	107
5.3.2.4	Estado limite serviço – flecha.....	108
5.3.2.5	Estado limite serviço – fissuração.....	109
5.3.2.5.1	<i>Momentos positivos</i>	109
5.3.2.5.2	<i>Momentos negativos</i>	109
5.4	LAJES BIAPOIADAS.....	110
5.4.1	Vigota tipo trilho	111
5.4.1.1	Estado limite último – flexão.....	111
5.4.1.1.1	<i>Armadura mínima</i>	113
5.4.1.2	Estado limite último – cisalhamento.....	113
5.4.1.3	Estado limite serviço – flecha.....	114
6	ALTERNATIVAS PARA O AUMENTO DA CAPACIDADE PORTANTE: ARMADURA DUPLA E REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS	116
6.1.1	Vigota treliçada	122
6.1.1.1	Estado limite último – flexão.....	122
6.1.1.2	Estado limite último – cisalhamento.....	125
6.1.1.3	Diagramas de carregamentos e esforços internos.....	125
	CONCLUSÃO	129
	REFERÊNCIAS	131
	BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA	136
	APÊNDICE	137
	ANEXO	147

1 INTRODUÇÃO

As lajes de nervuras pré-fabricadas são muito utilizadas em diversos tipos de obras, tais como: pequenas, médias e grandes residências; edifícios residenciais e edifícios comerciais. Seu emprego se deve à facilidade e rapidez de execução, uma vez que dispensa o uso de formas, reduzida demanda de escoramento, não necessita de mão de obra especializada para execução, haja vista serem de fácil montagem. Apresentam, assim, um custo relativamente baixo.

Contudo, deve-se empregar esse sistema construtivo observando-se todas as devidas preocupações relativas ao comportamento estrutural da laje. Verifica-se, que essas lajes devem ser utilizadas somente com a elaboração de projetos estruturais, adotando-se maiores avaliações sobre o seu comportamento quando tratarem-se de casos especiais. Deve-se, sempre, efetuar o projeto estrutural dessas lajes, bem como, ter o acompanhamento de um engenheiro na obra quando da sua montagem e execução. Além disso, é fundamental primar por materiais de boa qualidade, ou seja, vigotas produzidas em fábricas que têm os devidos controles de qualidade da produção.

Existem fatores que são muito importantes para a confecção das lajes pré-fabricadas, a saber: relação água/cimento e resistência do concreto; cobrimento das armaduras; uso de barras de aço isentos de poeiras, óleos, gorduras, etc.; uso de formas em boas condições; o cuidado com o uso de desmoldantes nas formas; cura adequada das peças concretadas; não exposição das peças a intempéries; o emprego de mão de obra capacitada; cuidados com o transporte das peças após a confecção (devido ao baixo módulo de elasticidade); avaliação da resistência do concreto com o passar dos dias, dentre outros.

Assim, frente ao grande emprego das lajes com nervuras pré-fabricadas, quer-se propor o dimensionamento do pavimento de um edifício, usando-se essas lajes, a fim de comparar a solução com o dimensionamento, do mesmo pavimento, empregando-se essas lajes com continuidade nos apoios, melhorando, por consequência, o projeto de pavimentos que têm lajes com nervuras pré-moldadas. Pretende-se, deste modo, avaliar essa alternativa e mostrar que esta pode ser bastante interessante no dimensionamento dessas lajes, contribuindo, assim, para o emprego da continuidade das lajes, uma vez que há benefícios que vão além da economia de materiais.

As lajes de um edifício são, geralmente, elementos de áreas grandes e, conseqüentemente, acarretam um grande consumo de

materiais. Sendo assim, otimizações em seu dimensionamento podem resultar em economia de materiais e recursos humanos. Entretanto, outros fatores devem ser considerados ao se escolher e dimensionar uma laje, tais como: facilidade de execução de suas etapas; isolamento térmico e acústico e, por último, mas não menos importante, o atendimento ao Estado Limite de Serviço (ELS).

Sabe-se que, no dimensionamento de lajes maciças, a espessura delas é fundamental para que se consiga vencer grandes vãos, bem como, para que sejam atendidas as condições do ELS. O dimensionamento dessas lajes, geralmente, enquadra-se no Domínio 2 de deformações, ou seja, o aço deforma-se 10‰ e o concreto tem deformação específica menor que 3,5‰. Sendo assim, tem-se que o concreto acaba não sendo totalmente aproveitado, ainda mais que, para uma peça no Domínio 2, significa que a linha neutra (LN) encontra-se relativamente alta, logo, grande parte da seção encontra-se tracionada, enquanto que uma pequena parcela da seção encontra-se comprimida. Portanto, nestas lajes, a parte do concreto que está abaixo da linha neutra não está colaborando, assim, para a resistência estrutural da peça, uma vez que a resistência do concreto à tração é desprezada, servindo, basicamente, apenas para dar cobertura ao aço, bem como garantir a durabilidade da peça.

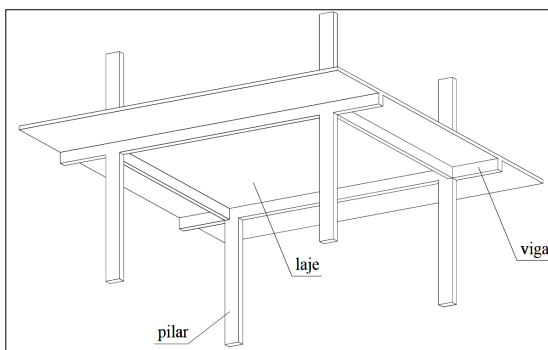
Diante do exposto, verifica-se que a utilização das lajes nervuradas é uma alternativa para a redução nos custos e para a melhoria do desempenho em termos de deformações e vibrações das lajes, já que parte do concreto que está abaixo da linha neutra e que não contribui para a resistência da peça, é substituído por material inerte ou, simplesmente, é eliminado, usando-se uma forma para tal fim, que, por sua vez, é mais barato e mais leve, diminuindo a carga de peso próprio e o custo da estrutura. Além disso, têm-se benefícios em termos de deformabilidade da laje, haja vista que a mesma passa a ter um incremento em sua inércia à flexão.

2 LAJES NERVURADAS

Neste capítulo, faz-se uma introdução a respeito das lajes em geral. Inicialmente, apresenta-se a classificação das lajes, destacando-se os tipos usuais empregados na construção de pavimentos em edifícios, bem como suas principais características. Nos dois primeiros subtópicos, serão apresentadas as lajes nervuradas, o seu funcionamento, suas vantagens e desvantagens. No terceiro subtópico, serão apresentadas as lajes pré-moldadas nervuradas, o seu funcionamento, bem como os tipos de lajes pré-moldadas existentes, dando-se ênfase às do tipo trilho, treliçada e protendida.

Nas estruturas dos edifícios, as placas de concreto armado ou protendido, usualmente conhecidos como lajes, são construídas para suportar as ações verticais, permanentes e variáveis, atuantes nos pavimentos (pisos e coberturas das edificações). As lajes são submetidas, essencialmente, a esforços solicitantes de flexão, momentos fletores e forças cortantes. Já, nas estruturas ditas, convencionais, que são constituídas por lajes, pilares e vigas, as lajes têm outras funções importantes, como, por exemplo, no contraventamento das estruturas, funcionando como diafragmas (infinitamente rígidos no seu plano) que distribuem as ações horizontais atuantes entre as estruturas de contraventamento. Outra função importante das lajes é que, quando construídas ligadas monoliticamente às vigas, para momentos fletores positivos, funcionam como mesas de compressão da seção T. (SILVA, 2005, p. 13-14).

Figura 1 - Perspectiva de um pavimento de concreto armado



Fonte: SILVA, 2005, p.14.

Deste modo, por inúmeros fatores, as lajes aparecem de várias maneiras nos pavimentos das edificações (em concreto armado ou em concreto protendido, maciças ou nervuradas, com ou sem vigas, moldados no local ou com elementos pré-fabricados, etc.), compondo os chamados sistemas estruturais para pavimentos de edifícios.

Preliminarmente, cumpre dizer que, conforme Carvalho e Pinheiro (2009, p. 88), as lajes são os elementos que, formando uma estrutura horizontal das edificações, suportam as cargas e as transmitem aos apoios, servindo, também, de separação entre os andares.

O uso das lajes nervuradas tem por objetivo a eliminação do concreto onde não é solicitado, reduzindo-se o custo de sua execução. Para tanto, criou-se outra alternativa construtiva para as lajes, que se deu pela utilização de nervuras de concreto armado, na face interior das mesmas, com a permanência de uma camada de concreto na superfície superior. Entre estas nervuras pode ou não existir algum material, haja vista que não deve existir esforço algum sobre ele. (NAPPI, 1993, p. 19).

Deste modo, torna-se relevante compreender o funcionamento das lajes nervuradas, bem como suas vantagens e desvantagens, conforme se verá no decorrer do presente capítulo. Para tanto, serão essenciais as contribuições trazidas por diversos autores, estas contribuições serão expressas, em sua maioria, ao longo do trabalho, tendo sido usados, também, outros textos que serviram como referências complementares.

2.1 FUNCIONAMENTO

A Norma Brasileira Regulamentadora nº 6118:2007 (NBR 6118:2007) apresenta, em seu item 14.7.7, a definição de laje nervurada nos seguintes termos: “lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”.

Assim, quanto ao aspecto construtivo, verifica-se que as lajes nervuradas são compostas por nervuras e por uma capa de concreto, denominada mesa, solidarizada àquela e que, portanto, apresentam um comportamento combinado entre si. Frisa-se que entre as nervuras que sustentam a mesa, pode ou não existir material inerte, observando-se que este não é considerado um corpo resistente no cálculo estrutural destas lajes, diferenciando-se, por conseguinte, das lajes mistas, que são

capazes de resistir à parte dos esforços de compressão, oriundos da flexão a que estão sujeitas. (NAPPI, 1993, p. 19).

Segundo Bocchi Júnior e Giongo (2007, p. 01), a crescente necessidade de racionalização na construção civil, com a minimização dos custos e prazos, fez com que as lajes nervuradas fossem uma opção cada vez mais difundida. Nessa senda, vislumbra-se que, o tipo de laje em estudo, diminui o peso próprio e o consumo de concreto, o que também reduz a carga nos pilares e alivia as fundações, tornando-as mais econômicas.

Deste modo, as lajes nervuradas são empregadas nos casos em que as ações ou os vãos exigem lajes de grande espessura. Dessa forma, nas regiões centrais, é possível eliminar uma parcela do concreto abaixo da linha neutra, que, por estar tracionado, não contribui para a resistência aos esforços de flexão. Como as lajes nervuradas têm uma altura maior, a resistência delas é aumentada e os deslocamentos transversais são reduzidos. (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 89).

Ainda assim, as lajes nervuradas podem ser classificadas como unidirecionais ou bidirecionais. De forma sucinta, nas bidirecionais, a laje é constituída por nervuras longitudinais e nervuras transversais que absorvem os esforços. Já, nas lajes nervuradas, classificadas como unidirecionais, há nervuras em apenas uma única direção. Todavia, nas lajes nervuradas unidirecionais, podem ser previstas algumas nervuras transversais, em função do vão a ser vencido, para promover uma melhor ligação entre nervuras, distribuindo, assim, de modo mais uniforme, as cargas para as nervuras adjacentes e, por consequência, não sobrecarregando uma única nervura. Estas lajes podem ser completamente moldadas na própria obra, ou podem ter nervuras pré-fabricadas e receber um capeamento com concreto no local de execução da laje.

Entende-se assim, que as lajes nervuradas resultam em famílias de vigas (nervuras), em uma ou duas direções, solidarizadas pela mesa, com comportamento intermediário entre grelha e laje maciça. Por apresentarem um braço de alavanca maior (distância entre as forças resultantes das tensões de tração na armadura e compressão no concreto) do que as lajes maciças, as lajes nervuradas moldadas no local têm maior rigidez e resistem a maiores esforços (ou vencem vãos maiores), com um aproveitamento mais eficiente do aço e do concreto. Cabe destacar que a maior rigidez é devida à maior altura que essas lajes costumam apresentar, assim, apenas com alturas maiores consegue-se rigidezes maiores (quando comparadas às lajes maciças).

Sendo assim, as lajes nervuradas podem ter seu comportamento estrutural avaliado como o de vigas de seção T, pois, ao submeter-se este tipo de laje à flexão, a capa de concreto encarrega-se de absorver os esforços de compressão, e a nervura (alma), encarrega-se de absorver os esforços de tração. Pode-se também utilizar lajes nervuradas para resistir momentos negativos, ou seja, tração na parte superior, e compressão na seção inferior. Para isso, basta dispor de mesa junto à face inferior da laje, e nervuras, na parte superior. Considera-se que o elemento de enchimento, quando existir, entre as nervuras, não contribui com a resistência aos esforços solicitantes.

Notório, também, nas palavras de Flório (2004, p. 10), afirmar que a laje maciça apresenta um comportamento estrutural bastante eficiente, principalmente, quando se deseja projetar pavimentos com forma, em planta, retangular e com duas dimensões da mesma ordem de grandeza. Considerando, a título de exemplo, um pavimento quadrado, em que se projeta uma laje maciça com os lados de dimensões iguais a “b” e simplesmente apoiada (a rotação nas bordas é suposta livre, não impedida) em paredes (deslocamentos impedidos na vertical), pode-se, a partir da carga p (uniformemente distribuída) atuante, calcular o momento e a flecha, usando a teoria de placa de pequena espessura, cuja solução é amplamente conhecida.

Assim, considerando que o mesmo piso fosse executado com elementos de concreto armado da mesma espessura que a placa, porém, cada elemento com largura de um metro e independente, por exemplo, com elementos pré-moldados, os valores do momento fletor e flecha poderiam ser obtidos pela teoria da viga.

Percebe-se, assim, nas palavras de Flório (2004, p. 12), que as lajes por terem comportamento de placa, ou seja, elemento que apresenta ações significativas em duas direções, estão submetidas a esforços solicitantes mais baixos que o elemento do tipo viga, embora necessitem de armaduras dispostas em duas direções. Deste modo, o estado de deformação é menor que o da viga e, principalmente, o valor da flecha da laje. Estas vantagens diminuem bastante quando um dos lados do pavimento é igual a duas vezes o outro.

Considera-se, ainda, que, no limite, quando um lado da placa for muito maior que o outro, o comportamento desta passa a ser de uma viga, ou de uma laje armada em uma direção, ou seja, os esforços na menor direção passam a ser praticamente iguais aos obtidos com o da teoria de viga.

Insta salientar que, nos edifícios de múltiplos pisos, com estruturas em concreto armado, as lajes são responsáveis pelo consumo

de elevada parcela do volume total de concreto. Desse modo, não somente pelo fato de estarem sempre presentes na composição estrutural dos pavimentos, mas também, pelo consumo de concreto que representam, é de suma importância a escolha do tipo de laje mais adequado para um determinado pavimento de um edifício de concreto armado.

É importante ressaltar que a escolha de sistema estrutural mais adequado para um determinado tipo de pavimento de um edifício é uma opção que cabe aos profissionais da área de construção civil, que a fazem, normalmente, em função da experiência profissional, levando-se em conta os aspectos econômicos, de funcionamento, de execução, bem como os relacionados à interação com os demais subsistemas construtivos do edifício (instalações, vedações, etc).

Sob este enfoque, importa dizer que a laje maciça tem como vantagem o fato de apresentar menor deformação e esforços relativamente pequenos, sendo que a execução delas é bastante simples e rápida, depois de montado o tabuleiro de formas. No que diz respeito ao custo elevado da forma, procura-se fazer projetos, sempre que possível, de edificações com pavimentos tipo, ou seja, pavimentos com a mesma geometria para poder-se usar a mesma forma várias vezes, diminuindo, assim, o seu custo final.

Assim, nas lajes nervuradas, para que haja a criação dos espaços entre as nervuras, recomenda-se que sejam empregados elementos de enchimento leves que permaneçam no local (blocos cerâmicos, blocos de concreto celular ou de poliestireno expandido, etc), pois, caso contrário, haverá aumento no consumo de formas, maior até que no caso das lajes maciças, comprometendo assim, a economia conseguida com a redução da quantidade de concreto, ou então, utilizar formas reaproveitáveis (de polipropileno ou metálicas) que se encontram disponíveis comercialmente para aluguel.

Figura 2 - Lajes com preenchimento de EPS



Fonte: CONSTRUTOR, 2013.

Figura 3 - Lajes sem elementos de enchimento



Fonte: SILVA, 2005, p. 79.

Figura 4 - Laje com preenchimento de blocos cerâmicos



Fonte:http://aprendaaconstruierereformar.blogspot.com.br/2010_11_01_archive.html.

No estado limite último, para pequenos vãos, boa parte do concreto da laje maciça pouco contribui na resistência à flexão. Assim, é

oportuno ressaltar que nas nervuras, retira-se ou substitui-se, uma parte da região de concreto abaixo da linha neutra, por material leve. Portanto, utilizando a solução de laje nervurada unidirecional, haveria uma economia de concreto, mas com um ligeiro aumento do consumo da armadura. Na medida em que o vão for aumentando, ou então, que o pavimento a ser projetado tiver uma relação entre os lados maior que dois, o uso de um sistema nervurado irá se tornar mais interessante, sob o ponto de vista econômico e, também, por produzir um sistema com menor peso próprio.

Desta maneira, visando à melhora no funcionamento da laje nervurada, pode-se optar por uma laje nervurada nas duas direções, que teria como inconveniente, apenas, a maior dificuldade na execução das nervuras. Logo, pode-se afirmar que laje nervurada é um sistema estrutural no qual se procura afastar o concreto da seção transversal da linha neutra, aumentando a altura da laje, o que proporciona um maior braço de alavanca, formando um conjunto de nervuras, em uma ou duas direções, com espaçamentos uniformes entre si. Para fins de análise, o sistema pode ser comparado a uma grelha de barras uniformemente espaçadas. Na questão da deformação, a laje nervurada apresenta uma flecha maior, deste modo, quando se projeta uma laje nervurada, considera-se sempre uma altura maior que a correspondente maciça, para que a inércia final da seção transversal configure uma flecha adequada.

No caso de se utilizar formas reaproveitáveis e esconder as nervuras, assim como os espaços vazios entre estas, podem ser empregadas placas de gesso ou de madeira que se fixam na própria laje. É importante destacar que o emprego dessas placas contribui para o aumento dos custos, pois são caras. Utilizando elementos de enchimento nos espaços entre as nervuras, além de possibilitarem um acabamento plano do teto, estes servirão de forma para a mesa da laje e para as faces laterais das nervuras. Nesse caso, utiliza-se forma apenas para a face inferior das nervuras, constituída, normalmente, de um tablado de madeira, sustentado por um cimbramento, que pode ser em estrutura de madeira ou metálica. Este tablado de madeira serve também de apoio para os elementos de enchimento durante a construção do pavimento. (SILVA, 2005, p. 04-05).

De modo geral, as lajes nervuradas moldadas no local têm sido analisadas admitindo-se, por simplificação, como lajes maciças, determinando-se os esforços solicitantes e os deslocamentos transversais mediante à utilização de tabelas de lajes elaboradas a partir do emprego da teoria das placas delgadas, a qual as considera em regime elástico. É

importante destacar que, nesse caso, consideram-se as vigas de contorno da laje indeslocáveis na direção vertical, não correspondendo à realidade. Essa metodologia, constante em diversas referências bibliográficas, também encontra respaldo na NBR 6118: 2007, a qual permite que as lajes nervuradas sejam calculadas como maciças, desde que observadas algumas recomendações quanto às dimensões da mesa e das nervuras e, também, espaçamento entre as nervuras. Ao permitir essa simplificação, supõe-se que a laje nervurada apresentará a mesma rigidez à torção que a laje maciça equivalente, o que não é verdade. Desse modo, os esforços solicitantes e os deslocamentos transversais, assim obtidos, podem resultar muito aquém dos reais. (SILVA, 2005, p. 06).

Assim, quando utilizadas, tem-se recomendado que estas lajes sejam analisadas empregando-se outros processos de cálculo como, por exemplo, o método dos elementos finitos (MEF) ou o processo de analogia de grelha. Ressalta-se que, diferentemente do que ocorre no cálculo dos esforços solicitantes e dos deslocamentos transversais utilizando as tabelas elaboradas para lajes maciças, nestes dois processos, pode-se considerar as vigas de contorno das lajes nervuradas, caso existam, como deformáveis, verticalmente, e incluir na análise a não-linearidade física do concreto armado, sendo mais real.

2.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS

Nas palavras de Nappi (1993, p. 19), a altura das lajes nervuradas e das vigas são normalmente iguais e maiores que nos demais tipos de lajes. Em função disso, têm a possibilidade de vencer grandes vãos, além de melhorar suas características de isolamento termo-acústico. (NAPPI, 1993, p. 19).

A simplicidade na execução de formas das vigas, quando “chatas”, a possibilidade de obtenção de teto plano, facilitando a limpeza, melhorando a ventilação e não limitando previamente os espaços, a maior rigidez ao conjunto da estrutura, a viabilidade para vencer maiores vãos e suportar maiores cargas, a maior flexibilidade de haver descontinuidade de sua superfície, são destacadas como algumas das vantagens que essas lajes proporcionam.

No mesmo sentido é o entendimento de Carvalho e Pinheiro (2009, p. 13), eis que destacam, acerca das lajes nervuradas, as seguintes vantagens: permitem vencer grandes vãos, liberando espaços, o que é vantajoso em determinados locais; requerem tecnologia de construção

semelhante à das lajes maciças; têm grande versatilidade de aplicações; são adequadas também ao sistema de lajes sem vigas; consomem menos concreto e aço; podem suportar maiores cargas devido ao menor peso próprio e grande altura.

Para Flório (2004, p. 30-31), em comparação aos sistemas de lajes maciças e lajes nervuradas, as lajes pré-moldadas apresentam, principalmente para edificações de pequeno porte, diversas vantagens, tais como:

- Facilidade: possuem fácil manuseio e montagem, permitindo, dessa maneira, serem executadas mesmo por operários pouco preparados e, se bem dimensionadas e executadas, comportam-se adequadamente e com segurança;

- Versatilidade: possibilitam uma ampla variedade, desde construções complexas, como pontes, viadutos, fábricas, até as mais simples, como edifícios de apartamentos, edifícios comerciais e escolares, galpões, residências, etc.

- Dimensionamento: a quantidade de escoras necessárias para sua execução é menor que as utilizadas em lajes maciças similares, pois dependendo da sua altura, as nervuras pré-moldadas têm rigidez que permite vencer vãos de ordem de 1 m a 2 m, e o peso próprio final deste sistema é menor que o das lajes maciças. Deste modo, os blocos de enchimento com dimensões apropriadas se apoiam sobre as nervuras, formando um plano que serve de forma para a concretagem da capa, dispensando o uso das tradicionais formas de madeira.

- Redução de custos da estrutura: sabe-se que a grande quantidade de materiais industrializados que são empregados neste sistema como, por exemplo, nervuras, elementos de enchimento e até mesmo o concreto, acarretam uma pequena perda de materiais, se comparado a um sistema de lajes totalmente moldadas no local. Diante disso, o sistema pode apresentar menor volume de concreto e armaduras, entre todos aqueles que possam ser utilizados para um projeto semelhante, o que representa uma significativa redução do peso próprio da laje, de modo que as vigas de sustentação podem ter dimensões menores, bem como os pilares e, até mesmo, as fundações.

Silva (2005, p. 05) corrobora duas das vantagens já apresentadas (vencer grandes vãos e a versatilidade) e ainda acrescenta outras três:

- Permitem o uso de alguns procedimentos de racionalização, tais como: uso de telas para a armadura de distribuição e a utilização de instalações elétricas embutidas;

- As lajes nervuradas são adequadas aos sistemas de lajes sem vigas, devendo manter-se regiões maciças apenas nas regiões dos pilares, onde há grande concentração de esforços;
- Pelas suas características (grande altura e pequeno peso próprio), são adequadas para grandes vãos; e, em se tratando de grandes vãos, estas lajes apresentam deslocamentos transversais menores que os apresentados pelas lajes maciças e por aquelas com nervuras pré-fabricadas.

No que atina às desvantagens, Carvalho e Pinheiro (2009, p. 14) destacam que as lajes nervuradas possuem a dificuldade de passagem de tubulações e, em função da maior espessura da laje, geram a necessidade de alturas maiores do edifício, maior consumo de aço, exigência de maiores cuidados durante a concretagem, consumo de material inerte, cujo preço pode ser elevado ou na ausência deste, alto consumo de formas.

Nesse aspecto, imprescindível trazer as desvantagens citadas por Flório (2004, p. 30-31): dificuldade na execução das instalações prediais nas lajes com nervuras tipo trilho; os valores dos deslocamentos transversais que são bem maiores que os apresentados pelas lajes maciças (de mesma espessura) e, por fim, o carregamento apenas em uma direção, no caso unidirecional, das vigas de contorno¹.

Para complementar as desvantagens existentes, conforme elucida Silva (2005, p. 05), citam-se as seguintes:

- Normalmente, aumentam a altura total da edificação;
- Aumentam as dificuldades de compatibilização com outros subsistemas (instalações, vedações, etc.);
- Construção com maior número de operações na montagem;
- Dificuldade em projetar uma modulação única para o movimento todo, de maneira que o espaçamento, entre as nervuras, seja sempre o mesmo;
- Exigem maiores cuidados durante a concretagem para se evitar vazios, denominados “bicheiras” nas nervuras, que costumam ser de pequena largura;
- Dificuldades na fixação dos elementos de enchimento, com a possibilidade de movimentação dos mesmos durante a concretagem;

¹ Embora se considere que os carregamentos das lajes de nervuras pré-fabricadas sejam transferidos para as vigas de apoio perpendiculares às nervuras, deve-se considerar uma parcela deste carregamento sendo aplicada também nas vigas de apoio paralelas às vigotas. Mais detalhes podem ser observados em Chust (2010, p.68-79)

- Resistência da seção transversal diferenciada em relação a momentos fletores positivos e negativos, necessitando de cálculo mais elaborado.

Assim, diante da prévia feita acerca das lajes nervuradas, eis que, de forma sucinta, apresentou-se o seu funcionamento, suas vantagens e desvantagens. Agora, torna-se relevante, para o prosseguimento deste trabalho, discorrer sobre as lajes nervuradas pré-moldadas, bem como o seu funcionamento, suas vantagens e desvantagens, entre outros aspectos, conforme se verá no próximo tópico.

2.3 LAJES PRÉ-MOLDADAS NERVURADAS

No primeiro subtópico foi abordado o estudo das lajes nervuradas. Sendo que, dentre essas, existem aquelas que se classificam como lajes de nervuradas pré-fabricadas.

Bocchi Júnior e Giongo (2007, p. 09) afirmam que a prática usual consiste em projetar lajes nervuradas para vãos maiores que os previstos para lajes maciças. Lembra-se que as lajes nervuradas apresentam inércia menor que as lajes maciças, de tal modo que as alturas precisam ser maiores para haver controle das deformações e, por conseguinte, dos deslocamentos. Portanto, a decisão de projetar lajes nervuradas e, não maciças, é tomada, analisando, não somente, os aspectos estruturais, como também os relativos aos custos.

Na visão de Silva (2005, p. 21), de maneira geral, pode-se dividir as lajes de edifícios em dois grandes grupos: lajes moldadas no local e as lajes construídas com elementos pré-fabricados. As lajes pré-fabricadas podem ser divididas em dois grupos: as nervuradas com vigotas pré-fabricadas e as em painéis. As nervuradas são construídas com emprego de vigotas unidirecionais pré-fabricadas (elementos lineares pré-fabricados), elementos leves de enchimento posicionados entre as vigotas (apoiados nas vigotas), e concreto moldado no local (concreto de capeamento).

No entendimento de Silva (2005, p. 03), para pavimentos em que o menor vão a ser vencido pelas lajes não é maior que 5 m – consideradas de pequeno ou médio porte – e com ações a serem suportadas não muito elevadas, normalmente, têm-se, para esses casos, empregado as lajes nervuradas com vigotas pré-fabricadas. Utilizam-se, também, para esses casos, as lajes maciças apoiadas em vigas por demandarem, nesta situação, pequena espessura. Como o custo de uma laje maciça está diretamente relacionado, entre outros fatores, com a

espessura da mesma (o custo das formas praticamente não se altera em função da altura da laje), lajes esbeltas, ou seja, com pequena espessura, são mais econômicas.

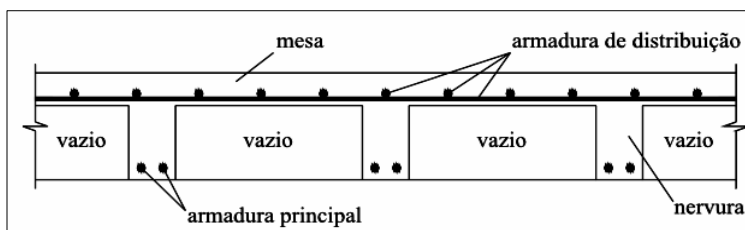
Cabe destacar que as lajes maciças, principalmente as de pequena espessura, não apresentam bom isolamento acústico, o que pode tornar desconfortável seu emprego em pavimentos de edifícios. As lajes nervuradas, por sua vez, ganham um incremento em sua capacidade de isolamento térmico e acústico, principalmente ao se usar EPS como elemento de enchimento.

Em contrapartida, para grandes vãos, pelo fato de apresentarem valores elevados de deslocamentos transversais, as lajes nervuradas com vigotas pré-fabricadas não são adequadas, e o emprego de lajes maciças, quando possível, pode ser antieconômico, pois nesse caso, a espessura necessária da laje, para atender ao critério de pequenos deslocamentos transversais, também será grande, ao passo que a profundidade da linha neutra (em relação a qual as tensões normais atuantes na seção transversal do elemento estrutural passam de tração para compressão) provavelmente, resultará pequena.

Nas palavras de Silva (2005, p. 03), em se tratando de grandes vãos, uma alternativa é utilizar as lajes nervuradas moldadas no local, de concreto armado, pois apresentam pequenos deslocamentos transversais, além de permitirem uma construção racionalizada, com a mesma tecnologia empregada nas lajes maciças. As lajes nervuradas, moldadas no local, ou com vigotas pré-fabricadas, possibilitam que o peso próprio da estrutura seja reduzido, suprimindo-se, nas zonas tracionadas da seção transversal, parte do concreto que não trabalha estruturalmente, deixando apenas algumas faixas deste, onde estarão agrupadas as armaduras tracionadas.

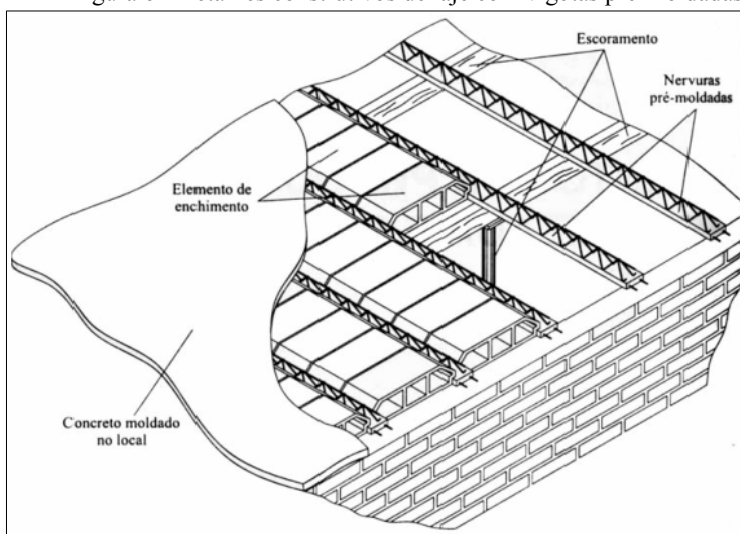
Como o concreto situado abaixo da linha neutra encontra-se submetido a tensões de tração por causa da flexão e, sendo a resistência deste, a este tipo de tensão, desprezada, no estado limite último, tem-se, como resultado, uma estrutura com grande quantidade de material inerte (concreto tracionado) e, conseqüentemente, com grande peso próprio. Deste modo, este concreto serve apenas para proteger e manter a armadura tracionada em sua posição, garantindo a altura útil, necessária da laje, que é compreendida como sendo a distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada à fibra mais comprimida do concreto.

Nas figuras que serão apresentadas a seguir, pode-se verificar como as lajes nervuradas pré-moldadas aparecem nas construções.

Figura 5 - Laje nervurada moldada *in loco*

Fonte: SILVA, 2005, p. 04.

Figura 6 - Detalhes construtivos de laje com vigotas pré-moldadas



Fonte: EL DEBS, 2000, *apud* SILVA, 2005, p. 143.

Vislumbra-se que estes tipos de lajes possuem a característica de terem vigotas pré-moldadas de concreto armado, os quais apóiam blocos de cerâmica, concreto ou poliestireno. Todos esses elementos são manufaturados em fábricas e transportados, após a cura, para a obra. Depois da colocação das vigotas, blocos de enchimento, armadura de distribuição, eletrodutos e caixas de passagem, recebem, em sua superfície superior, uma camada fina de concreto, comumente chamada de capeamento. (NAPPI, 1993, p. 21).

Acerca das lajes pré-moldadas nervuradas, Nappi (1993, p. 21) destaca que elas apresentam as seguintes vantagens: rapidez e simplicidade na execução, redução do consumo de madeira para forma e

escoramento; redução da diversidade de mão de obra e canteiro de obra com aspecto mais limpo. Já, as desvantagens, são as seguintes: menor rigidez na estrutura como um todo, face à pequena espessura da capa; falta da aderência do concreto da capa com a da vigota, embora seja considerado no seu cálculo; grande possibilidade de fissuras devido aos movimentos de retração/dilatação provenientes dos fenômenos térmicos; altos riscos de acidentes, tanto na colocação das vigotas, como durante a concretagem; comprimento limitado das vigotas, restringindo o seu uso a determinados vãos; impossibilidade de aberturas em sua superfície, sem que haja vigas periféricas de sustentação e limitação da carga, de acordo com as especificações do fabricante.

Ainda assim, nas palavras de Di Pietro (1993, p. 11), o fator econômico, por ser esse tipo de laje considerada de menor custo, sobrepõe-se aos demais tipos. Além do menor custo, os isolamentos de origem térmica, acústica, umidade, proteção contra incêndio e condições de monolitismo, são fatores que levam à construção desse tipo de laje.

As lajes nervuradas com vigotas pré-fabricadas permitem o uso de alguns procedimentos de racionalização, tais como: empregar armaduras em telas e embutir tubulações elétricas ou de outros tipos de instalações nas mesmas. Outra vantagem apresentada por essas lajes é a versatilidade nas aplicações, podendo ser utilizadas em pavimentos de edificações de diversos fins (comerciais, residenciais, etc.). Pelo fato de trabalhar com vários materiais industrializados, este tipo de laje proporciona uma baixa perda de materiais durante a sua montagem. (SILVA, 2005, p. 22).

Neste aspecto, cumpre frisar que o monolitismo é compreendido como sendo a perfeita aderência das vigotas com o concreto, que é lançado, em obra, para a execução do capeamento. Não obstante os cuidados que são empregados na concretagem de tais lajes, a aderência nem sempre é possível, devido à falta de rugosidade nas faces da vigota, surgindo assim, uma espécie de diafragma nessa interface (PADARATZ, 1990 *apud* DI PIETRO, 1993, p. 11).

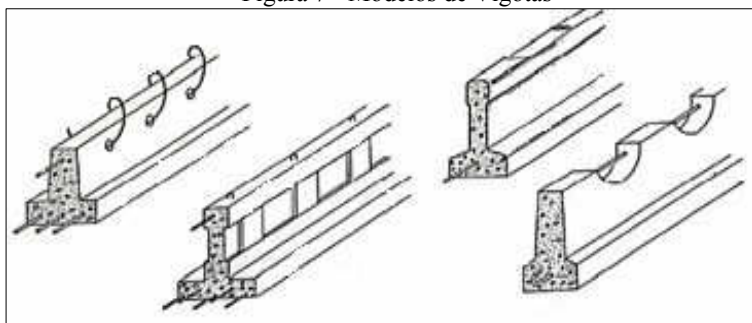
O desempenho da estrutura pode ser aprimorado quando existirem melhores condições de ligação das vigotas com os elementos da estrutura que a suportam. Cumpre mencionar que, as condições estabelecidas pelos estados limites, exigem que a laje não tenha deformação excessiva, assim como, inexista fissuração nociva para a sua durabilidade.

Dessa forma, ao se projetar uma edificação é necessário que todos os fatores sejam levados em conta, conforme prescrevem as

normas de construção civil, a fim de que sejam perfeitamente asseguradas as condições de conforto e segurança.

No que diz respeito às vigotas de concreto pré-moldado, denota-se que existe uma grande variedade, sendo que a sua seção típica é sempre em forma de T invertido. A fim de se garantir o monolitismo, ou seja, a perfeita união entre a vigota e o concreto adicionado em obra, pode-se dar formas às vigotas que possibilitem melhorar esta aderência. Alguns exemplos foram citados por Di Pietro (1993, p. 10), os quais são demonstrados pela figura que segue. Todavia, hoje, referente às vigotas trilho, praticamente são encontradas apenas as vigotas convencionais, sem quaisquer dispositivos que auxiliem na aderência entre o concreto pré-moldado e o concreto adicionado na obra.

Figura 7 - Modelos de Vigotas



Fonte: DI PIETRO, 1993, p. 10.

Com a evolução das lajes nervuradas moldadas no local da construção, o meio técnico projetou lajes nervuradas em que as partes das nervuras são pré-moldadas, permitindo a facilitação da construção. Deste modo, as nervuras serão, posteriormente, transportadas para o canteiro de obras ou para fábricas próprias, posicionadas sobre as formas das vigas e os apoios intermediários. (DI PIETRO, 1993, p. 10).

Deste modo, a vantagem desse tipo de laje está no fato de não haver necessidade de forma, junto à face inferior, pois os blocos posicionados entre as nervuras, não permitem que o concreto recém-lançado percole pelas regiões de contato entre as nervuras pré-fabricadas e o bloco.

As vigas de madeira ou metálicas que compõem o cimbramento são posicionadas em função da resistência das nervuras pré-fabricadas. No que diz respeito à moldagem da parte das nervuras e da mesa, pode-se dizer que elas ocorrem quando todas as armaduras adicionais e os

duto para passagens de instalações elétricas e hidráulicas estiverem posicionados.

Assim, o elemento pré-fabricado é constituído de concreto, com as barras da armadura longitudinal posicionada na forma, antes do lançamento do concreto. A rigidez do elemento pré-fabricado é obtida pela forma do elemento.

As nervuradas podem ter suas bordas apoiadas, contínuas, engastadas ou em balanço. Entretanto, recomenda-se que as lajes nervuradas de concreto armado evitem engastes e balanços, pois, nestes casos, tem-se força de tração na face superior, onde se encontra a mesa de concreto, bem como forças de compressão na parte inferior, região em que a área de concreto é reduzida. Sabe-se que o concreto é um material que apresenta elevada resistência à compressão e baixa resistência à tração sendo, portanto, necessário aumentar as dimensões das seções ou utilizar mesa na parte inferior (mesa invertida), implicando o aumento do peso próprio da estrutura e acréscimo dos custos da obra.

A decisão de se adotar lajes nervuradas com vigotas pré-fabricadas nas estruturas dos edifícios, deve levar em conta análises estruturais e de custos. Nos edifícios de muitos pavimentos, deve ser analisada, com cautela e conveniência, quando adotar este tipo de laje, pois além de não desempenharem adequadamente a função de diafragma, há que se pensar no transporte dos elementos pré-fabricados, que é feito por meio de elevadores de obra, fato este que pode trazer acréscimo de custo e, principalmente, de segurança na obra.

Os materiais de enchimento, normalmente, utilizados são blocos vazados de material cerâmico (lajotas cerâmicas²) ou concreto celular ou, ainda, blocos de poliestireno expandido, conforme demonstram as figuras a seguir.

Figura 8 - Bloco de poliestireno expandido



Fonte: www.artelaje.com.br.

² Também chamadas de tabelas cerâmicas.

Figura 9 - Bloco de concreto celular



Fonte: <http://blococoncretocelular.com.br/>.

Figura 10 - Bloco cerâmico



Fonte: <http://www.ceramicakaspary.com.br/portal/tabelas.php>.

2.3.1 Tipos, funcionamento, projeto e execução

Conforme os aspectos apresentados, tem-se que as lajes nervuradas podem ser moldadas no local ou pré-moldadas. Cabe destacar que estas podem ser classificadas em tipos diferentes, a saber: vigota tipo trilho, vigota treliçada, vigota protendida, lajes alveolares e laje duplo T. No caso das lajes construídas com vigotas tipo trilho, vigotas treliçadas e vigotas protendidas, é mais conveniente denominar estas lajes de “lajes com nervuras pré-moldadas”, haja vista que a mesa (capa de concreto) é executada no local da obra, sendo que, nestes casos, apenas a nervura (vigota) é pré-moldada. Todavia, neste trabalho, usar-se-á a nomenclatura usual, a saber: “lajes nervuradas pré-moldadas (ou pré-fabricadas)”.

As lajes de nervuras pré-moldadas podem ser do tipo trilho, treliçada e protendida. À essas vigotas adicionam-se lajotas, que comumente são de cerâmica. Bem como, são moldadas no local da construção, contendo a capa de concreto.

Figura 11 - Vigota com armação treliçada e enchimento cerâmico



Fonte: http://www.ceramicakaspary.com.br/portal/laje_protendida.php.

Figura 12 – Grupo de vigotas tipo trilho (de concreto armado)



Fonte: http://aprendaaconstruirereformar.blogspot.com.br/2010_11_01_archive.html.

Figura 13 – Grupo de vigotas de concreto protendido



Fonte: http://www.ceramicakaspary.com.br/portal/laje_protendida.php.

Além da quase eliminação da madeira, as lajes pré-moldadas também viabilizam o aumento da produtividade e a redução do desperdício de materiais, sem grandes diferenças na qualidade e segurança, desde que, corretamente dimensionadas e aplicadas, com possível redução de custos. Seus elementos constituintes, geralmente, são leves, de dimensões reduzidas e dispensam o emprego de equipamentos especiais de montagem e transporte. (FURLAN et al., 2000, p. 03).

Os elementos pré-moldados, antes do endurecimento do concreto da capa, são os elementos resistentes do sistema e têm a capacidade de suportar, além do seu peso próprio, ação das lajotas, a do concreto da capa e de uma pequena carga acidental para um vão de até 1,7 m. Desta maneira, o escoramento necessário para executar uma laje deste tipo, não requer um grande número de pontaletes ou escoras. Além disso, conforme mencionado, para se executar a concretagem da capa, não é necessário o uso de formas, como é o caso das lajes maciças de concreto, pois o elemento pré-moldado e a lajota fazem este papel (CARVALHO et al., 2000, p. 03).

As lajes nervuradas moldadas no local têm todas as etapas de sua execução efetuadas *in loco*. Estas lajes podem ser unidirecionais ou bidirecionais. As lajes unidirecionais de nervuras pré-fabricadas são, algumas vezes, empregadas como sendo simplesmente apoiadas. Em função de seu comportamento estrutural, assemelhar-se ao de uma viga de seção T e, conseqüentemente, apresentar bom comportamento quando sujeita a momentos fletores positivos (compressão na mesa e tração na alma) e mau comportamento ao sujeitar-se a momentos fletores negativos (tração na mesa e compressão na alma), deixa-se de aproveitar os benefícios da continuidade de apoios intermediários para este tipo de laje.

No que atina aos elementos estruturais das lajes pré-moldadas, em especial, os trilhos e treliças, são dispostos em uma única direção, que comumente se dá no menor vão, sendo apoiados nas extremidades. As vigas em que as nervuras são apoiadas receberão a maior parte da carga. Deste modo, estas lajes são consideradas armadas em uma direção. Normalmente, admite-se que a ação das lajes pré-moldadas ocorre apenas nas vigas em que os elementos se apoiam, não considerando qualquer ação das lajes nas vigas paralelas aos elementos.

É salutar acrescentar que, para Libânio e Razente (2003, p. 01), as evoluções arquitetônicas que forçaram o aumento dos vãos e o alto custo das formas, tornaram as lajes maciças desfavoráveis economicamente, na maioria dos casos. Surge como uma das

alternativas, as lajes nervuradas. Elas, resultantes da eliminação do concreto abaixo da linha neutra, propiciam uma redução no peso próprio e um melhor aproveitamento do aço e do concreto. A resistência à tração é concentrada nas nervuras, e os materiais de enchimento têm como função única, substituir o concreto, sem colaborar na resistência.

2.3.1.1 Vigota do tipo trilho

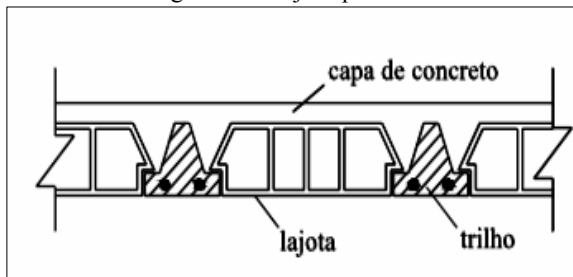
A armadura do elemento tipo trilho apresenta, em sua composição, barras retas que são colocadas na parte inferior do mesmo, conforme se observa nas figuras a seguir: (CARVALHO et al., 2000, p. 02).

Figura 14 - Laje Tipo Trilho



Fonte: FLÓRIO, 2004, p. 20.

Figura 15 - Laje Tipo Trilho

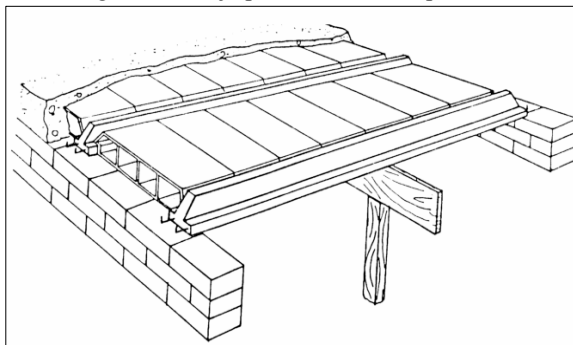


Fonte: SILVA, 2005, p. 22.

Esta espécie de vigota é de concreto armado, contendo seção, usualmente, no formato de um T invertido, com a armadura passiva totalmente envolvida pelo concreto, utilizada para compor as lajes de concreto armado, sendo que os parâmetros que definem a laje confeccionada com vigotas tipo trilho, são os mesmos da laje tipo treliça. (FLÓRIO, 2004, p. 20).

Seu funcionamento é unidirecional, ou seja, equivale à laje maciça ou nervurada, armada em uma única direção. Uma das funções desempenhadas por ela é o recebimento de ações das cargas, bem como transmiti-las aos outros elementos da estrutura. (DI PIETRO, 1993, p. 10).

Figura 16 - Laje pré-moldada do tipo trilho



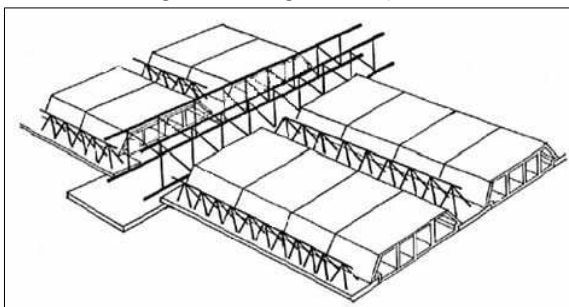
Fonte: CARVALHO et al., 2000, p. 03.

2.3.1.2 Vigota treliçada

Com a evolução, foram projetados elementos pré-fabricados, constituídos por uma placa plana longitudinal, em concreto, com as barras da armadura incorporadas e, para melhorar a rigidez e resistência ao transporte e para as ações de construção, foi adotada treliça metálica, constituída por barras ou fios de aço de construção. No meio técnico, essa laje é conhecida como laje treliça. Nesses tipos de lajes, parte da nervura é construída fora do local da construção. Na obra, monta-se a laje e concretiza-se a parte restante da nervura e a mesa da laje nervurada. (BOCCHI JÚNIOR; GIONGO, 2007, p. 07).

O estudo das lajes treliçadas também pode ser compreendido como o estudo das vigotas treliçadas, as quais são semi-vigotas de concreto e sua armadura, e sua forma de treliça é constituída de aço eletrosoldado, conforme demonstra a figura a seguir. (DI PIETRO, 1993, p. 14).

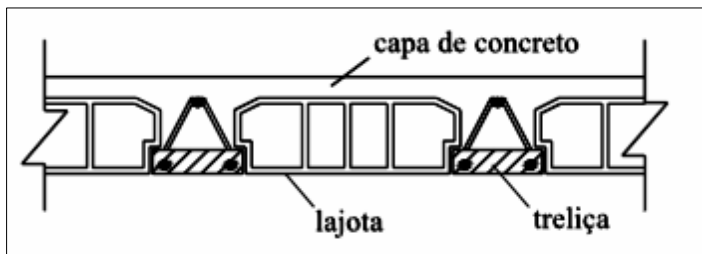
Figura 17 - Vigotas treliçadas



Fonte: DI PIETRO, 1993, p. 14.

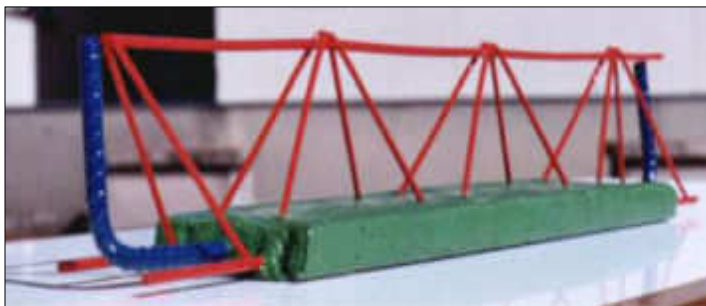
A armadura do elemento tipo treliça, apresenta-se como uma treliça espacial de aço, composta por três banzos paralelos e diagonais laterais, de forma senoidal, que são soldadas por processo eletrônico aos banzos. (CARVALHO et al., 2000, p. 02).

Figura 18 - Armação da laje treliça



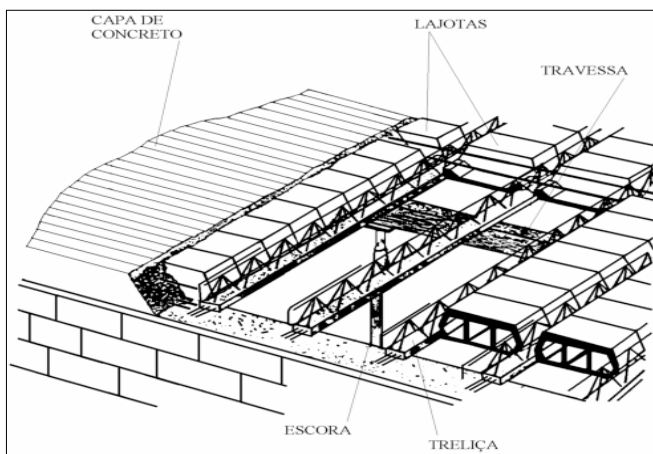
Fonte: CARVALHO et al., 2000, p. 02.

Figura 19 - Lajes tipo treliça



Fonte: FLÓRIO, 2004, p. 18.

Figura 20 - Montagem do painel de laje com nervuras treliçadas

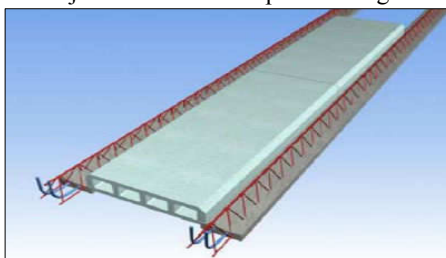


Fonte: FLÓRIO, 2004, p. 32.

Este tipo de vigota é formada por uma placa, denominada sapata (ou capa de concreto), de concreto que envolve, parcialmente ou totalmente, a armadura treliçada e, quando for necessário, pode ser complementada com armadura passiva inferior de tração que ficaria totalmente envolvida pelo concreto da nervura. Essas vigotas são utilizadas para compor as lajes treliçadas. (FLÓRIO, 2004, p. 18).

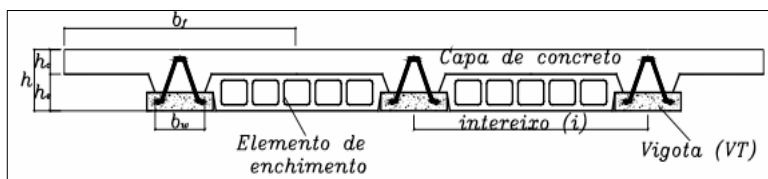
Os parâmetros que definem a laje com vigota treliçada são os seguintes: altura da laje (h); espessura da capa de concreto (h_c); intereixo de nervuras (i); espessura das nervuras (b_w); altura da vigota (h_e) e o tipo de material de enchimento, conforme demonstram as figuras a seguir.

Figura 21 - Laje confeccionada a partir de vigotas treliçadas



Fonte: FLÓRIO, 2004, p. 19.

Figura 22 - Vigota em treliça e elementos de enchimento utilizados para confecção de lajes.



Fonte: FLÓRIO, 2004, p. 19.

2.3.1.3 Vigota protendida

Além dos tipos de lajes mencionados nos dois subtópicos anteriores, existem aquelas em que as nervuras apresentam um melhor comportamento na fissuração e permitem, em alguns casos, a eliminação de escoramento, no caso, a laje protendida. (CARVALHO et al., 2000, p. 03).

A introdução da protensão permite o uso das lajes para vãos de 12 até 15 metros, principalmente pela possibilidade de diminuir os deslocamentos transversais, já que estes limitam a utilização das lajes sem vigas em concreto armado para grandes vãos, ou requerem lajes muito espessas, o que, além de outros inconvenientes, aumenta o carregamento total. É possível, inclusive, a introdução de contraflecha, mesmo com formas horizontais.

O problema da punção pode ser contornado, pois a componente vertical da força de protensão pode reduzir, significativamente, o valor da força cortante junto aos pilares, possibilitando a diminuição da seção desses pilares, ou evitando o uso de capitéis e de pastilhas.

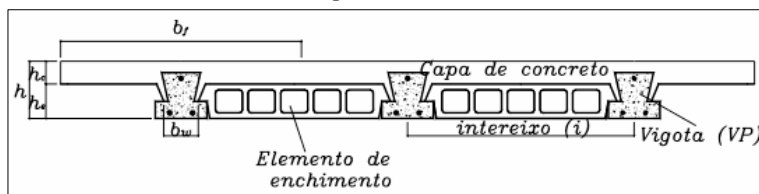
Assim, pode-se afirmar que o desenvolvimento do concreto protendido tornou esta modalidade de estrutura mais atrativa, ao permitir o uso de lajes com maiores vãos ou com sobrecargas mais elevadas. A opção pelo uso da laje protendida, entretanto, pressupõe a existência de viabilidade técnica e econômica, além de conveniência arquitetônica e construtiva. A viabilidade econômica depende, principalmente, do vão, e, geralmente, ele se estabelece para valores compreendidos entre 7 e 12 metros.

A execução destas vigotas é feita mediante o processo da protensão com aderência inicial, que consiste em tracionar-se a armadura antes do lançamento do concreto. Assim, após o concreto adquirir certa resistência, liberam-se os cabos tracionados,

proporcionando a pré-compressão do concreto. (DI PIETRO, 1993, p. 15).

Nas palavras de Flório (2004, p. 21), as vigotas de concreto protendido são semelhantes às vigotas de concreto armado com seção T invertido, mas com armadura ativa pré-tensionada, também totalmente envolvida pelo concreto da vigota, utilizadas para compor as lajes de concreto protendido.

Figura 23 - Corte em laje confeccionada a partir de vigotas do tipo trilho protendido



Fonte: FLÓRIO, 2004, p. 21.

2.3.2 Vantagens e desvantagens de cada tipo

Conhecidos os aspectos gerais das lajes pré-moldadas nervuradas, bem como o funcionamento de cada tipo, convém trazer as vantagens e as desvantagens de cada qual, o que se abordará a seguir.

2.3.2.1 Vigota do tipo trilho

Conforme Carvalho et al. (2005, p. 01-02), após a montagem de diversas fábricas de vigotas de concreto do tipo trilho, o sistema moldado no local caiu em desuso. Os construtores perceberam ser muito mais prático o uso destes elementos. Uma vez dimensionadas corretamente, as lajes poderiam até receber a carga do telhado (telhado apoiado em pontaltes). A economia de madeira (principalmente, a do telhado) com este novo sistema era grande.

Desta forma, para obras de pequeno porte, o uso de lajes pré-fabricadas, com a seção típica do tipo trilho, tornou-se quase obrigatória. Há, neste processo, uma grande melhoria, pois os elementos são feitos com concreto usinado sob condições controladas, e o fabricante já recomendava ao construtor o preenchimento de concreto sobre toda a superfície da lajota e do trilho, permitindo assim, que se formasse a mesa superior.

2.3.2.2 Vigota treliçada

Para Di Pietro (1993, p. 14), as vantagens da laje treliça em relação à laje de vigotas comuns está na capacidade de vencer maiores vãos com maior capacidade de carga, tendo em vista que as treliças poderão ter suas alturas aumentadas em função dessas imposições. Além disso, as treliças colaboram, de forma eficaz, à união entre as vigotas e o concreto adicionado em obra, proporcionando um maior monolitismo da laje e aumentando sua capacidade de resistência ao cisalhamento.

A configuração do sistema com treliças permite a confecção de lajes nervuradas em uma ou em duas direções. As lajes armadas em duas direções apresentam um comportamento estrutural mais eficiente que as lajes unidirecionais, pois o posicionamento de nervuras em duas direções diminui os valores dos esforços e deslocamentos, diminuindo a altura da laje e o volume de concreto e armadura necessários, embora aumentando as etapas de execução. A melhoria do comportamento, ao se usar as nervuras nas duas direções, é mais notada se a relação entre os vãos, em direções ortogonais, não for superior a 2, pois caso contrário, seria mais interessante usar o sistema unidirecional, com as nervuras na direção do menor vão. (FLÓRIO, 2004, p. 22-23).

As lajes treliçadas pré-moldadas têm como vantagem, segundo Claro (2008, p. 18;27) a redução da quantidade de formas; capacidade de suportar paredes apoiadas diretamente sobre a laje, se feitas, previamente, as considerações necessárias; a possibilidade de redução da quantidade de vigas e, conseqüentemente, de pilares e fundações do sistema estrutural de qualquer edificação, ganhando-se, assim, espaço interno; menor peso próprio com o alívio das cargas em vigas, pilares e fundações; eliminação da possibilidade de trincas e fissuras, pela condição de total aderência entre as nervuras e o concreto de capeamento, sendo que esta aderência total é oferecida pela existência das sinusoides (armadura diagonal que liga o banzo superior aos inferiores), bem como pela superfície rugosa em contato com o concreto de capeamento; melhora das características térmicas e acústicas, principalmente quando a laje é executada com blocos de EPS.

2.3.2.3 Vigota protendida

Segundo Di Pietro (1993, p. 14), as vigotas de concreto armado podem ser substituídas pelas vigotas de concreto protendido, pois apresentam certas vantagens, em relação às de concreto armado, quais sejam: maiores vãos com maior capacidade de carga; melhor

comportamento com relação ao cisalhamento e menores flechas com grande redução de fissuração excessiva.

Acerca do aludido, importante destacar que o maior custo, advindo da necessidade do uso de aços especiais para a protensão e as instalações para sua fabricação, em pistas, que requerem investimentos iniciais, torna-se a única desvantagem.

Importante ressaltar ainda que, embora o elemento tipo trilho tenha rigidez inferior à da treliça, só necessita de um conjunto de formas adequadas para ser executado, o mesmo não ocorre no outro caso, em que é preciso, em geral, comprar a armadura treliçada, sendo, portanto, apropriado para ser empregado em regiões em que o elemento tipo trilho pode ser feito com protensão, permitindo vencer vãos livres maiores. (FLÓRIO, 2004, p. 22).

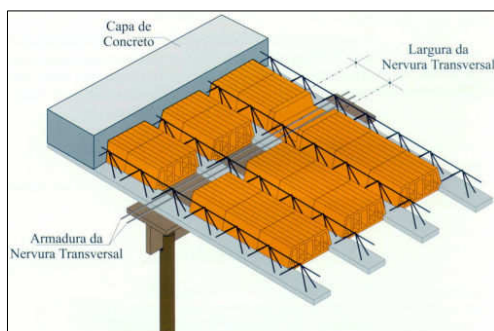
2.4 NERVURA TRANSVERSAL

As vigotas pré-moldadas apresentam uma série de vantagens, as quais já foram vistas ao longo da apresentação do presente trabalho monográfico. Assim, por serem de fácil execução, o uso de vigotas em uma única direção, para pequenos e médios vãos, tem sido a alternativa mais utilizada. No entanto, elas também apresentam um comportamento essencialmente de viga, perdendo importantes vantagens oferecidas pelas placas. Dessa forma, o uso de algumas nervuras transversais poderia ser uma alternativa que sanaria as desvantagens por ela apresentada.

As nervuras transversais devem ser dispostas na direção perpendicular às nervuras principais, a cada dois metros³. São construídas entre blocos, afastados entre si, para permitir a penetração do concreto, bem como a colocação de armadura longitudinal. Elas, ainda, exercem a função de travamento lateral das nervuras principais, levando a uma melhor uniformidade do comportamento estrutural das nervuras, contribuindo na redistribuição dos esforços solicitantes. Nas figuras a seguir, observa-se o formato das nervuras transversais. (BASTOS et al., 2013, p. 86-87).

³ Estes valores referem-se às vigotas treliçadas. Entretanto, nas vigotas do tipo trilho também é interessante o emprego dessas nervuras, contudo, devido a dificuldade de execução, estas nervuras transversais não são empregadas.

Figura 24 - Nervuras transversais



Fonte: FAULIM, 1998 *apud* BASTOS et al., 2013, p. 87.

Figura 25 - Nervuras transversais



Fonte: FAULIM, 1998 *apud* BASTOS et al., 2013, p. 87.

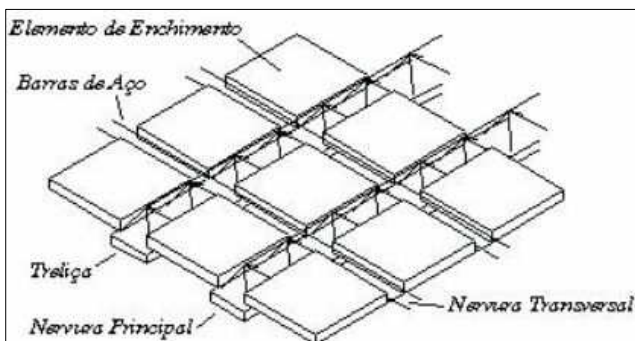
Portanto, avaliar a influência das nervuras transversais nos deslocamentos e nos momentos fletores de pavimentos de lajes pré-moldadas, levando-se em conta as diversas geometrias de pavimento, fissuração e deslocabilidade das vigas do contorno, pode ser considerada uma alternativa que proporciona um comportamento próximo de placa, bem como, preserva as vantagens oferecidas pelos sistemas industrializados.

Cumprе salientar que a NBR 6118:1980 trazia a recomendação de emprego, para lajes nervuradas moldadas *in loco*, de uma nervura de travamento para vãos de 4m e para vãos de 6m a colocação de duas nervuras de travamento. A atual versão da Norma não faz qualquer menção sobre a utilização de nervuras de travamento.

Conforme Medrano *et al.* (2006, p. 03), a nervura transversal é um elemento montado no espaço entre os elementos (blocos de

enchimento, que possui armadura), sobre o qual é adicionado o concreto do capeamento moldado *in loco*.

Figura 26 - Laje com nervuras transversais (laje bidirecional)



Fonte: CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2004, p. 03.

Deste modo, para a execução da nervura transversal, no caso dos elementos de enchimento serem de EPS, empregam-se blocos com uma aba para a execução, ou recorta-se este, a fim de criar a nervura. No caso de se utilizar blocos cerâmicos, podem-se utilizar pequenas plaquetas de concreto, fabricadas no próprio canteiro ou industrializadas, ou, até mesmo, canaletas cerâmicas próprias para a execução da nervura.

Insta salientar que, com a utilização das nervuras de travamento, há um aumento da rigidez do sistema, mas essas nervuras exercem pouca influência na distribuição dos esforços e dos deslocamentos, mantendo o comportamento de laje unidirecional (comportamento de viga), mas no caso de cargas concentradas (paredes de alvenaria), elas desempenham um papel fundamental na redução dos deslocamentos relativos entre nervuras vizinhas. (DROPPA JÚNIOR, 1999 *apud* MEDRANO, 2006, p. 03).

A inércia equivalente de Branson, determina um valor intermediário entre o momento de inércia da seção transversal no estágio I (homogeneizada ou não) e no final do estágio II puro.

Destaca-se que os resultados obtidos pelos estudos feitos por Medrano, demonstram que é possível verificar a contribuição oferecida pelo uso de nervuras transversais e, em muitos casos, sem a necessidade do emprego de laje bidirecional, cuja quantidade de nervuras é igual nas duas direções (mesmo interesse).

Ainda assim, no caso prático, trazido por Medrano, o incremento de nervuras transversais aumentou a capacidade de absorver momentos

nas duas direções, sendo que, duas lajes, convergiram para o comportamento de placa. Ainda, pode-se ver que, com o enrijecimento dos apoios, essa relação foi reduzida, e a melhor situação passou a ser com o uso de 5 nervuras transversais, sendo que, quando se considerou a fissuração dos apoios, a melhor situação foi a de laje bidirecional (quantidade de nervuras iguais nas duas direções).

Em dois dos pavimentos verificados, não se constatou a melhoria no comportamento da laje com o enrijecimento dos apoios (caso de laje bidirecional), não havendo, portanto, qualquer relação entre o aumento de rigidez e a capacidade de absorção de momentos na nervura.

Mesmo com o uso de poucas nervuras, foi obtido um comportamento próximo de placa, o que viabilizaria projetos que só seriam possíveis com o uso de laje maciça, tornando-os, economicamente, atraentes.

A utilização dessa solução é particular para cada caso e os projetos devem ser específicos, não podendo, o dimensionamento, ser feito por intermédio de tabelas de fabricantes.

O estudo feito, demonstra que o uso de algumas nervuras proporciona ao pavimento um comportamento próximo daquele que seria obtido em placa, sem a necessidade de manter o mesmo interesse nas duas direções, facilitando, assim, a execução. A deslocabilidade e a fissuração dos apoios contribuem para aumentar a absorção de momentos fletores da nervura transversal.

No que atina a deslocabilidade das vigas de contorno, pode-se dizer que ela exerce grande influência nos valores dos momentos, assim como a fissuração, sendo que, o dimensionamento que não considerar sua influência, poderá levar a resultados irrealistas, inclusive, contra a segurança da estrutura.

Nesta senda, conforme asseverado por Medrano et al. (2005, p. 12), a contribuição oferecida pelo uso de nervuras transversais é de grande importância para a viabilização de projetos que só seriam possíveis com o uso de lajes maciças.

Durante a fase de montagem, a estrutura fica submetida aos esforços de flexão provenientes do peso próprio das vigotas treliçadas, dos elementos de enchimento, do peso dos equipamentos, dos operários e, finalmente, do concreto de capeamento. Nesta fase, há a necessidade de cimbramento para suportar os esforços da fase de montagem e concretagem, cujas distâncias entre escoras são variáveis em cada caso e deverão ser especificadas na planta de execução.

Para a situação em que a nervura está sobre dois apoios extremos e um apoio interno do cimbramento, os momentos fletores são bem

distintos dos correspondentes na situação definitiva. Deve-se, portanto, fazer um estudo prévio dos efeitos destes esforços, como por exemplo, a possibilidade de ocorrer a flambagem no banzo superior da treliça devido a um não dimensionamento correto do espaçamento do cimbramento. (DROPPA JÚNIOR, 1999, p. 23).

3 O ESTUDO DA CONTINUIDADE DAS LAJES

Conforme visto, as lajes pré-fabricadas são de uso frequente nas edificações habitacionais e comerciais. Por esta razão, deve-se procurar melhorar seu projeto estrutural. Visando dar seguimento ao estudo sobre lajes pré-moldadas, abordado no presente trabalho, pretende-se, neste capítulo, contribuir para a análise de pavimentos de lajes pré-moldadas, constituídos de elementos hiperestáticos, com a consideração da continuidade e da plastificação do concreto na região dos momentos negativos (comportamento não-linear), assim como seus efeitos no dimensionamento do pavimento.

Cumpra mencionar que se mostrará a importância da consideração da continuidade na diminuição dos valores dos momentos fletores positivos e nos deslocamentos, muitas vezes, determinantes no dimensionamento dessas lajes. A redução nos valores dos momentos negativos, por intermédio da redistribuição de esforços, pode ser uma boa opção para viabilizar as vantagens trazidas pela continuidade, sendo que a utilização de trechos de laje maciça, na região dos apoios intermediários, pode melhorar, o desempenho do pavimento.

Este comportamento pode ser simulado por meio da introdução de rótulas submetidas a momentos de plastificação, com valores adotados segundo uma parcela do momento solicitante da seção transversal na região dos apoios internos. Este será, portanto, o procedimento adotado neste trabalho.

Para a redistribuição de esforços deve-se assegurar que a estrutura tenha capacidade suficiente de rotação nos apoios. Deve-se, para tanto, garantir que a estrutura apresenta determinados valores de x/d . Conforme o item 14.6.4.3 da NBR 6118:2007, para $f_{ck} \leq 35MPa$ deve-se utilizar redistribuição máxima de 75%. E, além disso, é necessário que o valor máximo do coeficiente δ de redistribuição satisfaça a seguinte expressão $\delta \geq 0,44 + 1,25x/d$.

Ainda segundo a norma supracitada, pode-se adotar valores maiores de redistribuição de esforços desde que seja verificada, por meio de processos mais sofisticados, a capacidade de rotação da estrutura em análise. Deve-se avaliar, portanto, a deformação da peça e a abertura de fissuras no apoio estudado.

Ainda assim, para lajes de concreto armado, pode-se aplicar valores maiores de redistribuição de esforços, desde que o valor de x/d

não seja maior que 0,30. Neste caso, deve-se estudar com maior ênfase a teoria das charneiras plásticas.⁴

Para tanto, serão desprezados o comportamento de placa do pavimento e a distribuição transversal dos esforços. Assim, cada nervura será considerada independente das demais, funcionando como uma viga contínua isolada. Desta forma, será possível ilustrar o fenômeno que se pretende estudar e definir um caso representativo.

Ademais, a maior parte da situação visa ilustrar a importância da consideração da continuidade, para que o pavimento resista ao carregamento na seção de momento fletor positivo. No entanto, para estas situações, normalmente, o momento fletor máximo negativo solicitante obtido, segundo o cálculo linear da estrutura hiperestática, é maior do que o resistido pela seção nesta região. Isso se deve à pequena área de concreto na região comprimida de seção transversal nos apoios (parte inferior).

Uma solução apontada para esse problema é a adoção de seção maciça de concreto na região onde a seção nervurada não resiste ao momento negativo. Outra possibilidade, é considerar que o esforço solicitante, no apoio, diminua até o valor correspondente à resistência da seção no apoio intermediário (ou uma parcela deste valor) e, em seguida, considerar a redistribuição dos esforços ao longo da nervura, para verificar se o máximo momento fletor positivo solicitante não ultrapassa o máximo resistido na seção de momento positivo. De forma geral, investiga-se os benefícios que a consideração da continuidade introduz no dimensionamento.

Importante salientar que, conforme visto no capítulo anterior, os sistemas estruturais que usam pavimentos executados com lajes pré-moldadas, dispensam o uso de formas para as lajes, bem como são de fácil manuseio e montagem, requerendo pouco escoramento para vãos de dimensões usuais em edificações residenciais e, se bem dimensionados e executados, apresentam desempenho satisfatório e compatível com suas características tecnológicas.

Em pavimentos compostos por diversas lajes, sempre que a geometria permite, as vigotas pré-fabricadas devem ser dispostas em uma direção, de modo a aproveitar o efeito vantajoso da continuidade. Nesta situação, o esquema estático dos trilhos deixa de ser o de uma viga biapoiada isostática, aproximando-se de uma viga contínua hiperestática. Esta situação, normalmente, não é considerada nos cálculos pelos fabricantes, e os efeitos da continuidade se limitam, neste

⁴ Essas considerações podem ser vistas no item 14.7.4 da NBR 6118:2007.

caso, ao aumento dos coeficientes de segurança adotados, desperdiçando-se as vantagens que ela pode incorporar no dimensionamento.

Nas palavras de Furlan et al. (2000, p. 03), a geometria dos trilhos sugere que este elemento resistente da laje, resista, com maior eficiência, os momentos positivos (compressão na parte superior) que os negativos, já que a área de concreto (que vai trabalhar comprimido) é maior na parte superior do trilho após a concretagem da capa, quando se forma uma viga nesta região. Com isso, se o pavimento for dimensionado para os valores dos momentos negativos obtidos do cálculo linear, este procedimento será antieconômico.

Assim, como alternativa ao dimensionamento antieconômico, utilizam-se, no cálculo, valores menores para o momento negativo (aqueles correspondentes ao momento de plastificação do concreto nesta região).

Em relação às condições de utilização das estruturas, normalmente, ainda se adotam procedimentos simplificados para sua verificação. A dificuldade em se conhecer o estado de deformação de uma estrutura em concreto armado se deve a diversos fatores, dentre os quais se destacam: avaliação incorreta das ações; história do carregamento; variação do módulo de deformabilidade do concreto; fluência, retração e fissuração do concreto; simplificações introduzidas nos processos de cálculo, etc. (FURLAN et al., 2000, p. 03).

Depreende-se, que a correta avaliação das deformações é importante para se evitar a ocorrência de fissuras em elementos não-estruturais, assim como, para proporcionar maior conforto aos usuários, além de eliminar custos adicionais de reparo e manutenção, que existem devido ao mau funcionamento de esquadrias e portas, deslocamentos de pisos nas lajes, interferência na drenagem de líquidos nas superfícies do piso, etc., sendo, então, um parâmetro importante para o bom funcionamento das estruturas.

Insta dizer que, comumente, comparam-se as flechas com valores limites estabelecidos para as diversas situações de análise. Desta forma, a NBR 6118:2007 considera dois valores de flechas limites, entendendo que eles sejam suficientes para todas as situações. Assim, seguiu-se os limites $L/250$ para a avaliação das deformações devidas a combinação quase permanente e o limite $L/350$ para avaliação das deformações oriundas apenas da carga acidental atuante no pavimento.

Quando se faz a análise de uma estrutura em concreto armado, é comum considerar que o material tenha comportamento linear na

relação tensão-deformação (linearidade física), assim como, que seus deslocamentos sejam pequenos e não alterem os esforços internos (linearidade geométrica). Porém, a formação de fissuras, ao longo da estrutura, provoca diminuição da rigidez, aumentando, por conseguinte, a deformação da peça. A fissuração pode ser levada em conta por meio de processos simples, em que se consideram valores médios de rigidez para trechos da estrutura. Esse procedimento simplificado de avaliação das deformações consiste na fórmula de Branson e foi adotado neste estudo.

Tenha-se presente que, inicialmente, neste trabalho monográfico será efetuado um cálculo manual, considerando-se a importância da consideração da continuidade e da redução do momento fletor na região dos apoios intermediários nas lajes.

A determinação da parcela ótima do momento de plastificação, constitui-se em um problema de difícil solução. Assim, para comparar com os resultados do cálculo linear, será adotado, para o momento de plastificação, o valor do momento resistente da peça com aradura simples.

O efeito da plastificação também poderia ser considerado por meio de programas de análise não-linear, com carregamento incremental que consideram a fissuração do concreto (que provoca a diminuição da rigidez na região fissurada), resultando em redistribuição de esforços. Entretanto, estudos iniciais mostraram que podem haver dificuldades para simular a plastificação apenas com a consideração da fissuração, sem o uso das propriedades elasto-plásticas do concreto. Isso se conseguiria com a utilização de programas de computador mais sofisticados para a obtenção dos momentos finais. (CARVALHO, 1994 *apud* FURLAN et al., 2000, p. 04).

No que atina ao emprego de trecho maciço, junto ao apoio, deve-se determinar a distância a partir do qual o valor do momento fletor solicitante, é igual ao valor do momento fletor resistente na seção, deste modo, pode-se saber até onde se deve estender a região maciça de concreto.

Conforme Furlan et al. (2000, p. 14), em relação à deformação da estrutura, imagina-se que a consideração da continuidade possa trazer mais benefícios na redução das flechas do que no acréscimo da capacidade resistente. Verifica-se que os maiores benefícios podem ser obtidos para as lajes com espessuras maiores. A razão disso é que essa laje possui maior rigidez, resultando em valores de momentos resistentes maiores.

Com o estudo da continuidade, destaca-se a influência do valor no momento de plastificação adotado no dimensionamento do pavimento em relação à possibilidade de desprezar os efeitos da continuidade. A mesma análise pode ser feita para os valores dos deslocamentos máximos.

Nesta senda, a consideração da continuidade proporciona maiores benefícios para a laje em relação ao seu estado de utilização que na diminuição dos momentos fletores positivos.

Para Furlan et al. (2000, p. 19), a maior vantagem que há de ser considerada na continuidade, é no que diz respeito aos valores dos deslocamentos, quando os benefícios são ainda maiores do que a resistência. Isso é, particularmente, importante para este tipo de laje, que é mais deformável que a laje maciça.

Para o mesmo autor, a simples consideração do comportamento de placa do pavimento conduz a valores menores para as solicitações de momento fletor, mais próximos da realidade, desde que a capa seja capaz de proporcionar distribuição de esforços (a largura da laje é um parâmetro importante neste caso). Portanto, a análise isolada da nervura resulta em esforços maiores que os que ocorrem na realidade. (FURLAN et al., 2000, p. 19-20).

É salutar dizer que, como a seção T, no apoio, tem momento resistente muito menor que o do vão, para aumentar essa resistência, no caso de lajes contínuas, pode-se substituir os elementos de enchimento não-estruturais e não-resistentes, por concreto moldado no local, apenas da região de momentos negativos. Com isto, a mesa de compressão da laje de continuidade passa a ter largura igual à da seção do vão, e os momentos resistentes podem ter a mesma ordem de grandeza.

De acordo com os estudos feitos por Buchaim e Patrão (2004, p. 01),

[...] a comprovação do acerto desta medida é feita por meio de uma análise elasto-plástica, na qual são atendidas as condições de equilíbrio, de resistência e de compatibilidade, calculando-se a demanda de rotação plástica no apoio de continuidade. Esta deve ser inferior ou igual à capacidade de rotação plástica do elemento estrutural considerado para aquela distribuição escolhida de solicitações, uma vez que no estado limite último, o comportamento da estrutura não mais é elástico, mas sim, elasto-plástico.

Além disso, a viga que dá à laje o apoio de continuidade ganha uma mesa de compressão de espessura igual à altura da laje, contribuindo, assim, para a resistência da viga.

Pode-se ainda dizer que, conforme Buchaim e Patrão (2004, p. 02),

[...] a análise estrutural, frequentemente, é baseada na elasticidade linear, e a conexão, com o dimensionamento, podendo-se perder, no meio do caminho, por causa das condições de compatibilidade, mesmo sendo respeitadas as condições de equilíbrio e de resistência. Deste modo, basear o dimensionamento da peça estrutural na distribuição elástica dos esforços solicitantes, o que é considerado uma solução perfeitamente possível e, de fato, muito usada, parece atender às condições de compatibilidade. Mas isto é, precisamente, o que não ocorre, pois nos apoios da continuidade não mais são nulas as rotações relativas, embora a distribuição de esforços seja a da elasticidade linear.

Nas palavras de Buchaim e Patrão (2004, p. 07), depois de conhecida a rigidez à flexão, tanto no vão, para momentos positivos, quanto no trecho do apoio, para momentos negativos, poder-se-á determinar a rotação plástica que ocorre no apoio central. Essa rotação, calculada para um vão, deve ser multiplicada por 2, para se obter a rotação plástica relativa nesse apoio de continuidade, a qual vem a ser a demanda de rotação plástica, a ser provida pela estrutura, por meio de uma oferta de rotação plástica que lhe seja igual ou superior.

A continuidade da laje, sempre que possível, deve ser explorada, uma vez que melhora muito o seu comportamento estrutural: de um lado, há aumento da capacidade de carga, por causa da possibilidade de redistribuir solicitações; e, de outro lado, diminuem-se, muito, as flechas e as rotações sem serviço. Como consequência, tem-se um resultado bem menor da probabilidade de aparecimento de trincas entre o concreto e os elementos de enchimento, bem como entre a viga de extremidade que dá o apoio à laje e as paredes sob ou sobre a mesma. (BUCHAIM; PATRÃO, 2004, p. 10).

No estado limite último forma-se, na região do apoio central, uma zona em que a armadura se plastifica. Esta zona é concentrada em uma rótula plástica sobre o apoio de continuidade.

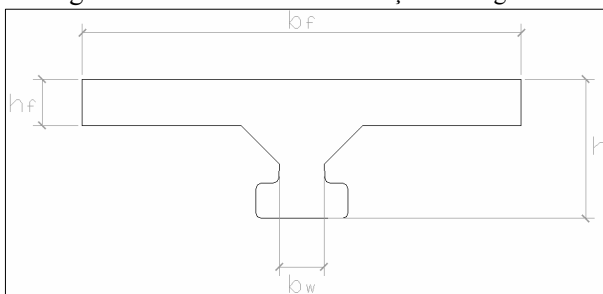
Deste modo, um dos pontos-chave no estudo da continuidade das lajes nervuradas é o momento fletor negativo, que surge sobre os apoios, uma vez que, geralmente, estará limitando a capacidade resistente da laje.

Diante da limitação imposta, quando submetido a momentos fletores negativos, pela pequena região de concreto na alma, far-se-á, neste estudo, a consideração da seção das vigas, formadas pelas vigotas e pela capa de concreto, sendo do tipo duplo T, uma vez que, assim, pode-se considerar a contribuição, mesmo que pequena, do concreto das vigotas (treliçadas ou trilho) para a resistência aos momentos negativos, visto que a região de concreto supracitada auxiliará, resistindo à esforços de compressão, naquela região, oriundos da flexão da laje.

Sendo assim, tem-se, neste estudo, lajes compostas por vigas independentes e com seção duplo T (T superior e T inferior). Contudo, para absorver os momentos positivos nos vãos, o funcionamento dessas vigas será o de uma seção T normal – uma mesa maior sendo comprimida na face superior e o restante da seção sendo tracionada –. Já, para resistir aos momentos negativos, próximos aos apoios, o funcionamento também será o de uma seção T, porém, esta terá compressão na mesa inferior – e, possivelmente, em parte da alma – e tração na mesa superior e em parte da alma. Logo, embora estejam sendo consideradas vigas compostas por seções duplo T, para efeitos de dimensionamento de concreto armado, tem-se, na verdade, seções T, diga-se, T simples, para ambos os casos de momentos. Cabe destacar que isso se deve ao fato de a resistência do concreto, à tração, ser desprezada no dimensionamento ao ELU.

Por meio do desenho a seguir, pode-se visualizar o formato básico das seções T que serão consideradas no presente estudo.

Figura 27 - Formato básico da seção das vigas T



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

A área de concreto disponível, para este tipo de laje, nas nervuras, costuma ser pequena, mesmo com a consideração de seção T inferior. Assim, nas palavras de Chust e Figueiredo Filho (2010, p. 339), nem sempre é possível obter, junto aos apoios intermediários, regiões comprimidas de concreto suficientes para resistir ao momento fletor negativo atuante.

Desta maneira, a continuidade pode trazer benefícios no dimensionamento de lajes nervuradas. Como é sabido, nos apoios intermediários, ocorrem momentos negativos que diminuem os momentos positivos atuantes nos vãos das vigas. Essa característica traz a possibilidade de se fazer um dimensionamento mais econômico, uma vez que, ao considerar as lajes biapoiadas, tem-se, nos vãos, momentos fletores positivos que exigem maiores quantidades de armadura de tração.

No trabalho de Buchaim (2004, p. 01), elucida-se que as lajes de vigotas pré-fabricadas têm capacidade de resistência ao momento negativo cerca de 4 a 5 vezes menor que a resistência aos momentos positivos no vão. Ainda, segundo o mencionado autor, o aproveitamento da continuidade só poderá ocorrer se for adotada uma medida prática que altere esta relação para um número mais próximo de 1.

Pode-se verificar que, quando da adoção de região maciça de concreto junto aos apoios, a viga (apoio) passa a ter uma mesa de compressão, que auxilia na resistência aos esforços solicitantes. Essa região maciça também gera incremento na rigidez da seção transversal, contribuindo, ainda que timidamente, para o desempenho da laje em serviço.

Já, a continuidade entre lajes pré-moldadas, é tida como a capacidade que ela possui de absorver os momentos negativos sobre os apoios provenientes da continuidade da laje e que são combatidos pela armadura negativa, disposta em seu capeamento, podendo, por conseguinte, aumentar a rigidez do conjunto laje-viga.

Carvalho e Figueiredo Filho (2010, p. 343-350), apresentam um roteiro de dimensionamento de lajes nervuradas unidirecionais, considerando-se a continuidade da laje. No estudo, aborda-se um caso prático (duas lajes com continuidade entre si) e, na seção sobre o apoio central, surge um momento negativo muito elevado. Esse momento excedeu a capacidade resistente da alma à compressão, sendo adotada, desta maneira, uma região maciça de concreto ao longo daquele apoio. Contudo, no estudo, também é avaliada a hipótese de plastificação no apoio central, reduzindo-se, assim, o momento negativo neste. Tem-se,

portanto, um aumento no momento positivo próximo ao meio do vão, porém, a sollicitação à compressão da nervura é diminuída.

De modo geral, o estudo de Carvalho e Figueiredo Filho (2010, p. 343-350), mostra que a hipótese de plastificação não é muito vantajosa, economicamente, e que o momento negativo resistido pela nervura é, relativamente, pequeno. Logo, a resolução deste paradigma exige uma avaliação minuciosa e, certamente, variará para cada caso estudado. Ainda, no mesmo estudo, uma das conclusões a que se chegou foi de que as maiores vantagens de se considerar a continuidade nestas lajes é com relação aos deslocamentos, haja vista que estas possuem maior deformabilidade que as lajes maciças.

Segundo Merlin (2002, p. 70), a determinação da armadura de continuidade pode ser feita admitindo vários graus de redistribuição de momento fletor, mas se exige o cuidado de que não se ultrapassasse a capacidade resistente da laje no vão.

Conforme os ensinamentos de Droppa Júnior (1999, p. 23), nos casos em que se têm as lajes unidirecionais contínuas, pode-se utilizar o modelo de viga contínua, desde que se faça o dimensionamento da nervura ao momento fletor negativo. Insta salientar que, para lajes bidirecionais, também pode-se considerar a continuidade entre as lajes, recomendando-se que os esforços sejam determinados mediante métodos numéricos confiáveis.

Sob este enfoque, em bastantes casos, a continuidade não é considerada mediante a aplicação de modelos de cálculo, mas sim, pelo arbitramento de momentos fletores sobre os apoios intermediários, em função de um certo valor de armadura negativa, considerada na nervura submetida ao momento fletor negativo.

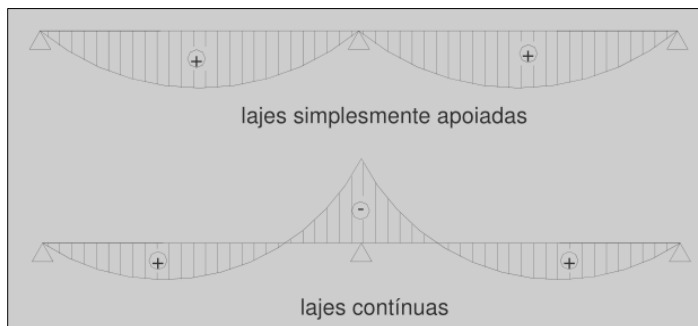
Por assim ser, as nervuras são calculadas como se biapoiadas fossem, inclusive com momentos aplicados nas extremidades dos vãos, com valores iguais aos momentos arbitrados.

Droppa Júnior (1999, p. 24) assevera, ainda, que, quando a nervura for submetida a um momento fletor negativo, com tração na sua face superior, o dimensionamento deve ser realizado como se fosse uma seção retangular de largura igual à da alma, devendo-se desprezar, totalmente, a mesa superior. Com isso, torna-se necessária uma maior quantidade de armadura para absorver um mesmo momento, se comparado à seção submetida ao momento fletor positivo.

Entre lajes pré-moldadas adjacentes, como ocorre nas lajes maciças, há a continuidade estrutural. Com isso, há uma diminuição do momento fletor positivo e aparece o momento fletor negativo. Na figura

a seguir, apresenta-se o diagrama de momento fletor sem a consideração da continuidade e com a consideração da continuidade.

Figura 28 - Diagrama de momento fletor para lajes simplesmente apoiadas e lajes contínuas.



Fonte: DROPPA JÚNIOR, 1999, p. 51.

Cinge-se daí que, nos apoios intermediários das lajes nervuradas contínuas, onde há a atuação do momento fletor negativo, a seção resistente é formada apenas pela alma das nervuras, as quais funcionam como vigas de seção retangular, pois, neste caso, toda a mesa está na zona tracionada. (DROPPA JÚNIOR, 1999, p. 51).

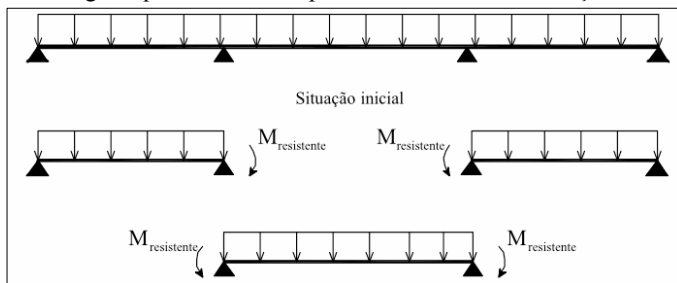
Para Magalhães, na prática do projeto de uma laje contínua, formada por elementos pré-moldados com armação treliçada, não se costuma adotar, no dimensionamento, os momentos fletores negativos obtidos a partir da análise linear, pois os momentos fletores negativos são da mesma ordem de grandeza dos momentos fletores positivos, e pelo fato de a resistência da seção T, a momentos fletores negativos, ser muito inferior à resistência a momentos fletores positivos.

Uma das opções para resolver os problemas advindos da continuidade é a redistribuição dos esforços. Esta pode ser feita, segundo Magalhães (2001, p. 24), pelo arbitramento da posição da linha neutra com valores não superiores à linha neutra que corresponde ao limite entre os domínios 3 e 4. A situação mais favorável é aquela em que o cálculo é realizado entre os domínios 3 e 4, pois os dois materiais atingem sua máxima capacidade resistente e são melhor aproveitados.

Após, é mostrada uma viga contínua que é transformada em uma viga simplesmente apoiada com momentos aplicados nas extremidades dos vãos com valores iguais ao momento resistente na seção. Assim, deve-se ter cuidado para não impor momentos fletores negativos

superiores àqueles que seriam obtidos a partir de uma análise linear com rigidez constante.

Figura 29 - Figura que demonstra a prática usual na redistribuição dos esforços



Fonte: MAGALHÃES, 2001, p. 24.

4 METODOLOGIA DE TRABALHO

Para a obtenção dos esforços internos atuantes na laje, utilizar-se-á o *software Ftool*. Os esforços serão obtidos pela discriminação da laje em vigas de seção T paralelas e independentes. A análise do sistema estrutural proposto será fundamental para o posterior dimensionamento das vigas T que compõem a laje. Todavia, deve-se considerar que esta simplificação conduzirá a resultados menos precisos, porém, a favor da segurança, tanto sob o ponto de vista do momento fletor atuante, como do ponto de vista da deformação que ocorrerá na laje, uma vez que se está desprezando o comportamento bidirecional da laje.

Deste modo, será proposta uma solução estrutural e uma metodologia de cálculo para o dimensionamento de lajes com nervuras pré-fabricadas de concreto armado, considerando-se lajes contínuas. O edifício escolhido, cujo pavimento tipo terá um trecho dimensionado neste trabalho, será também, dimensionado, utilizando-se recursos de redistribuição de esforços. Ainda assim, decidiu-se estudar a possibilidade de uso de armadura dupla nos apoios, reforçando, assim, a resistência à compressão das nervuras. Este edifício possui quatro pavimentos, sendo um pavimento térreo e três pavimentos tipo, sendo que sua superestrutura é de alvenaria estrutural.

5 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO

Para o dimensionamento das lajes com vigotas de concreto armado elaborou-se uma planilha para o desenvolvimento dos cálculos. A primeira parte é a entrada de dados, onde devem ser fornecidos todos os dados solicitados, uma vez que serão necessários para a realização dos cálculos.

Inicialmente elaborou-se uma planilha para dimensionar essas lajes ao Estado Limite Último (ELU), sendo que se considerou vigotas biapoiadas.

Em seguida, fez-se o dimensionamento da laje considerando-se esta sendo composta por diversas vigas de seção T apoiadas lado a lado. Nesta análise considerou-se que as vigas T são biapoiadas. Portanto, não há momentos negativos atuando na nervura.

Posteriormente, procurou-se elaborar uma planilha para o cálculo da laje considerando-se vigotas contínuas. Neste caso, para facilitar a resolução do problema usando-se o programa *Excel*, modelou-se a viga T contínua no programa *Ftool* obtendo-se o diagrama de momentos fletores atuante e, posteriormente, dividiu-se a mesma em vários tramos estaticamente equivalentes para, assim, resolver-se analiticamente a viga no *Excel*. Esta solução é adequada e permite a resolução de uma viga hiperestática simplesmente transformando-a em várias vigas isostáticas equivalentes.

De posse do diagrama de momentos fletores, pode-se dividir a viga contínua estudada em vigas biapoiadas estaticamente equivalentes que possuem uma carga linearmente distribuída e momentos aplicados sobre um dos apoios ou sobre ambos apoios.

Após a conclusão da etapa anterior, efetuou-se, na planilha de cálculo, a obtenção dos momentos positivos máximos atuantes em cada tramo da viga contínua. Foi necessário lançar mão de conhecimentos básicos de Estática, para obter o valor deste momento e a posição em que ocorre ao longo do eixo longitudinal do tramo da viga.

Ao se obterem-se estes valores, pode-se calcular a quantidade de aço necessária para que estas seções T resistissem às solicitações de cálculo, ou seja, resistam aos momentos negativos e aos momentos positivos. Novamente modelou-se a planilha para a obtenção destes valores. A seguir tem-se a planilha utilizada para o dimensionamento da armadura positiva para os tramos da viga.

No anexo são apresentadas a planta de formas e o projeto arquitetônico do pavimento analisado neste estudo.

5.1 GENERALIDADES

O edifício em estudo é do tipo residencial multifamiliar, deste modo, adotou-se carga acidental de 1,5 kN/m² (exceto para despensa, área de serviço e lavanderia). O dimensionamento será realizado considerando-se cargas linearmente distribuídas por nervura da laje⁵. Adotou-se que o edifício está localizado em uma região urbana e afastada do mar, portanto, a classe de agressividade ambiental é CAA-II. Para a definição dos cobrimentos das armaduras, utilizou-se a NBR 6118:2007 e a NBR 9062:2006.

A NBR 9062:2006, em seu item 9.2.1, apresenta as seguintes exigências acerca das disposições construtivas das peças pré-fabricadas:

Aplica-se o disposto na NBR 6118 às exigências relativas à seção transversal, ao espaçamento das barras, ao dobramento e fixação das barras e às suas emendas, à armadura de suspensão e às peças cintadas no caso de armadura não protendida, bem como ao espaçamento e à protensão dos elementos da armadura de protensão, à curvatura e às emendas das barras desta armadura, à solidarização de peças pré-moldadas, à armadura suplementar e à ancoragem da armadura de protensão. No caso das armaduras pré-tensionadas, o cobrimento mínimo do fio ou cordoalhas deve seguir o disposto em 9.2.1.1. O espaçamento medido entre as faces adjacentes dos fios ou cordoalhas deve ser, no mínimo, igual a:

- a) 2 Ø;
- b) 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo;
- c) 2,0 cm.

Entretanto, por serem peças pré-fabricadas e contarem com maior controle na qualidade da execução, entende-se que é plausível a redução do espaçamento longitudinal mínimo entre as barras de aço. Por serem peças de largura e altura pequenas, as vigotas são usualmente executadas com agregados graúdos de menores dimensões, como, por exemplo, a Brita 0. Esta possui dimensão máxima característica de 12,5 mm. Neste trabalho, considerou-se adequada a adoção apenas dos

⁵ Poder-se-ia efetuar os cálculos por faixas de 1 metro, porém, por serem calculadas como vigas, preferiu-se fazer os cálculos por nervura.

critérios a e b acima expressos, reduzindo, assim, o espaçamento mínimo entre barras⁶.

Considerando-se, portanto, que a dimensão máxima característica do agregado graúdo seja de 12,5 mm, tem-se que o espaçamento mínimo entre barras deverá, neste trabalho, ser de 1,5 cm.

Quanto aos cobrimentos nominais, pode-se adotar o valor de 1,5 cm para as armaduras dispostas na face superior de lajes, uma vez que se atende os requisitos expressos na tabela a seguir e, para cobrimentos inferiores das lajes, ter-se-ia que adotar o valor de 2,5 cm, contudo, conforme a observação contida na tabela 6.1 da NBR 6118:2007,

[...] pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

Deste modo, pode-se considerar que as lajes em estudo estão em uma classe de agressividade ambiental I (CAA I), portanto, poder-se-ia adotar o valor de 2,0 cm para cobrimento inferior da laje. Entretanto, como a armadura existente na face inferior das lajes estudadas é apenas aquela que fora disposta nas vigotas pré-fabricadas, pode-se reduzir em 5,0 mm o valor do cobrimento. Essa informação é corroborada pelos itens 7.4.7.4 da NBR 6118:2007 e 9.2.1.1.1 da NBR 9062:2006, que dizem, respectivamente⁷:

[...] quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução pode ser adotado o valor $\Delta c = 5$ mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto. Permite-se, então, a redução dos cobrimentos nominais prescritos na tabela 7.2 em 5 mm.

⁶ Pode-se comentar, ainda, que a dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não deve superar em 20% a espessura nominal do cobrimento.

⁷ Cabe destacar que o cobrimento nominal é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução.

Para concretos de elementos pré-moldados, como definido em 3.10 e seção 12, aplica-se o determinado na NBR 6118, onde o cobrimento mínimo para qualquer barra da armadura, inclusive de distribuição, de montagem, de ligação e estribos, pode ser garantido adotando-se o valor $\Delta c = 5$ mm.

Na sequência, são apresentadas as tabelas da NBR 6118:2007 referentes às classes de agressividade ambiental e cobrimentos nominais.

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118:2007.

Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118:2007.

Um importante quesito acerca das lajes nervuradas é a definição das dimensões limites que a seção transversal deve apresentar. No caso das lajes com nervuras pré-moldadas, esses quesitos são muito importantes, uma vez que as dimensões da seção transversal costumam ser pequenas, e quaisquer erros, sejam de projeto ou execução, em suas dimensões podem acarretar grandes distorções em termos de proporções, fugindo assim, das prescrições normativas e diminuindo a segurança estrutural da peça.

Assim, conforme o item 13.2.4.2 (Lajes Nervuradas) da NBR 6118:2007, quando não houver tubulações horizontais embutidas na mesa, sua espessura deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre nervuras, bem como, não pode ser inferior a 3 cm. Logo, respeitada a primeira condição acima, para intereixos até 45 cm, a espessura mínima da mesa será de 3 cm. Para intereixos maiores, a espessura da mesa deve ser maior. No caso de existirem tubulações horizontais embutidas na mesa, o que é bastante comum, deve-se respeitar uma espessura mínima absoluta de 4 cm, desde que essas tubulações tenham diâmetro nominal máximo de 12,5 mm⁸.

A espessura das nervuras não deve ser inferior a 5 cm e nervuras com espessura menor que 8 cm não devem conter armadura de compressão.

Ainda segundo a NBR 6118:2007, para o projeto de lajes nervuradas, devem ser obedecidas às seguintes condições: a) Para laje com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação de flexão da mesa, e para verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje; b) Para laje com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas, permitindo essa verificação como lajes, se o espaçamento entre eixos de nervuras for menor que 90 cm e a espessura média das nervuras for maior que 12 cm; c) Para lajes nervuradas com espaçamento dentre eixos de nervuras maiores que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando seus limites mínimos de espessura.

A NBR 14859-1 diz que para capas com espessura menor que 3,0 cm, não se pode considerar esta como resistente. Ainda, segundo aquela Norma, quando houver tubulações embutidas na mesa (capa), a

⁸ É bastante frequente o embutimento de tubulações hidrossanitárias e, principalmente, tubulações da rede elétrica nas lajes.

espessura mínima da capa de compressão acima das tubulações deve ser de 2,0 cm, sendo que, pode ser necessária, nesses casos de perda de seção resistente, complementação com armadura. Deve-se também observar os limites impostos pela tabela 8 daquela Norma que está expressa abaixo:

Tabela 3 – Capa de concreto mínima resistente para as alturas totais padronizadas

Altura total da laje	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	16,0	17,0	20,0	21,0	24,0	25,0	29,0	30,0	34,0
Espessura mínima da capa resistente	3,0	3,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	5,0	5,0	5,0	5,0

Fonte: NBR 14859-1:2002

Da NBR 6118:2007, pode-se extrair, também, que a espessura mínima da nervura é de 5 cm. A NBR 14859-1, por sua vez, diz o seguinte:

[...] as vigotas devem ter uma largura mínima tal que permita, quando montadas em conjunto com os elementos de enchimento, a execução das nervuras de concreto complementar com largura mínima equivalente a 4,0 cm e atender ao disposto na NBR 6118.

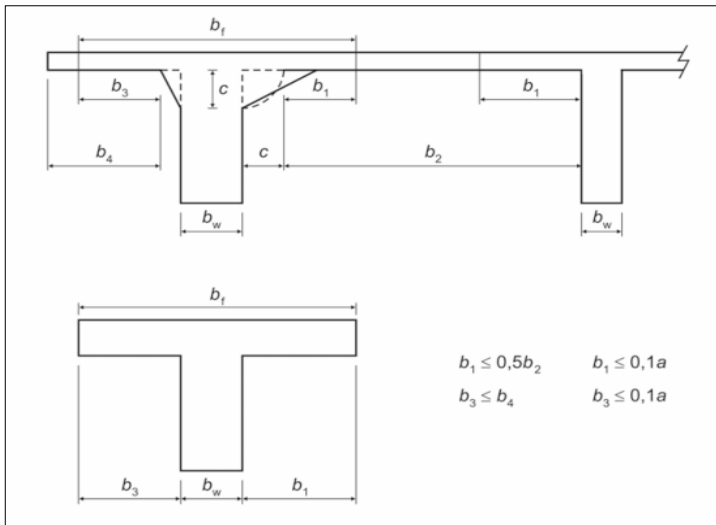
Percebe-se, aqui, uma divergência entre as Normas citadas e, ainda que a NBR 14859-1 seja a Norma específica sobre lajes pré-fabricadas unidirecionais, difere da NBR 6118 no que tange à espessura mínima da nervura, gerando, assim, um conflito na interpretação desses dados.

Entende-se que a NBR 14859-1 é a Norma de lajes pré-moldadas unidirecionais, porém, esta não pode confrontar a NBR 6118, que é a Norma maior para o segmento de concreto armado. No entanto, também compreende-se que a espessura adotada pela NBR 14859-1 é plausível e, em bastantes casos, é usada na prática para a confecção de vigotas pré-moldadas. Contudo, ainda assim é uma diferença bastante grande em termos percentuais e deve-se avaliar com cautela o que dizem aquelas Normas.

O cálculo da armadura longitudinal das nervuras será efetuado adotando-se seção transversal em forma de T. É necessário determinar a largura colaborante (b_f) da laje. Conforme aduz a NBR 6118:2007, “a

largura colaborante b_f deve ser dada pela largura da viga b_w acrescida de, no máximo, 10% da distância a entre pontos de momento fletor nulo [...]”. Ainda, segundo aquela Norma, a distância a pode ser verificada por meio da análise dos diagramas de momentos fletores na estrutura. Também devem ser respeitados os limites b_1 e b_3 , conforme indicado na figura abaixo.

Figura 30 - Largura da mesa colaborante



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

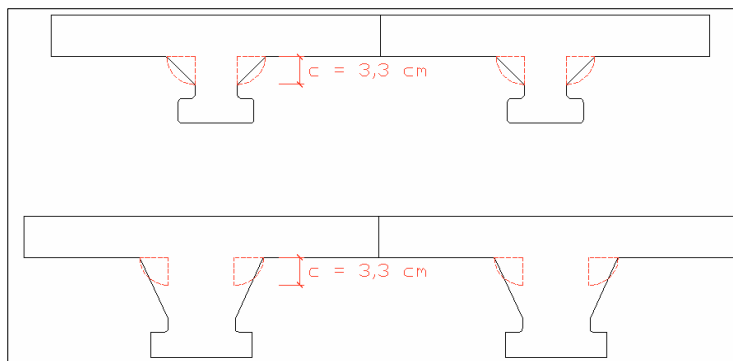
Sendo assim, por ser uma maneira mais precisa de determinação da distância a , optou-se por determiná-la por meio do diagrama de momentos fletores. Conquanto fosse adotado o método simplificado, a determinação de a conduziria a resultados satisfatórios, porém, para alguns tramos, estes resultados seriam imprecisos⁹.

Pode-se ver, na figura a seguir, que a presença de mísulas permite que estas sejam incorporadas no cálculo do tamanho da mesa colaborante. Percebe-se, também, que estas mísulas dependem da geometria do elemento de enchimento. Para o caso estudado, as dimensões das mísulas, tanto no emprego de vigotas tipo trilho, quanto

⁹ Esta é uma particularidade de cada caso e deve ser avaliada a maneira mais adequada de se determinar o valor da largura colaborante, porém, ao utilizar-se softwares, essa tarefa torna-se mais fácil.

das vigotas treliçadas, são de 3,3 cm, tendo sido obtidas de acordo com os preceitos do item 14.6.2.2 da NBR 6118:2007. Cabe destacar também, que estas mísulas, embora aumentem o consumo de concreto e o peso próprio da laje, agregam inércia à seção transversal das vigas T.

Figura 31 - Mísula nas seções T



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

A NBR 14859-1:2002, também fala acerca do assunto, entretanto normatizando o intereixo mínimo a ser adotado. Esses variam em função do tipo da vigota e das dimensões do elemento de enchimento. A tabela abaixo, extraída daquela Norma, mostra os intereixos mínimos padronizados para vigotas de concreto armado¹⁰ (VC), vigotas protendidas (VP) e vigotas treliçadas (VT).

Tabela 4 - Intereixos mínimos padronizados

Tipo de vigota	Intereixos mínimos padronizados cm
VC	33,0
VP	40,0
VT	42,0

Fonte: NBR 14859-1:2002

A tabela a seguir, mostra as larguras colaborantes adotadas no dimensionamento, aos momentos positivos, de cada tramo das vigas T.

¹⁰ A expressão “vigota de concreto armado”, neste contexto, equivale à “vigota tipo trilho”.

Tabela 5 - Largura colaborante para vigotas do tipo trilho (b_f)

c=3,32cm	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
0,5.b2	13,68	13,68	13,68	13,68	13,68	13,68	13,68
0,10.a	26,6	12,0	11,4	6,2	19,5	0,0	34,1
bf	39,0	35,6	34,4	24,0	39,0	11,6	39,0

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

No dimensionamento das lajes, discretizadas em vigas isoladas, adotou-se para vãos efetivos, os valores referentes a distância de eixo a eixo dos apoios, logo, tem-se vãos um pouco maiores do que se fossem calculados os vãos efetivos.

5.2 CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES

As combinações de ações atuantes na estrutura, e os coeficientes a adotar, seguem os preceitos da NBR 6118:2007, que diz:

A 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 serviços, respectivamente.

As combinações a serem utilizadas estão expressas abaixo:

- última

$$F_d = \gamma_f \times F_{gk} + \gamma_f \times F_{qk}$$

- frequente de serviço

$$F_d = F_{gk} + \psi_1 \times F_{qk}$$

- quase permanente de serviço

$$F_d = F_{gk} + \psi_2 \times F_{qk}$$

Diante das combinações que deverão ser efetuadas, parte-se agora para o levantamento das ações que comporão essas combinações.

Constata-se que as ações atuantes nas lajes são: o peso próprio; peso de camadas de revestimento (superiores e inferiores); e peso de

paredes e cargas de utilização. Utilizar-se-á, para estimativa, os valores elucidados na tabela 1 da NBR 6120:80. O peso específico das tabelas cerâmicas, por sua vez, foi estimado com base em valores fornecidos por fabricantes desses produtos.

Com estes dados, pode-se realizar o cálculo dos pesos permanentes de cada laje. Para tanto, o revestimento superior será composto por argamassa de cimento com peso específico de 21 kN/m^3 e $2,5 \text{ cm}$ de espessura. O revestimento inferior (reboco do teto) será executado com argamassa de cimento, cal e areia com peso específico de 19 kN/m^3 e $1,5 \text{ cm}$ de espessura. Para a camada de revestimento final, adotar-se-á o uso de revestimento cerâmico em todo o edifício, com espessura de $1,0 \text{ cm}$, sendo o seu peso específico de 18 kN/m^3 (lajotas cerâmicas).

Agora, multiplicando os valores dos pesos específicos pelas respectivas espessuras, obtêm-se os seguintes resultados.

$$\text{Revestimentos: } 0,025 \times 21 + 0,015 \times 19 + 0,01 \times 18 = 0,99 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{Peso próprio: } 0,025795 \times 25 + 0,024483 \times 7,5 = 0,828 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\text{Parede: } 2,64 \times 0,14 \times 14 \times 0,39 = 2,018 \text{ kN}$$

$$\text{Acidental: } 1,5 \times 0,39 = 0,585 \text{ kN} / \text{m}$$

O mesmo procedimento é válido para a obtenção dos carregamentos atuantes nas lajes de vigotas treliçadas. A seguir, serão apresentados os valores para estas lajes.

$$\text{Revestimentos: } 0,99 \text{ kN} / \text{m}^2$$

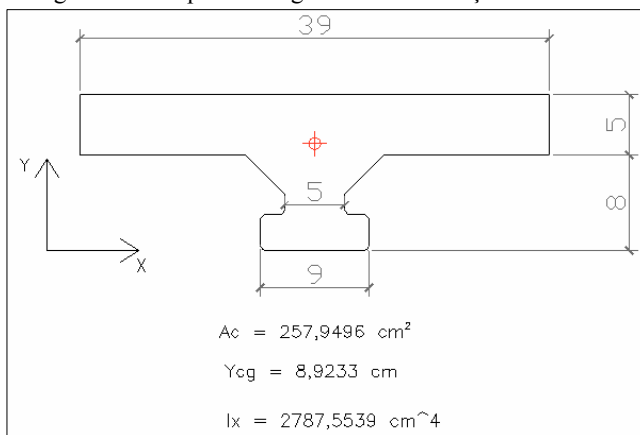
$$\text{Peso próprio: } 0,029717 \times 25 + 0,024483 \times 7,5 = 0,927 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\text{Parede: } 2,64 \times 0,14 \times 14 \times 0,42 = 2,173 \text{ kN}$$

$$\text{Acidental: } 1,5 \times 0,42 = 0,630 \text{ kN} / \text{m}$$

No prosseguir, mostra-se a seção transversal adotada no cálculo da laje. Por meio desta seção, obteve-se, no AutoCAD, o valor do peso próprio da laje.

Figura 32 - Propriedades geométricas da seção transversal



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Adotar-se-á o mesmo valor de carga de revestimento para todas as lajes e seu valor será, portanto, de aproximadamente $1,0 \text{ kN/m}^2$. Além disso, pode ocorrer de as lajes possuírem cargas de parede sobre elas, isso aconteceu neste projeto, e sua consideração deverá ser efetuada. Como o projeto arquitetônico mostra a posição exata destas paredes, aplicar-se-á, sobre as devidas lajes, uma carga linear distribuída, uniformemente, ao longo da extensão em que se encontra a parede.

Essa carga linear é função das características das paredes que, por sua vez, são, neste projeto, de alvenaria de blocos não estruturais de concreto, possuem $2,64 \text{ m}$ de altura, $0,14 \text{ m}$ de espessura e peso específico igual a $14,0 \text{ kN/m}^3$ ¹¹. Desse modo, tem-se uma carga total de $5,17 \text{ kN/m}$. Este valor já inclui a carga devido ao revestimento argamassado da parede em suas faces. Como a parede é perpendicular ao sentido das nervuras, a carga de cada faixa de parede será considerada concentrada sobre cada nervura. Para obter-se este valor distribuído ao longo da largura da viga, deve-se multiplicá-lo por $0,39 \text{ m}$, que é a largura da mesa da viga em estudo. Assim, a carga aplicada total é de $2,018 \text{ kN}$ (ao longo de cada viga T da laje, na faixa em que está a parede).

¹¹ Valor comumente utilizado em projetos para estimativa do peso específico de paredes de alvenaria não estrutural com blocos de concreto.

Para finalizar, falta obterem-se os valores das cargas acidentais q que se encontram na tabela 2 da NBR 6120:80. Estas cargas representam os carregamentos devidos aos seguintes fatores: pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.

Logo, o valor de carga acidental a adotar é $1,5 \text{ kN/m}^2$ para todas as lajes, exceto as lajes de despensas, áreas de serviço e lavanderias que, por sua vez, devem ter aplicada uma carga acidental de $2,0 \text{ kN/m}^2$. Distribuindo-se este valor ao longo de cada viga T, tem-se cargas acidentais de $0,585 \text{ kN/m}$ e $0,78 \text{ kN/m}$, respectivamente.

Diante das ações anteriormente determinadas, pode-se obter os valores dos carregamentos atuantes na estrutura. Para o ELU, tem-se os seguintes valores:

$$F_d = 1,4 \times (0,828 + 0,39) + 1,4 \times 0,585$$

$$F_d = 2,524 \text{ kN / m}$$

Para a laje de vigotas treliçadas, o carregamento será $F_d = 2,7622 \text{ kN / m}$

O carregamento devido à carga de parede pode ser obtido da seguinte maneira:

$$F_d = \gamma_f \times F_{gk}$$

$$F_d = 1,4 \times 2,018$$

$$F_d = 2,825 \text{ kN}$$

Para laje de vigotas treliçadas, a carga de parede será $F_d = 3,042 \text{ kN}$.

A seguir, são apresentadas as combinações efetuadas para utilizar-se no Estado Limite de Serviço.

- Combinação frequente:

$$M_{d,\text{ser}} = M_{gk} + \psi_1 M_{qk}$$

$$F_{d,\text{ser}} = F_{gk} + \psi_1 F_{qk}$$

$$F_{d,\text{ser}} = (0,828 + 0,39) + (0,4 \times 0,585)$$

$$F_{d,\text{ser}} = 1,452 \text{ kN/m}$$

Para laje de vigotas treliçadas $F_{d,ser} = 1,595 \text{ kN/m}$.

- Combinação quase permanente

$$M_{d,ser} = M_{gk} + \psi_2 M_{qk}$$

$$F_{d,ser} = F_{gk} + \psi_2 F_{qk}$$

$$F_{d,ser} = (0,828 + 0,39) + (0,3 \times 0,585)$$

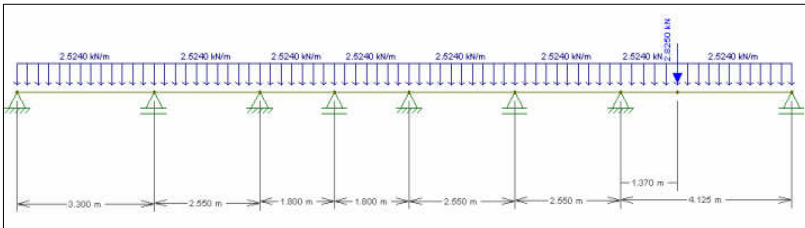
$$F_{d,ser} = 1,3935 \text{ kN/m}$$

Para laje de vigotas treliçadas $F_{d,ser} = 1,532 \text{ kN/m}$.

Neste trabalho, todos os cálculos serão efetuados considerando-se que os elementos de enchimento são cerâmicos, poder-se-ia utilizar outros elementos de enchimento, mais leves, reduzindo, assim, as solicitações nas lajes.

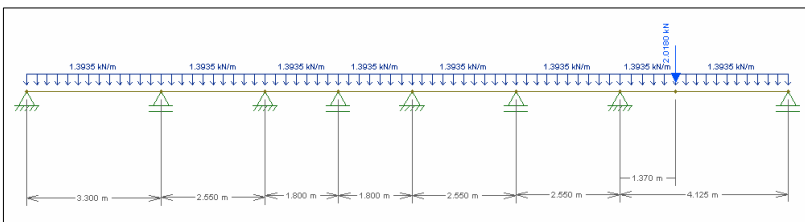
A seguir, são mostrados os carregamentos aplicados para as combinações frequente e quase permanente, respectivamente.

Figura 33 - Carregamentos para ELU



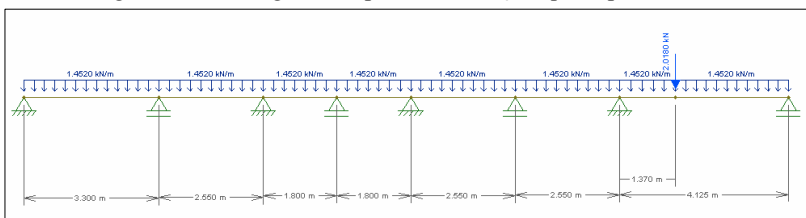
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 34 - Carregamento para combinação frequente



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 35 – Carregamento para combinação quase permanente



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

5.3 LAJES CONTÍNUAS

5.3.1 Vigota tipo trilho

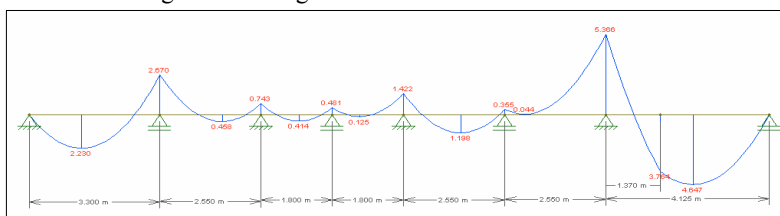
5.3.1.1 Estado limite último – Flexão

Após as definições dos esforços solicitantes, parte-se, agora, para a determinação dos momentos fletores atuantes nas lajes. Em se tratando de vigas contínuas, os esforços internos e as reações de apoio foram determinados no *software Ftool*.

De posse das solicitações e da geometria da seção transversal, parte-se para o dimensionamento das vigas que compõem a laje.

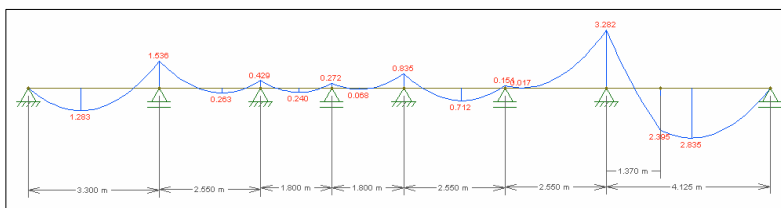
A seguir, são apresentados os diagramas de momentos fletores adotados nos dimensionamento da laje.

Figura 36 - Diagrama de momentos fletores - ELU



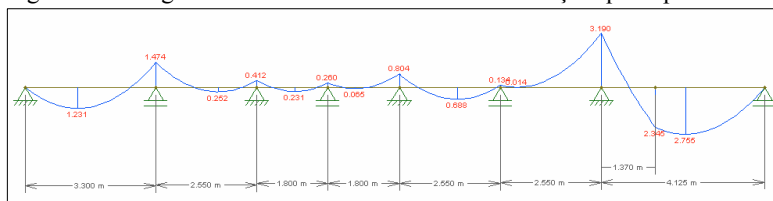
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 37 - Diagrama de momentos fletores - combinação frequente



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 38 - Diagrama de momentos fletores - combinação quase permanente



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

5.3.1.1.1 Momentos positivos

Para o diagrama de momentos fletores acima apresentado, pode-se dimensionar a armadura das vigotas (armadura para momentos positivos). A viga avaliada apresenta sete tramos, sendo assim, dimensionar-se-á cada vigota para resistir ao momento que atua em cada tramo.

Contudo, a NBR 6118:2007, em seu item 14.6.7.1, aduz que, no dimensionamento de vigas contínuas, “não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos”. Assim, é apresentada abaixo a tabela com os valores dos momentos fletores de cálculo obtidos por meio do diagrama, propriamente dito, da viga contínua (M_{cont}) e o valor obtido por meio da condição normativa supracitada (M_{eng}). Adotou-se, portanto, para cada tramo o maior dos valores.

Tabela 6 - Momento de cálculo (M_{sd})

	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
M_{cont}	2,230	0,458	0,414	0,125	1,198	-0,044	4,647
M_{eng}	1,145	0,684	0,341	0,341	0,684	0,684	2,537

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Como já fora mencionado, as vigas que compõem a laje (vigota + capa de concreto) têm formato de uma seção I com abas diferentes. Logo, no dimensionamento aos momentos negativos, os cálculos serão feitos considerando-se a seção T, uma vez que, neste caso, a resistência à tração do concreto, que se encontra acima da linha neutra, deve ser desprezada.

O dimensionamento das seções T será feito com os mesmos critérios adotados nas seções retangulares. Cabe destacar, que será utilizado o diagrama retangular simplificado de tensões.

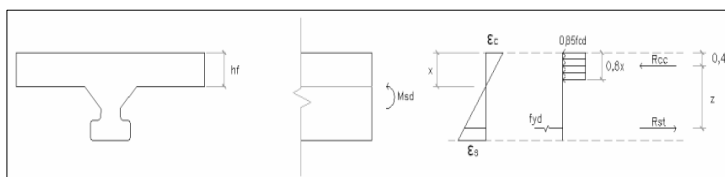
Inicialmente, deve-se determinar a posição da linha neutra como se a seção fosse retangular de altura h e largura b_f .

Em função do resultado obtido para o valor de x , o dimensionamento pode cair em 2 casos diferentes.

Caso 1: $0,8x \leq h_f$

Nesse caso, o diagrama simplificado de tensões encontra-se inteiramente na mesa, e a seção é dimensionada como seção retangular de concreto armado.

Figura 39 – Tensões e deformações – Seção T



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

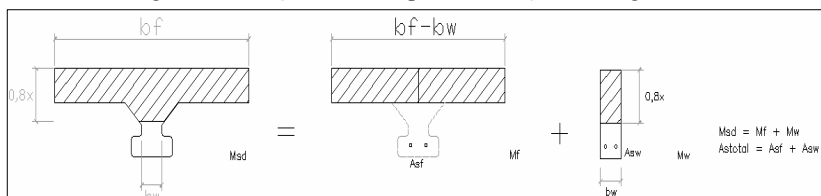
Para a peça estar no Caso 1, não é necessário que x esteja na mesa, basta, apenas, que $0,8x < h_f$. Cabe destacar que essa simplificação é decorrente das hipóteses do diagrama retangular simplificado.

Quando $0,8x < h_f$, geralmente a peça encontra-se no Domínio 2 de deformações. Vai-se admitir, neste caso, que a determinação das armaduras com as hipóteses do Domínio 3 fornece bom resultado, assim como ocorre nas seções retangulares. Esse procedimento não fornece a posição da linha neutra corretamente, tampouco, as deformações da seção transversal.

Caso 2: $0,8x > h_f$

Quando $0,8x$ ultrapassa o valor de h_f , existe compressão na alma da viga e a seção não pode mais ser calculada como seção retangular. Além disso, o valor de x , calculado inicialmente, também não vale. Neste caso, vai-se decompor a seção T em duas seções retangulares.

Figura 40 – Seção T decomposta em seções retangulares

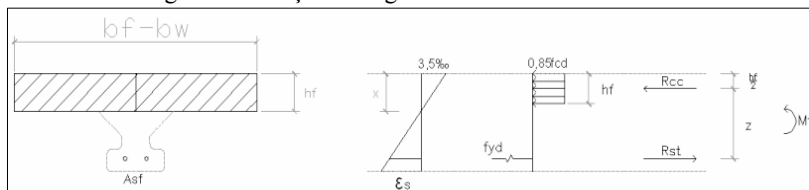


Fonte: Elaboração do autor, 2013.

A primeira seção a ser calculada é aquela composta pelas laterais da mesa ($b_f - b_w$).

Neste caso, tem-se o seguinte gráfico de deformações:

Figura 41 – Seção retangular com as laterais da mesa



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Fazendo-se o equilíbrio das tensões na seção transversal, obtêm-se as seguintes equações:

$$R_{cc} = R_{st}$$

$$M_f = R_{cc} \times z = R_{st} \times z$$

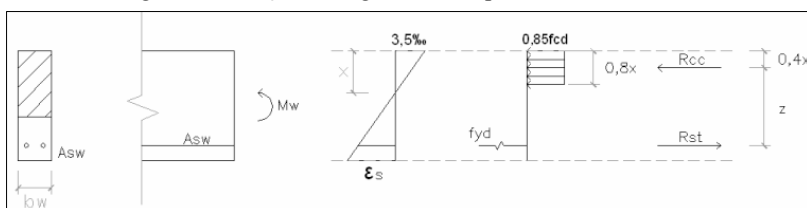
Por meio destas equações, pode-se calcular a área de aço longitudinal necessária para as abas da mesa resistirem ao momento fletor, bem como, o valor desse momento fletor, os quais elas são capazes de resistir. As equações para o cálculo da armadura e do momento resistido estão expressas abaixo:

$$A_{sf} = \frac{0,85 \times f_{cd} \times (b_f - b_w) \times h_f}{f_{yd}}$$

$$M_f = 0,85 \times f_{cd} \times (b_f - b_w) \times h_f \times \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

A segunda seção retangular deve resistir a um momento fletor igual a M_w , onde $M_w = M_{sd} - M_f$. A figura a seguir, mostra a alma da seção T e o gráfico de tensões e deformações da seção transversal.

Figura 42 – Seção retangular com a parte central da mesa



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

O dimensionamento desta seção é igual ao dimensionamento de seções retangulares. Sendo que a equação para o cálculo da posição da linha neutra é a seguinte:

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_x}{0,85 \times f_{cd} \times b_w}}}{0,8}$$

Obtido o valor de x , pode-se verificar as hipóteses do Domínio 3:

Se $\frac{x}{d} > 0,5$, dimensionar com armadura dupla.

Se $\frac{x}{d} \leq 0,5$, pode-se calcular e dimensionar a seção da maneira

usual, pois esta estará nos Domínios 2 ou 3. Assim, pode-se calcular a área de aço necessária, por meio da seguinte equação:

$$A_{sw} = \frac{0,85 \times b_w \times 0,8 \times x}{f_{yd}}$$

Cabe destacar que, segundo a NBR 6118:2007,

A capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for x/d , tanto maior será essa capacidade. Para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não forem feitas redistribuições de esforços solicitantes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- a) $\frac{x}{d} \leq 0,5$ para concretos com $f_{ck} \leq 35MPa$; ou
- b) $\frac{x}{d} \leq 0,4$ para concretos com $f_{ck} > 35MPa$.

Neste estudo, para garantir uma ductilidade mínima à peça, decidiu-se adotar o limite $\frac{x}{d} \leq 0,5$ para todas as seções transversais.

Para o tramo 1, serão apresentados os cálculos abaixo. A linha neutra será calculada pela seguinte expressão:

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_{sd}}{0,85 \times f_{cd} \times b}}}{0,8}$$

Sendo:

M_{sd} : Momento fletor na seção crítica determinado com a aplicação da combinação F_d para ELU;

d : igual à altura da laje diminuída do cobrimento da armadura das vigotas e de metade do diâmetro das barras dessa armadura.

Diante da explanação acima, parte-se agora para o dimensionamento do primeiro tramo da viga. Para os demais tramos, serão apresentados apenas os resultados do dimensionamento.

O cálculo da posição da linha neutra pode ser visto abaixo:

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_x}{0,85 \times f_{cd} \times b}}}{0,8}$$

$$x = \frac{0,1125 - \sqrt{0,1125^2 - \frac{2 \times 2,23}{0,85 \times \frac{25000}{1,4} \times 0,39}}}{0,8}$$

$$x = 0,00425 \text{ m}$$

$$\text{E, por sua vez, } \frac{x}{d} = 0,0378$$

Como, $0,8x \leq h_f$, tem-se que a peça está no Caso 1, elucidado anteriormente, onde a linha neutra passa na mesa. Logo, dimensionar-se-á o tramo como seção retangular. Este é o caso mais comum para os momentos positivos, porque há uma grande região passível de ser comprimida.

A quantidade de armadura necessária pode ser obtida por meio da seguinte fórmula:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd}(d - 0,4x)}$$

Logo,

$$A_s = \frac{2,23}{\frac{600 \times 10^3}{1,15} (0,1125 - 0,4 \times 0,00425)}$$

Deste modo,

$$A_s = 0,386 \text{ cm}^2$$

A seguir, são apresentados, na tabela, os resultados obtidos para o dimensionamento de cada tramo da viga aos momentos positivos.

Tabela 7 – Resultados dos momentos positivos

	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
x	0,425	0,141	0,088	0,104	0,227	0,438	0,910
x/d	0,038	0,013	0,008	0,009	0,020	0,039	0,080
LN	mesa	mesa	mesa	mesa	mesa	mesa	mesa
As,mim	0,387	0,362	0,353	0,275	0,387	0,182	0,387
As,calc	0,386	0,117	0,071	0,058	0,206	0,118	0,818
As,ef	0,39	0,39	0,39	0,28	0,39	0,20	0,87
Barras	2fi5,0	2fi5,0	2fi5,0	2fi4,2	2fi5,0	1fi5,0	3fi5+2fi4,2

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

5.3.1.1.2 Momentos negativos

As vigotas utilizadas nesse estudo apresentam dimensões que, usualmente, são adotadas na prática. Essas vigotas formam, após a execução da laje, vigas de formato duplo T, assim, no dimensionamento da laje, aos momentos negativos nos apoios, decidiu-se considerar a resistência da mesa inferior à compressão. Em geral, nos estudos realizados nesse segmento, são desprezadas as contribuições, em termos de resistência estrutural, das abas da mesa inferior, sendo considerada apenas a parte central da mesa. Logo, tem-se seções T no dimensionamento tanto aos momentos positivos quanto nos momentos negativos.

O cálculo da laje, considerando-se as abas da mesa inferior na resistência aos momentos negativos, deve-se ao fato de que, para esse tipo de solicitação, a região de concreto nas nervuras é, geralmente, muito pequena, assim, a consideração dessas abas foi um artifício para melhorar a resistência de projeto, dessas lajes, à flexão.

No quadro a seguir são apresentados os valores dos momentos negativos, bem como, os resultados obtidos em seu dimensionamento. Neste quadro, denominou-se cada apoio com os números dos tramos que chegam a ele. Assim, exemplificando, 1-2 é o apoio compreendido entre os tramos 1 e 2.

Tabela 8 - Resultados dos momentos negativos

	Apoio					
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Msd-	-2,670	-0,743	-0,481	-1,422	-0,355	-5,366
x	2,388	0,622	0,399	1,216	0,294	1,060
x/d	0,214	0,056	0,036	0,109	0,026	0,097
LN	mesa	mesa	mesa	mesa	mesa	maciço
Mf	1,764	1,764	1,764	1,764	1,764	1,749
Mrd	4,802	4,802	4,802	4,802	4,802	4,741
As,mím	0,387	0,362	0,353	0,387	0,387	0,387
As,calc	0,495	0,129	0,083	0,252	0,061	1,156
As,ef	0,5148	0,374	0,359	0,401	0,401	1,154
Barras	4,2c/10,5	4,2c/14,5	4,2c/15	4,2c/13,5	4,2c/13,5	8,0c/17

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Obteve-se que o momento fletor resistido pelas abas da mesa inferior foi de 1,783 kN.m. O momento negativo total resistido pela seção é de 4,879 kN.m.

No apoio 6-7 será necessária a adoção de região maciça de 10 cm para o lado esquerdo desse. Já, para o lado direito daquele apoio, não será necessária a adoção de região maciça de concreto para a flexão, visto que o diagrama de momentos para este lado decresce mais rapidamente, atingindo o valor do momento resistente de cálculo a uma distância bastante próxima ao apoio (cerca de 6,0 cm), logo, já na face do apoio, o momento fletor solicitante será inferior ao momento resistente. O valor do comprimento da região maciça pode ser obtido por meio do diagrama de momentos fletores no *Ftool*. Contudo, poder-se-ia determiná-lo, diretamente, por meio das equações da Estática.

Na definição das armaduras sobre os apoios, decidiu-se, em vários casos, adotar áreas de aço acima do necessário, isso ocorre porque é preferível que as barras de aço resistentes à flexão estejam nas mesas das vigas T, em sua região mais central, ou seja, não devem ser dispostas apenas na região das abas¹². Desse modo, para melhorar essa condição, optou-se por espaçamentos, entre barras, não maiores que a metade do intereixo entre nervuras.

Por outro lado, poder-se-ia dispor as armaduras negativas somente na região central da mesa (ao invés de dispô-las em intervalos

¹² Essa consideração provém do fato de a distribuição de tensões na mesa não ser uniforme ao longo de sua largura.

igualmente espaçados), porém, eventualmente, ter-se-ia maior gasto com mão de obra.

No tramo 7, os momentos solicitantes são negativos, não ocorrendo momentos positivos, assim, será necessário estender as barras de aço do apoio 5-6 até o apoio 6-7.

5.3.1.1.3 Armadura mínima

A armadura mínima auxilia no controle da fissuração das peças de concreto e melhora seu desempenho e ductilidade à flexão. A verificação desta armadura tração segue os preceitos do item 17.3.5.2 da NBR 6118:2007. Esta aduz que as peças de concreto devem ser armadas para resistirem a um momento fletor mínimo, sendo que este quesito pode ser considerado atendido se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura da tabela 17.3.

Contudo, aquela tabela foi elaborada para uso de aço CA-50 e, como se está usando aço CA-60, para as vigotas, pode-se calcular novos valores para a armadura mínima, com base nos valores de ω_{min} dados¹³. Entretanto, embora a tabela tenha sido elaborada para aço CA-50 e, por se estar usando $f_{ck} = 25MPa$, bem como, aço CA-60, ainda assim é necessário respeitar-se uma taxa mínima absoluta de 0,15 %¹⁴, conforme o item 17.3.5.2.1 da NBR6118:2007.

5.3.1.2 Estado limite último – cisalhamento

A verificação ao cisalhamento para as lajes pode ser efetuada seguindo-se os mesmos preceitos utilizados para essa verificação em vigas. Todavia, cabe destacar que será priorizada a tentativa de dispensar a armadura transversal nessas lajes, uma vez que a disposição dessas armaduras é de difícil execução em lajes de pequenas alturas.

¹³ ω_{min} é a taxa mecânica mínima de armadura longitudinal de flexão e é dado

por:
$$\omega_{min} = \frac{A_{s, min} \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}}$$
. Logo, a taxa de armadura mínima

será:
$$\rho_{min} = \frac{\omega_{min} \times f_{cd}}{f_{yd}}$$
.

¹⁴ Adotou-se a taxa de 0,15% para armadura mínima tanto para os momentos negativos quanto para os positivos.

Chust (2010, p. 82) diz que é permitida a dispensa de armaduras transversais nas vigotas, se essas forem consideradas lajes moldadas *in loco*, o que, segundo ele, não deixa de ser correto, pois se pode admitir que, nesses casos, as características de concreto pré-moldado são apenas transitórias. Aquele autor ainda diz que, nas vigotas treliçadas, embora as diagonais laterais possam contribuir para a resistência ao cisalhamento, não é costumeiro contar com essa colaboração.

A NBR 6118:2007 em seu item 13.2.4.2 diz que, para lajes nervuradas com intereixo menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, bem como, a verificação do cisalhamento nas nervuras pode ser efetuada com a consideração dos critérios de laje.

Logo, como todas as lajes abordadas neste estudo têm intereixo menor que 65 cm, fica dispensada a verificação da flexão das mesas. Além disso, procurar-se-á, por questões executivas, usando-se o critério de verificação do cisalhamento de lajes, evitar o emprego de armadura de cisalhamento.

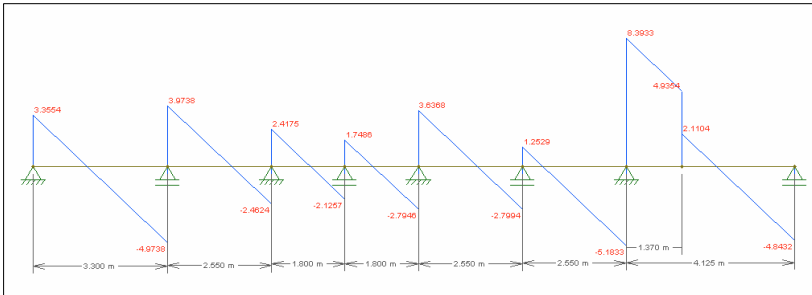
Segundo Libânio e Razente (2003, p. 14), o cisalhamento tem importância no caso de grandes cargas concentradas. Neste caso, recomenda-se que as ações atuem diretamente sobre as nervuras, de modo a evitar a necessidade de armadura transversal na mesa.

É imprescindível avaliar, também, o que diz a NBR 9062:2006, visto que esta trata do projeto e execução de estruturas pré-moldadas de concreto, acerca do cisalhamento em vigotas de concreto. Conforme o item 5.4.1.2 daquela norma: “em painéis alveolares ou vigotas, destinados à execução de lajes de concreto armado ou protendido, permite-se a dispensa de armadura transversal, desde que seja obedecida a limitação prescrita pela NBR 6118, ou que se proceda conforme 5.5”¹⁵.

Apresenta-se a seguir o diagrama de esforços cortantes de cálculo.

¹⁵ O item 5.5 da NBR 9062:2006 trata, por sua vez, da possibilidade de se fazer parte do procedimento de projeto com base em verificações experimentais.

Figura 43 - Diagrama de esforços cortantes



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Para que ocorra a dispensa da armadura transversal é necessário que as lajes atendam aos pressupostos do item 19.4.1 da NBR 6118:2007. Neste item, verifica-se que a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) for menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}), a laje pode prescindir de armadura transversal. É apropriado destacar que este item da norma é válido para lajes e para os elementos lineares com $b_w \geq 5d$.

Equacionando-se os parâmetros acima elencados, têm-se:

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

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

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctd} = \frac{0,25 \times f_{ctk}}{\gamma_c} = 0,25 \times 0,7 \times \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,25 \times 0,7 \times 0,3 \times \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sd}}{b_w \times d} \leq 0,02$$

$$K = (1,6 - d) \geq 1$$

A verificação das bielas comprimidas de concreto em elementos sem armadura de cisalhamento é atendida quando a força cortante resistente de cálculo (V_{Rd2}) é maior que a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}), ou seja, deve-se atender a seguinte expressão:

$$V_{Rd2} = 0,5 \times \alpha_{v1} \times f_{cd} \times b_w \times 0,9 \times d$$

$$\alpha_{v1} = \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200}\right) \leq 0,5 \quad [f_{ck} \text{ em MPa}]$$

A seguir, tem-se a tabela com os resultados obtidos no dimensionamento da viga ao cisalhamento.

Tabela 9 - Resultados do cisalhamento

	Apoio							
	1	2	3	4	5	6	7	8
$V_{Sd,esq}$		4,974	2,462	2,126	2,795	2,799	5,183	4,843
$V_{Sd,dir}$	3,355	3,974	2,418	1,749	3,637	1,253	8,393	
$V_{Rd1,esq}$		3,963	3,963	3,963	3,753	3,963	25,492	4,879
$V_{Rd1,dir}$	3,963	3,963	3,963	3,753	3,963	3,601	26,770	
V_{Rd2}	25,112	25,112	25,112	25,112	25,112	25,112	25,112	25,112
V_c	6,060	6,060	6,060	6,060	6,060	6,060	121,195	6,060
V_{sw}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Obteve-se do F_{tool} o valor do esforço solicitante em cada lado dos apoios, e calculou-se, para cada lado, o valor de V_{Rd1} . Estes valores foram calculados para cada lado porque os parâmetros da fórmula de V_{Rd1} são afetados pelo valor de d e da armadura longitudinal no vão.

Inicialmente, percebeu-se que para um $f_{ck} = 20MPa$, a dispensa de armadura transversal não seria permitida em quatro lados de apoios. O emprego de $f_{ck} = 25MPa$, melhorou esse quesito, diminuindo para dois, o número de trechos que não dispensaram armadura de cisalhamento.

Foi possível verificar que, no lado esquerdo do segundo apoio, não houve dispensa da armadura transversal para a laje, uma vez que, nesse apoio, o esforço solicitante é maior do que a resistência de projeto. Nesse caso, uma das soluções que se pode adotar é criar uma região maciça de concreto naquele lado. Embora a resistência da viga T aos momentos negativos seja satisfatória, a dispensa de armadura transversal não ocorreu. Contudo, como já fora destacado, por questões executivas, evitar-se-á o emprego de armadura transversal na laje. Assim, a alternativa escolhida para vencer o esforço cisalhante naquela região é a adoção de região maciça de 33 cm. Outra opção e, possivelmente a

melhor, é a troca das vigotas por outras que gerem nervuras mais espessas. Todavia, essa alternativa será desconsiderada, nesse caso, pois, muitas vezes, por limitação de fornecedores, não se tem essa opção, tendo-se que resolver o problema adotando-se outra alternativa.

O comprimento de região maciça foi determinado diretamente do diagrama de esforços cortantes no F_{tool} ¹⁶. Para tanto, fez-se a consideração do esforço cortante atuante na face do apoio. Assim, a região no lado direito do segundo apoio não passou na dispensa de armadura transversal, bem como, do lado esquerdo, a resistência ao esforço cortante também é inferior ao esforço cortante de cálculo, porém, pode-se avaliar o valor do esforço cortante na face do apoio, assim, fazendo-se, dessa maneira, a avaliação de seu valor, tem-se que o esforço solicitante de cálculo passa a ser inferior à resistência de cálculo (sem armadura transversal).

A dispensa da armadura transversal não ocorreu para estas situações devido ao fato de a espessura de concreto das nervuras ser de 5,0 cm, assim, tem-se uma faixa de largura muito pequena para a transmissão dos esforços cisalhantes. Interpretou-se que a adoção de regiões maciças de concreto é uma solução plausível, uma vez que dá à laje uma espessura suficiente para resistir ao cisalhamento e dispensar a armadura para este esforço. Elevar a altura da laje, por meio do aumento da altura do elemento de enchimento, também pode ser uma opção, todavia, como a espessura das nervuras continuaria sendo de apenas 5,0 cm, tem-se que o aumento da altura da laje não é tão eficiente.

No apoio 7, o esforço cortante é muito elevado e adotou-se região maciça de 10,0 cm para o lado esquerdo, a fim de resistir ao momento negativo. Como o esforço cortante é intenso até o ponto de aplicação da carga de parede, será necessário estender essa região maciça até aquele ponto. Sendo assim, ter-se-á um trecho maciço, para o lado esquerdo, de 130,0 cm.

A adoção de trecho maciço de concreto requer nova avaliação do peso da laje, uma vez que o concreto é muito mais pesado do que as tabelas cerâmicas. Contudo, esse procedimento não será aqui avaliado, uma vez que o objetivo do trabalho é mostrar as alternativas que se têm para o dimensionamento dessas lajes.

Para o caso em estudo, sem dúvida, a melhor opção seria alterar as dimensões da seção transversal da laje para o tramo 7. O ideal seria

¹⁶ Este poderia ser determinado manualmente por meio das equações de equilíbrio da Estática.

umentar, tanto a altura quanto a largura da seção, melhorando, assim, inclusive o desempenho à flexão.

No caso de a laje ser armada para o cisalhamento, deve-se atender à seguinte verificação de compressão na biela:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Assim, por meio da equação acima, calcula-se o valor necessário de armadura para resistir ao cisalhamento. Este valor é dado por:

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_c$$

Onde, V_c é a parcela de força cortante resistida pelos mecanismos complementares ao de treliça.

5.3.1.3 Estado limite último – ancoragem nos apoios

Nos apoios, os esforços de tração devem ser resistidos por armaduras longitudinais que satisfaçam os preceitos do item 18.3.2.4 da NBR 6118:2007. Conforme aduz aquele item:

Os esforços de tração junto aos apoios de vigas simples ou contínuas devem ser resistidos por armaduras longitudinais que satisfaçam à seguinte condição:

- Em apoios extremos, para garantir a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração

$R_{sd} = (a_l/d) \times V_d + N_d$, onde V_d é a força cortante no apoio.

- Em apoios extremos ou intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão, correspondente ao máximo momento positivo do tramo, de modo que:

– $A_{s, \text{apoio}} \geq 1/3 (A_{s, \text{vão}})$ se M_{apoio} for nulo e de valor absoluto $|M_{\text{apoio}}| \leq 0,5M_{\text{vão}}$

– $A_{s, \text{apoio}} \geq 1/4 (A_{s, \text{vão}})$ se M_{apoio} for nulo e de valor absoluto $|M_{\text{apoio}}| > 0,5M_{\text{vão}}$.

Adotou-se, para (a/d) , o valor de 0,75 e $N_d = 0$, uma vez que não há força de tração atuando na laje. Deste modo, assim foi calculada, para todos os apoios, a área de aço necessária.

Após a realização do dimensionamento das vigas T, deve-se, também, avaliar o comprimento adicional, que deve ter as barras das armaduras para que os esforços nestas sejam transferidos, integralmente, ao concreto.

Determinou-se, para cada lado dos apoios, o comprimento necessário de ancoragem. Para tanto, usou-se as seguintes equações:

a) comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

b) resistência de aderência de cálculo entre armadura e concreto:

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd}$$

c) comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \times l_b \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Ainda, segundo a NBR 6118:2007, as barras das armaduras devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

- $l_{b,nec}$
- $(r + 5,5\phi)$
- 60 mm

Ainda, segundo a NBR 6118:2007,

[...] em apoios intermediários, o comprimento de ancoragem pode ser igual a 10ϕ , desde que não haja qualquer possibilidade da ocorrência de momentos positivos nessa região, provocados por situações imprevistas, particularmente por efeitos de vento e eventuais recalques. Quando essa

possibilidade existir, as barras devem ser contínuas ou emendadas sobre o apoio.

Conquanto os momentos sejam todos negativos nos apoios, seus valores são pequenos em três dos apoios, sendo pouco inferiores a zero. Como não se pode garantir que estes momentos serão negativos em todas as condições de carregamento, optou-se, por precaução, admitir para cada apoio intermediário, um comprimento mínimo de ancoragem de 10 cm. Nos apoios extremos, o critério da norma, acima exposto, não é válido e, nesses casos, os valores de comprimento de ancoragem serão de 10,90 cm, sem gancho, no apoio da esquerda (apoio 1) e, no apoio da direita (apoio 8), por sua vez, o comprimento de ancoragem será de 10,90 cm, porém, devendo-se fazer ganchos nas barras. Por outro lado, poder-se-ia, no apoio 8, adotar 12,10 cm de comprimento reto de ancoragem. Outras alternativas também podem ser adotadas, como, por exemplo, adotar um comprimento de ancoragem único que seja tomado como padrão para todas as vigotas.

A seguir, serão apresentados, em forma de tabela, os resultados obtidos para o comprimento necessário de ancoragem para as vigotas de concreto.

Tabela 10 - Ancoragem nos apoios

	1	2	3	4	5	6	7	8
As,calc esquerda	-	0,0975	0,0975	0,0975	0,07	0,13	0,0745	0,29
As,calc direita	0,0975	0,0975	0,0975	0,07	0,0975	0,05	0,2175	-
As,ef esquerda	-	0,39	0,39	0,39	0,28	0,39	0,2	0,87
As,ef direita	0,39	0,39	0,39	0,28	0,39	0,2	0,87	-
Lb,nec esquerda	-	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,90
Lb,nec direita	10,90	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	-

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

5.3.1.4 Estado limite de serviço – flecha

Para o cálculo das flechas, no pavimento, será adotada a combinação quase permanente, com os valores de carregamentos já expressos anteriormente. Será feito o cálculo da flecha imediata, considerando-se o efeito da fissuração e, posteriormente, o efeito da fluência do concreto.

Conforme a NBR 6118:2007, em seu item 17.3.2,

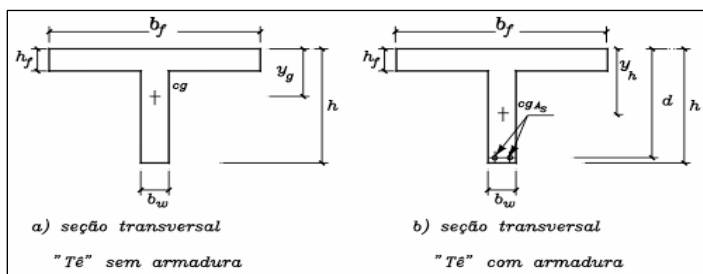
[...] a verificação dos valores limites estabelecidos na tabela 13.2 para a deformação da estrutura,

mais propriamente rotações e deslocamentos em elementos estruturais lineares, analisados isoladamente e submetidos à combinação de ações conforme seção 11, deve ser realizada por meio de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural, ou seja, levem em consideração a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo dessa armadura e as deformações diferidas no tempo.

No cálculo da inércia bruta da seção transversal, desconsiderou-se a presença da armadura de flexão. Esta deveria ser considerada, entretanto, por simplificação, decidiu-se desprezar a parcela de sua influência, visto que representa um pequeno incremento no valor da inércia da peça¹⁷.

Para o cálculo das propriedades da seção transversal bruta, pode-se adotar as equações mostradas a seguir. Elas estão grafadas em Chust (2010, p. 175) e servem para seções T, logo, as abas das mesas que estiverem tracionadas não são inclusas no cálculo dessas propriedades. Esta simplificação poderia ser adotada para o cálculo da inércia quando a peça estiver sujeita a momentos positivos, porém, quando submetida a momentos negativos, as abas da mesa superior não devem ser desconsideradas, uma vez que influem significativamente nos valores das propriedades em questão. Desse modo, a determinação das propriedades da seção transversal foi efetuada diretamente no *software* AutoCAD, uma vez que se conhece a geometria da seção transversal das peças.

Figura 44 - Seção Transversal em forma de T



Fonte: FLÓRIO, 2004, p.112.

¹⁷ Adotou-se, portanto, a inércia bruta da seção transversal.

- Área da seção transversal

$$A = (b_f + b_w) \times h_f + b_w \times h$$

- Posição do centro de gravidade

$$y_{cg} = \frac{(b_f - b_w) \times \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \times \frac{h^2}{2}}{A}$$

- Inércia bruta da seção transversal da peça

$$I = \frac{(b_f - b_w) \times h_f^3}{12} + \frac{b_w \times h^3}{12} + (b_f - b_w) \times h_f \times \left(y_{CG} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \times h \times \left(y_{CG} - \frac{h}{2}\right)^2$$

A seguir, são apresentados os momentos fletores de cálculo para as combinações de serviço, tanto para os momentos positivos quanto para os negativos.

Tabela 11 - Momentos máximos positivos em serviço

M _{d, serv} [kN.m]	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
Frequente	1,283	0,263	0,240	0,068	0,712	-0,017	2,835
Quase permanente	1,231	0,252	0,231	0,065	0,688	-0,014	2,755

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Tabela 12 - Momentos máximos negativos em serviço

M _{d, serv} [kN.m]	Tramo					
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Frequente	-1,536	-0,429	-0,272	-0,835	-0,151	-3,282
Quase permanente	-1,474	-0,412	-0,260	-0,804	-0,134	-3,190

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Para o cálculo do momento de inércia no estágio II puro, é necessário determinar a posição da linha neutra, também no estágio II. Para tanto, pode-se adotar a formulação expressa por Chust (2010, p. 178) e ilustrada a seguir para casos de seção T.

$$a_1 \times x_I^2 + a_2 \times x_{II} + a_3 = 0$$

cuja solução é:

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \times a_1 \times a_3}}{2 \times a_1}$$

com os coeficientes, sendo dados por:

a) $a_1 = b_w/2$

b) $a_2 = h_f \times (b_f - b_w) + (\alpha_e - 1) \times A_s + \alpha \times A_s$

c) $a_3 = -d \times (\alpha_e - 1) \times A_s - d \times \alpha_e \times A_s - \frac{h_f^2}{2} \times (b_f \times b_w)$

O momento de inércia no estágio II puro ($I_{x,II,0}$), quando $x_{II} < h_f$ é dado por:

$$I_{x,II,0} = \frac{b_f \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) \times A_s \times (x_{II} - d)^2$$

Por sua vez, quando $x_{II} > h_f$, a inércia é dada por:

$$I_{x,II,0} = \frac{(b_f - b_w) \times h_f^3}{12} + \frac{b_w \times x_{II}^3}{3} + (b_f - b_w) \times \left(x_{II} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \alpha_e \times A_s \times (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) \times A_s \times (x_{II} - d)^2$$

Após a obtenção da inércia da peça no estágio II, deve-se calcular a rigidez equivalente daquela. Esta foi calculada para cada momento positivo máximo, e para cada momento negativo mínimo. Como se está avaliando uma viga contínua, é recomendável que se faça a ponderação entre as inércias equivalentes.

A determinação da rigidez equivalente para cada trecho crítico foi feita por meio da seguinte equação:

$$(EI)_{eq} = E_{Cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{Cs} I_{Cs}$$

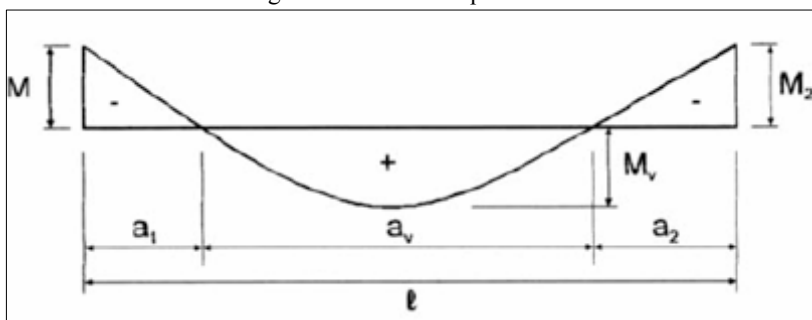
Para esta verificação, o momento de fissuração será dado por:

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct,m} \times I_c}{y_t}$$

Onde, $\alpha = 1, 2$ para seção T ou duplo T.

Por se estar avaliando vigas contínuas, deve-se fazer uma ponderação das rigidezes equivalentes, esta ponderação pode ser efetuada, conforme a seguinte expressão obtida dos “Comentários Técnicos e Exemplos de Aplicações da NB-1” do IBRACON.

Figura 45 - Inércias equivalentes



$$(EI)_{eq} = \frac{1}{l} [(EI)_{eq,1} \times a_1 + (EI)_{eq,v} \times a_v + (EI)_{eq,2} \times a_2], \text{ onde:}$$

$(EI)_{eq,1}$ é o produto de inércia equivalente no trecho 1;

$(EI)_{eq,v}$ é o produto de inércia equivalente no trecho de momentos positivos;

$(EI)_{eq,2}$ é o produto de inércia equivalente no trecho 2.

Fonte: Comentários Técnicos e Exemplos de Aplicação da NB-1.

Nos quadros a seguir, pode-se visualizar os parâmetros calculados para a obtenção da flecha da viga.

Tabela 13 - Propriedade da seção no ELS

Tramo							
X _{II}	1	2	3	4	5	6	7
I _{x,II0}	2,578	2,586	2,589	2,554	2,578	2,328	2,761
(EI) _{eq trecho}	376,15	663,44	663,44	663,44	663,44	663,44	209,74

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Tabela 14 - Propriedade de seção no ELS

Apoio						
X _{II}	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
I _{x,II0}	3,139	2,362	2,362	2,362	2,362	4,075
(EI) _{eq trecho}	593,74	663,44	663,44	663,44	663,44	303,01

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Obtidas as rigidezes equivalentes para cada tramo da viga, modelou-se no *Ftool* a mesma viga, porém, desta vez, atribuindo a ela a rigidez calculada para cada tramo. Na sequência deste procedimento, obteve-se diretamente do *Ftool* os valores dos deslocamentos da viga (flecha imediata).

Os valores obtidos para a flecha da viga devem respeitar o limite $L/250$ (limite visual), considerando-se a combinação quase permanente de ações. E, devem respeitar o limite $L/350$, (vibrações) mas nesse caso, considera-se apenas a carga acidental. A flecha diferida, será obtida, considerando-se que as lajes serão escoradas por, pelo menos, 30 dias. O fator α_f , para considerar o efeito da fluência será obtido da seguinte forma:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \times \rho}$$

A seguir, tem-se a tabela com os resultados obtidos para as flechas máximas de cada tramo.

Tabela 15 - Deslocamentos máximos para os tramos da viga

(E)eq Tramo	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
	418,479	636,978	663,438	663,438	663,438	663,438	225,797
Flecha imediata (mm)	2,629	-0,182	0,093	-0,075	0,676	-1,340	16,050
Flecha diferida (mm)	6,106	-0,422	0,217	-0,173	1,571	-3,112	37,280
Flecha Admissível	13,200	10,200	7,200	7,200	10,200	10,200	16,500
Contraflecha	-	-	-	-	-	-	20,780

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Pode-se verificar que, para o último vão, a flecha diferida foi bastante elevada, tendo que se lançar mão de uma contraflecha. Conforme visto nas notas de aula do professor Narbal Ataliba Marcellino, tem-se como sugestão para as contraflechas a adoção de um valor limite de $L/350$.¹⁸

Adotando-se a contraflecha limite de $L/350$, ainda assim não é suficiente para resolver-se o problema da deformação excessiva da laje. Cabe destacar que, nos tramos 2, 4 e 6, a flecha máxima para a laje será para cima, devido à influência dos tramos vizinhos¹⁹.

Pode-se verificar que, para os tramos 1 e 7, a adoção de lajes de vigotas pré-fabricadas do tipo trilho e com as geometrias escolhidas não foi uma boa opção (devido aos esforços cortantes). Deve-se assim, avaliar geometrias diferentes para a seção transversal naqueles tramos, no intuito de evitar-se o emprego de regiões maciças de concreto ou, pelo menos, diminuir sua extensão, bem como, adotar-se alturas maiores para a laje, a fim de que se consiga reduzir a flecha no último tramo.

Sobre a da verificação das deformações das lajes quanto às vibrações sentidas no piso, ou seja, levando-se em consideração apenas a carga accidental, tem-se que as lajes passaram neste quesito. A seguir é apresentada a tabela com os resultados obtidos.

Tabela 16 – Deslocamentos devido carga accidental

Flecha	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
Flecha imediata (mm)	1,103	-0,076	0,03627	-0,0214	0,2184	-0,3024	4,697
Flecha diferida (mm)	2,56196	-0,1755	0,08425	-0,0497	0,50728	-0,7024	10,9098
Flecha Admissível(mm)	9,429	7,286	5,143	5,143	7,286	7,286	11,786

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

¹⁸ Esta sugestão foi elucidada por aquele professor ao longo da disciplina Estruturas de Concreto Armado III, do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

¹⁹ Adotou-se como convenção que deslocamentos para cima têm sinal negativo.

Para este cálculo adotou-se uma simplificação, à favor da segurança, que foi considerar como valores das rigidezes para cada trecho das vigas T, os mesmos valores de rigidez adotados para o cálculo das flechas das lajes. Assim, esses valores de rigidez adotados são inferiores aos que seriam obtidos se fosse considerada apenas a carga acidental atuante.

5.3.1.5 Estado limite de serviço – fissuração

Tendo sido determinadas, anteriormente, as características geométricas da seção transversal nos estádios I e II, bem como, o momento de fissuração, parte-se para a verificação do estado limite de abertura das fissuras.

O carregamento a ser adotado para a determinação do momento em serviço é aquele oriundo da combinação frequente de ações. Quando este momento for maior que o momento de fissuração (peça fissurada), deve-se verificar o estado limite de abertura das fissuras.

Tendo-se o valor do momento em serviço, pode-se determinar a tensão na armadura no estádio II. Esta tensão será dada por:

$$\sigma_{si} = \frac{M_{d, ser}}{I_{x, II0}} \times y_{si} \times \alpha_e$$

Sendo que $y_{si} = d - x_{II}$ (distância da armadura i até a linha neutra no estádio II).

A taxa de armadura, obtida pela relação entre a área de uma barra e a área da região que considera o envolvimento de concreto na mesma será:

$$\rho_{ri} = \frac{A_{s, barra}}{A_{cr}}$$

Conforme a NBR 6118:2007,

[...] para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras passiva e ativa aderente [...], que controlam a fissuração do elemento estrutural, deve ser considerada uma área A_{cr} do concreto de

envolvimento, constituída por um retângulo, cujos lados não distam mais de $7,5\phi$ do eixo da barra da armadura.

De posse desses valores, pode-se calcular o valor da abertura das fissuras. O valor da abertura de fissuras é o menor dos valores obtidos pelas fórmulas a seguir²⁰:

$$w_k = \frac{\phi_i \sigma_{si} 3\sigma_{si}}{12,5\eta_1 E_{si} f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i \sigma_{si}}{12,5\eta_1 E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (5)$$

5.3.1.5.1 Momentos positivos

Na tabela a seguir, são expressos os valores da tensão nas barras da armadura e o valor da abertura de fissura, causados pelos momentos positivos. O momento de fissuração é de 0,962 kN.m.

Tabela 17 – Tensão na armadura e abertura de fissuras

Tramo							
	1	2	3	4	5	6	7
Tensão aço (MPa)	203,88	43,38	40,12	16,28	113,14	4,09	256,09
w (mm)	0,07	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,08

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

5.3.1.5.2 Momentos negativos

Na tabela a seguir, são expressos os valores da tensão nas barras da armadura e o valor da abertura de fissuras para os momentos negativos. O momento de fissuração é de 2,105 kN.m.

²⁰ Isso se deve ao fato de ocorrerem dois tipos de fissuras, a saber: sistemática e assistemática. Cada uma das fórmulas é apropriada para o cálculo de um dos tipos de fissura. Assim, quando efetuado o cálculo, aquele resultado mais elevado deve ser desconsiderado, pois é o resultado obtido por meio da fórmula inadequada, valendo, portanto, o menor resultado.

Tabela 18 – Tensão na armadura e abertura de fissuras

Apoio						
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Tensão aço (MPa)	258,29	133,14	84,41	259,13	46,86	313,12
w (mm)	0,09	0,02	0,01	0,09	0,00	0,16

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Nos quadros acima, onde aparecem valores nulos, é devido ao fato de os valores terem sido tão pequenos ao ponto de serem arredondados para zero.

Por meio dos resultados apresentados nos quadros acima, verifica-se que os valores das aberturas de fissuras são inferiores aos limites expostos na tabela 13.3 da NBR 6118:2007.

5.3.1.6 Armadura de distribuição

A armadura de distribuição deve ser posicionada na capa de concreto em ambos os sentidos (x e y), sendo que suas principais funções são:

- distribuir as tensões oriundas de cargas concentradas;
- auxiliar no controle da fissuração da capa²¹;
- aumentar a resistência da capa à flexão e ao esforço cortante;
- fazer as nervuras trabalharem mais conjuntamente;
- melhorar a ligação entre a mesa e as nervuras a fim de criar a seção T;

Segundo a NBR 14859-1, permite-se que a armadura do banzo superior das armações treliçadas seja considerada como armadura de distribuição, contudo, deve estar devidamente posicionada na capa de compressão.

A armadura mínima de distribuição, recomendada pela NBR 14859-1, pode ser vista no quadro a seguir:

²¹ Conquanto seja utilizada armadura de distribuição, não se deve suprimir a cura da capa de concreto, sendo esta, atividade imprescindível para que a capa de concreto atinja a resistência necessária de projeto.

Tabela 19 - Área mínima e quantidade de armadura de distribuição

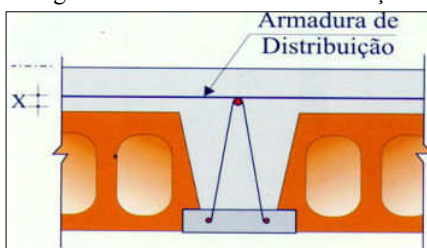
Aço	Área mínima	Número de barras/m	
		Ø 5,0 mm	Ø 6,3 mm
CA 25	0,9 cm ² /m	5	3
CA 50, CA 60 e tela soldada	0,6 cm ² /m	3	3

Fonte: NBR 14859-1.

Deste modo, deve-se seguir os preceitos estabelecidos no quadro acima, sendo preferível utilizar-se espaçamentos menores entre barras²², desde que não atrapalhe a concretagem da laje.

A figura ilustrada, a seguir, mostra uma possibilidade de disposição da armadura de distribuição nas lajes, neste caso, trata-se de laje de vigotas treliçadas.

Figura 46 - Armadura de distribuição



Fonte: FAULIM, 1998 *apud* BASTOS, 2013, p. 88.

5.3.2 Vigota treliçada

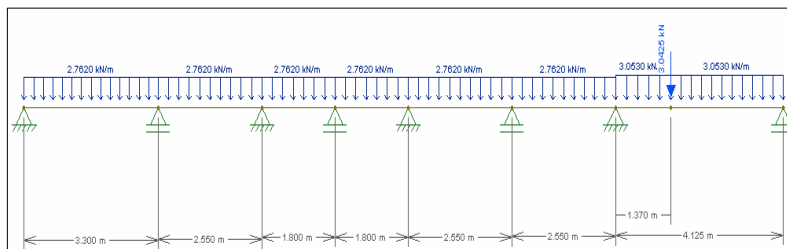
No dimensionamento da laje, adotando-se vigotas treliçadas, serão adotados os mesmos parâmetros que foram seguidos no dimensionamento das lajes de vigotas do tipo trilho. Neste caso, porém, adotou-se altura de 17,0 cm para o tramo 7 e, nos demais, 13,0 cm.

As vigotas treliçadas permitem que se tenha larguras maiores para a seção transversal, o que é bom, visto que, geralmente, esta pequena largura causa limitações quanto ao dimensionamento das lajes ao cisalhamento.

²² Principalmente na direção perpendicular às vigotas.

A seguir, ilustra-se o modelo de viga adotado, bem como, os esforços atuantes:

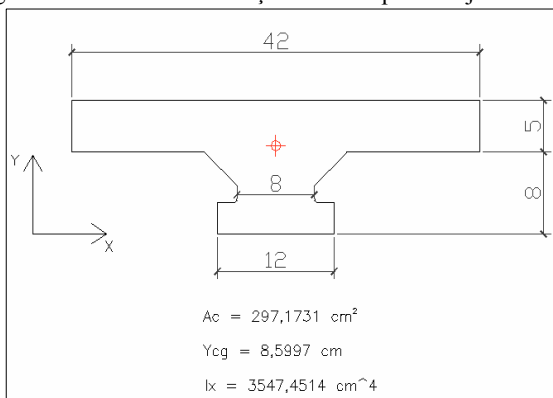
Figura 47 - Carregamentos – ELU



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

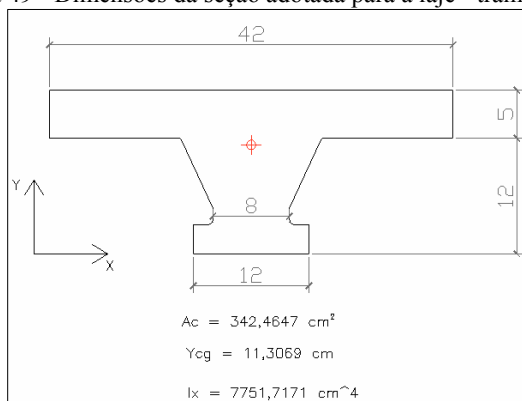
As dimensões da seção transversal podem ser vistas a seguir:

Figura 48- Dimensões da seção adotada para a laje - tramos 1 a 6



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 49 - Dimensões da seção adotada para a laje - tramo 7



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

A tabela a seguir, mostra as larguras colaborantes adotadas no dimensionamento, aos momentos positivos, de cada tramo das vigas T.

Tabela 20 - Largura colaborante (b_f)

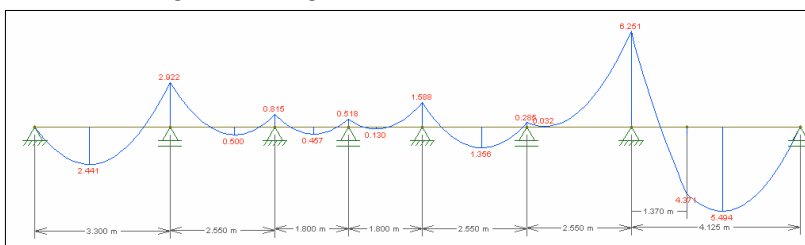
	Tramo						
c=3,32cm	1	2	3	4	5	6	7
0,5.b2	13,68	13,68	13,68	13,68	13,68	13,68	13,68
0,10.a	26,6	12,0	11,4	6,2	19,5	0,0	34,1
bf	42,0	38,6	37,4	27,0	42,0	14,6	42,0

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

5.3.2.1 Estado limite último – flexão

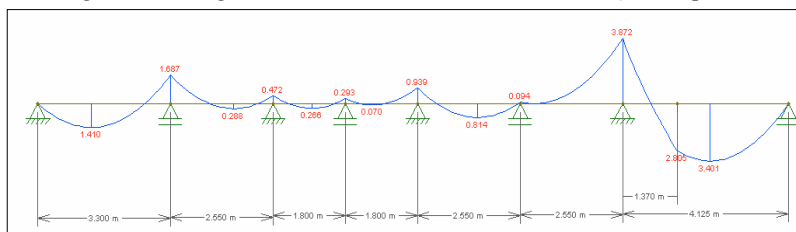
A seguir, são apresentados os diagramas de momentos fletores adotados no dimensionamento da laje.

Figura 50 - Diagrama de momentos fletores – ELU



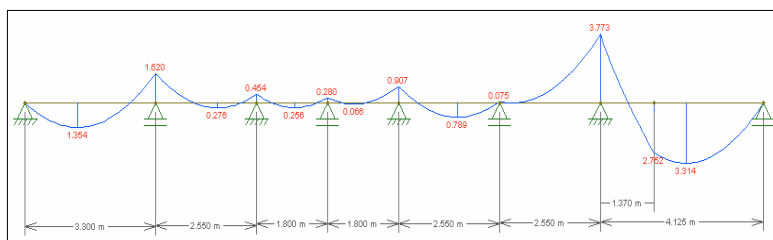
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 51 - Diagrama de momentos fletores – combinação frequente



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 52 - Diagrama de momentos fletores – quase permanente



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

5.3.2.1.1 Momentos positivos

Apresenta-se, abaixo, a tabela com os valores dos momentos fletores de cálculo, obtidos por meio do diagrama, propriamente dito, da viga contínua (M_{cont}) e o valor obtido por meio da condição normativa supracitada (M_{eng}). Adotou-se, portanto, para cada tramo, o maior dos valores.

Tabela 21 - Momento de cálculo (M_{sd})

	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
M_{cont}	2,441	0,500	0,457	0,130	1,356	-0,032	5,494
M_{eng}	1,253	0,748	0,373	0,373	0,748	0,748	2,957

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

As considerações para o dimensionamento aos momentos positivos das vigotas treliçadas são as mesmas empregadas no dimensionamento das vigotas do tipo trilho, tendo mudado apenas a geometria da seção transversal e os carregamentos.

A seguir, são apresentados, na tabela, os resultados obtidos para o dimensionamento de cada tramo da viga aos momentos positivos.

Tabela 22 - Resultado momentos positivos

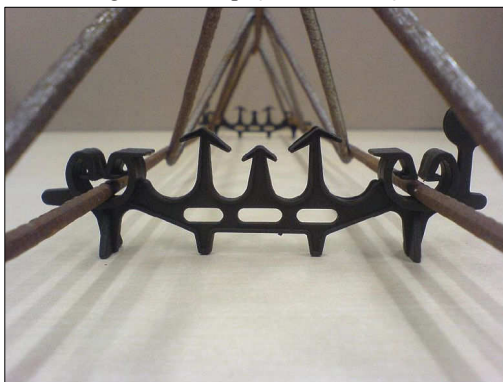
	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
x	0,431	0,142	0,089	0,101	0,238	0,379	0,718
x/d	0,038	0,013	0,008	0,001	0,021	0,034	0,047
LN	mesa	mesa	mesa	mesa	mesa	mesa	mesa
As,mim	0,446	0,420	0,411	0,333	0,446	0,240	0,514
As,calc	0,421	0,128	0,078	0,064	0,233	0,129	0,702
As,ef	0,53	0,42	0,42	0,39	0,53	0,28	0,69
Barras	2fi5+1fi4,2	3fi4,2	3fi4,2	2fi5,0	2fi5+1fi4,2	2fi4,2	5fi4,2

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Na definição das armaduras positivas, escolheu-se armaduras com base nos catálogos de fabricantes. Como visto anteriormente, os fabricantes de treliças fornecem-nas com uma barra de aço, sendo o banzo superior, 2 barras no banzo inferior e duas diagonais sinusóides. Entretanto, durante a fabricação das vigotas treliçadas, pode-se adicionar mais barras na capa de concreto da vigota, de modo a obter-se maiores áreas de aço.

A figura apresentada na sequência corrobora a afirmação acima. Nesta, vê-se a treliça disposta sobre o espaçador, sendo que, pode-se ver, também, o espaço reservado à colocação de mais barras de aço, sendo estas, portanto, as armaduras complementares.

Figura 53 - Espaçador de treliça

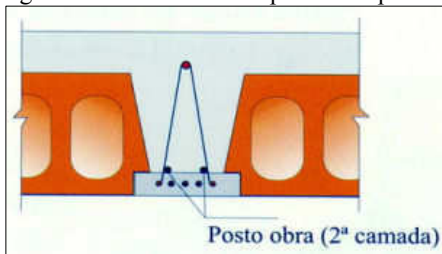


Fonte: Programa setorial da qualidade das lajes pré-fabricadas.

Na definição dos arranjos de armaduras positivas, dispôs-se estas, de modo a respeitar-se o espaçamento longitudinal mínimo entre barras (1,5 cm).

Entretanto, as vigotas treliçadas podem receber armaduras complementares, adicionadas na obra, que ajudam na resistência da peça aos momentos fletores positivos. Essa armadura é disposta sobre a capa de concreto da vigota (vide figura abaixo), entretanto, deve-se considerar, no dimensionamento, a alteração que ocorre no centro de gravidade da armadura. Neste trabalho não foi adotada a alternativa de adição de barras complementares sobre a capa da vigota treliçada, visto que foi possível, em todos os tramos, alojar as barras da armadura positiva na própria capa de concreto das vigotas.

Figura 54 - Armadura complementar positiva



Fonte: FAULIM, 1998 *apud* BASTOS, 2013, p. 88.

5.3.2.1.2 Momentos negativos

No quadro a seguir, são apresentados os valores dos momentos negativos, bem como, os resultados obtidos em seu dimensionamento.

Tabela 23 – Resultados obtidos nos momentos negativos

	Apoio					
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Msd-	2,922	0,815	0,518	1,588	0,285	6,251
x	1,925	0,509	0,322	1,011	0,176	5,120
x/d	0,172	0,046	0,029	0,090	0,016	0,461
LN	mesa	mesa	mesa	mesa	mesa	alma
As,mím	0,446	0,420	0,411	0,446	0,446	0,446
As,calc	0,645	0,170	0,108	0,339	0,059	1,563
As,ef	0,655	0,437	0,437	0,525	0,525	1,562
Barras	6,3c/20	6,3c/30	6,3c/30	6,3c/25	6,3c/25	8,0c/13,5

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

No dimensionamento realizado acima, foram efetuadas as disposições das barras de aço para resistir ao momento negativo seguindo o preceito de, simplesmente, espaçar as barras igualmente e sem se preocupar com a localização das barras nas mesas das vigas T. Esses espaçamentos adotados seguem todas as exigências, contudo, deve-se também procurar dispor as armaduras de modo a garantir que elas não fiquem dispostas apenas nas regiões intermediárias entre nervuras. Deste modo, por se estar trabalhando com vigotas treliçadas e seu intereixo ser de 42,0 cm, deve-se adotar o espaçamento máximo entre barras da armadura negativa igual a 21,0 cm. Assim, poder-se-ia adotar os seguintes arranjos para as armaduras negativas: barras de 4,2 mm espaçadas a cada 10,5 cm no primeiro apoio; barras de 4,2 mm a cada 13 cm nos apoios 2-3, 3-4, 4-5 e 5-6; no último apoio, por sua vez, mesmo com barras de 8,0 mm de diâmetro, o espaçamento necessário entre barras já é menor do que 21,0 cm.

Novamente, aconselha-se que sejam aplicados os mesmos conceitos para a disposição das barras da armadura negativa. Na definição das armaduras sobre os apoios decidiu-se, em vários casos, adotar áreas de aço acima do necessário, isso ocorre porque é preferível que as barras de aço resistentes à flexão estejam nas mesas das vigas T, em sua região mais central, ou seja, não devem ser dispostas apenas na

região das abas.²³ Desse modo, para melhorar essa condição, optou-se por espaçamentos, entre barras, não maiores que a metade do entreixo entre nervuras.

5.3.2.1.3 Armadura mínima

A armadura mínima para o dimensionamento da laje com vigotas treliçadas segue os mesmos preceitos explicitados anteriormente. Basicamente, têm-se, agora, seções transversais maiores e, portanto, ter-se-á um valor mais elevado para a armadura mínima.

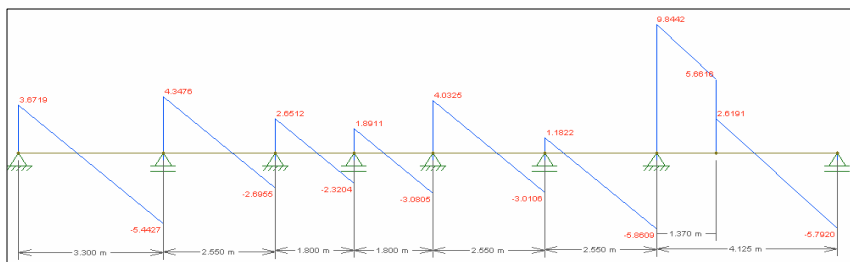
5.3.2.2 Estado limite último – cisalhamento

A armadura lateral da vigota treliçada pode ser considerada no cálculo da resistência da laje ao cisalhamento, entretanto, não há muitos estudos acerca deste assunto, sendo que há certas dúvidas sobre a consideração, nos cálculos, da contribuição da diagonal sinusóide na resistência ao cisalhamento, como por exemplo, se o banzo superior da treliça deve, necessariamente, estar ancorado na zona comprimida da laje.

O dimensionamento ao cisalhamento seguiu os mesmos preceitos elucidados no item 5.3.1.2 deste trabalho.

Apresenta-se, a seguir, o diagrama de esforços cortantes de cálculo.

Figura 55 - Diagrama de esforços cortantes



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

²³ Essa consideração provém do fato de a distribuição de tensões na mesa não ser uniforme ao longo de sua largura.

A seguir, tem-se a tabela com os resultados obtidos no dimensionamento da viga ao cisalhamento.

Tabela 24 - Resultados para o cisalhamento

	Apoio							
	1	2	3	4	5	6	7	8
V _{Sd,esq}	-	5,443	2,696	2,320	3,081	3,011	5,861	5,792
V _{Sd,dir}	3,672	4,348	2,651	1,891	4,033	1,182	9,844	-
V _{Rd1,esq}	-	6,162	5,952	5,952	5,895	6,162	5,685	8,075
V _{Rd1,dir}	6,162	5,952	5,952	5,895	6,162	5,685	8,075	-
V _{Rd2}	40,179	40,179	40,179	40,179	40,179	40,179	40,179	54,464
V _c	9,696	9,696	9,696	9,696	9,696	9,696	9,696	13,14
V _{sw}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

5.3.2.3 Estado limite último – ancoragem nos apoios

Novamente, a verificação da ancoragem das armaduras nos apoios deve seguir os mesmos preceitos já mostrados neste trabalho.

A seguir, apresenta-se a tabela com os resultados da verificação da ancoragem da armadura nos apoios.

Tabela 25 - Ancoragem nos apoios

	1	2	3	4	5	6	7	8
As,calc esquerda	-	0,133	0,105	0,105	0,098	0,177	0,084	0,23
As,calc direita	0,1767	0,105	0,105	0,0975	0,1325	0,07	0,173	-
As,ef esquerda	-	0,53	0,42	0,42	0,39	0,53	0,28	0,69
As,ef direita	0,53	0,42	0,42	0,39	0,53	0,28	0,69	-
Lb,nec esquerda	-	10,90	10,00	10,00	10,90	10,90	10,00	10,00
Lb,nec direita	10,90	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	-

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Pode-se aplicar, neste caso, a mesma interpretação adotada no dimensionamento das vigotas do tipo trilho. Conquanto, neste caso, tenham-se momentos fletores um pouco mais elevados nos apoios, como se pode ver no quadro acima, adotou-se o mesmo critério de se utilizar 10,0 cm como sendo o valor mínimo de comprimento de ancoragem. Em alguns dos apoios o comprimento de ancoragem necessário é de 10,9 cm.

5.3.2.4 Estado limite serviço – flecha

Nos quadros a seguir, pode-se visualizar os parâmetros calculados para a obtenção da flecha da viga.

Tabela 26 - Momentos máximos positivos em serviço

Md, serv [kN.m]	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
Frequente	1,410	0,288	0,266	0,070	0,814	0,000	3,401
Quase permanente	1,354	0,276	0,256	0,066	0,789	0,007	3,314

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Tabela 27 - Momentos máximos negativos em serviço

Momentos Máximos Negativos em Serviço						
Md, serv [kN.m]	Apoio					
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Frequente	-1,687	-0,472	-0,293	-0,939	-0,094	-3,872
Quase permanente	-1,620	-0,454	-0,280	-0,907	-0,075	-3,773

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Tabela 28 - Propriedade da seção no ELS

Tramo							
	1	2	3	4	5	6	7
X_{II}	2,582	2,542	2,543	2,543	2,582	2,441	2,768
I_{x,II0}	592,35	492,36	485,97	408,89	592,35	264,24	1251,5
(E)eq trecho	720,92	844,29	844,29	844,29	844,29	844,29	697,26

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Tabela 29 - Propriedade da seção no ELS

Apoio						
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
X_{II}	2,837	2,401	2,401	2,587	2,587	4,066
I_{x,II0}	494,10	352,88	352,88	411,70	411,70	896,50
(E)eq trecho	844,29	844,29	844,29	844,29	844,29	392,84

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

A seguir, tem-se a tabela com os resultados obtidos para as flechas máximas de cada tramo.

Tabela 30 - Deslocamentos máximos para os tramos da viga

(EI) _{eq} Tramo	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
Flecha imediata (mm)	744,84	844,29	844,29	844,29	844,29	467,20	644,92
Flecha diferida (mm)	1,691	-0,129	0,076	-0,062	0,573	-1,388	8,651
Flecha Admissível	13,200	10,200	7,200	7,200	10,200	10,200	16,500
Contraflecha	-	-	-	-	-	-	3,594

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Para este caso, não foi verificada a vibração no pavimento, oriunda da carga acidental, haja vista que, para o caso em que foi usada laje com vigotas do tipo trilho este critério foi atendido para todos os tramos (mesmo adotando-se rigidezes menores que as que se obteria com a carga). Assim, como as vigotas treliçadas apresentaram melhor desempenho que as do tipo trilho, dispensou-se esta verificação nesta seção.

5.3.2.5 Estado limite serviço – fissuração

5.3.2.5.1 Momentos positivos

Na tabela a seguir, são expressos os valores da tensão nas barras da armadura e o valor da abertura de fissura causados pelos momentos positivos. O momento de fissuração é de 1,270 kN.m. Para o tramo 7, laje com 17 cm de altura, o momento de fissuração é de 2,110kN.m.

Tabela 31 - Tensão na armadura e abertura de fissuras

	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
Tensão aço (MPa)	182,05	44,89	42,00	13,15	105,10	0,00	300,24
w (mm)	0,05	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,12

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

5.3.2.5.2 Momentos negativos

Na tabela a seguir, são expressos os valores da tensão nas barras da armadura e o valor da abertura de fissuras para os momentos negativos. O momento de fissuração é de 2,481 kN.m.²⁴

²⁴ No tramo 6-7 considerou-se para o cálculo da tensão na armadura e da abertura de fissuras, a seção transversal, cuja altura é de 13 cm.

Tabela 32 - Tensão na armadura e abertura de fissuras

Apoio						
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Tensão aço (MPa)	251,49	103,67	64,35	173,03	17,32	268,06
w (mm)	0,08	0,01	0,01	0,04	0,00	0,10

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Nos quadros acima, onde aparecem valores nulos, é devido ao fato de os valores terem sido tão pequenos ao ponto de serem arredondados para zero.

Por meio dos resultados apresentados nos quadros acima, verifica-se que os valores das aberturas de fissuras são inferiores aos limites expostos na tabela 13.3 da NBR 6118:2007. Também nesse caso, os valores das aberturas de fissura resultaram menores que para as lajes de vigotas do tipo trilho.

5.4 LAJES BIAPOIADAS

Nesta seção, o pavimento estudado será dimensionado considerando-se que todas as lajes que o compõem são simplesmente apoiadas e que não há continuidade entre as lajes. Essa hipótese, conquanto muito utilizada, considera que as lajes são isoladas umas das outras e que as ligações entre elas não transmitem esforços às lajes adjacentes.

Conquanto muito usual, essa hipótese de dimensionamento não deve ser aplicada, uma vez que desconsidera o comportamento conjunto das lajes e necessitaria de juntas entre estas, de modo a permitir que as lajes funcionem isoladamente umas das outras. Portanto, deve-se considerar os efeitos da continuidade das lajes e sua desconsideração conduz a resultados inadequados.

Ainda assim, será abordada essa hipótese de dimensionamento no intuito, apenas, de ilustrar como se dão suas etapas e, principalmente, comparar os resultados com aqueles obtidos no dimensionamento com continuidade entre as lajes.

Destaca-se, já de início, que além de ser um método inadequado de dimensionamento, as deformações para as lajes calculadas biapoiadas são, em geral, muito maiores que as deformações obtidas quando as lajes são dimensionadas com continuidade.

5.4.1 Vigota tipo trilho

Nesta seção as lajes do pavimento serão dimensionadas considerando-as com as mesmas características que aquelas apresentadas na seção 5.3.1 deste trabalho, inclusive os carregamentos aplicados.

Apresenta-se, a seguir, a tabela com os valores da largura colaborante para cada um dos 7 tramos estudados.

Tabela 33 - Largura Colaborante (b_f)

	Viga						
c=3,32cm	1	2	3	4	5	6	7
0,5.b2	13,68	13,68	13,68	13,68	13,68	13,68	13,68
0,10.a	33,0	25,5	18,0	18,0	25,5	25,5	41,3
bf	39,0	39,0	39,0	39,0	39,0	39,0	39,0

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

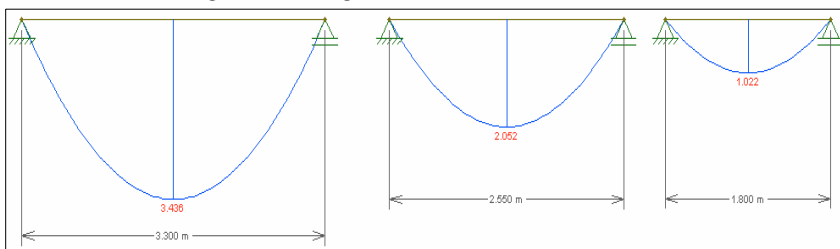
Cabe destacar que, neste caso, os valores de largura colaborante são maiores, ou iguais, aos valores obtidos no dimensionamento com continuidade entre apoios.

5.4.1.1 Estado limite último – flexão

A seguir, são apresentados os diagramas de momentos fletores para o pavimento. Supõe-se que as lajes são isostáticas e isoladas umas das outras – ausência de continuidade²⁵.

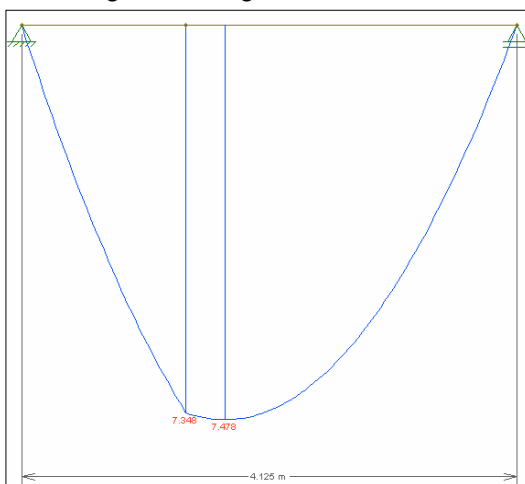
²⁵ Obeve-se os esforços internos, por meio da mesma hipótese, adotada anteriormente: discretizar a laje em várias vigas T paralelas e independentes, entre si.

Figura 56 - Diagrama de momentos fletores



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 57 - Diagrama de momentos fletores



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Tabela 34 – Resultados Flexão

	Viga						
	1	2	3	4	5	6	7
M_{sd}	3,436	2,052	1,022	1,022	2,052	2,052	7,478
x	0,660	0,391	0,193	0,193	0,391	0,391	1,489
x/d	0,059	0,035	0,017	0,017	0,035	0,035	0,133
A_{s,mim}	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387	0,387
A_{s,calc}	0,600	0,355	0,175	0,175	0,355	0,355	1,352
A_{s,ef}	0,67	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	1,41
Barras	2fi5+2fi4,2	2 fi 5,0	2 fi 5,0	2 fi 5,0	2 fi 5,0	2 fi 5,0	5 fi 6,0

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

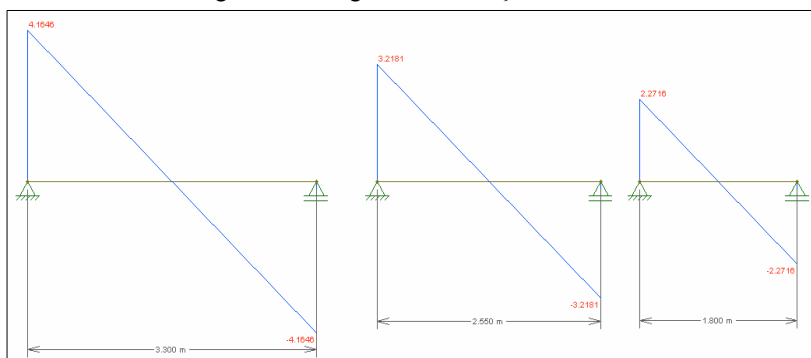
5.4.1.1.1 Armadura mínima

A armadura mínima pode ser vista, também, na tabela apresentada no item anterior. Ainda assim, segue os mesmos preceitos já apresentados neste trabalho.

5.4.1.2 Estado limite último – cisalhamento

A seguir, apresentam-se os diagramas de esforços cortantes para cada um dos sete tramos estudados anteriormente. Contudo, neste caso, suprimiu-se os tramos iguais – aqueles que têm mesmo vão – uma vez que os esforços internos serão os mesmos.

Figura 58 - Diagrama de esforços cortantes



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Tabela 35 – Resultados do cisalhamento

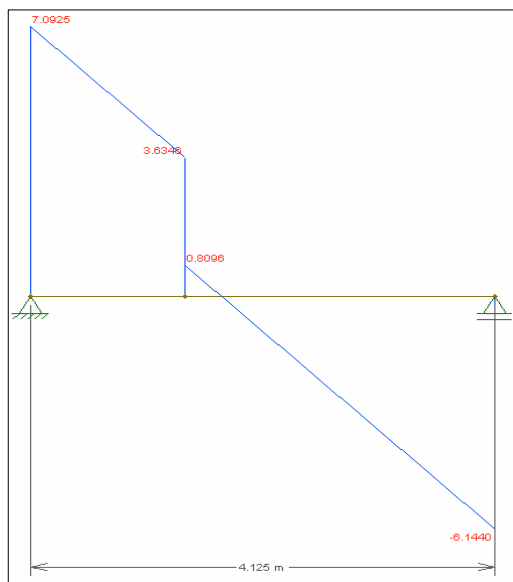
	Apoio							
	1	2	3	4	5	6	7	8
$V_{Sd,esq}$		4,164	3,218	2,272	2,272	3,218	3,218	6,144
$V_{Sd,dir}$	4,165	3,218	2,272	2,272	3,218	3,218	7,093	
$V_{Rd1,esq}$		4,497	3,963	3,963	3,753	3,963	3,268	4,879
$V_{Rd1,dir}$	4,497	3,963	3,963	3,753	3,963	3,963	5,365	

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

No dimensionamento aos esforços cortantes pode-se verificar que não houve dispensa de armadura transversal apenas na viga que corresponde ao sétimo tramo. Caso a solução adotada seja com a criação de região maciça de concreto, esta deverá ter cerca de 62 cm a partir da face do apoio esquerdo e no apoio da direita, a região maciça deverá ter

43 cm a partir da face do apoio. Pode-se ver que, no que atina ao cisalhamento, o dimensionamento da laje com continuidade de apoios mostrou-se menos interessante devido ao fato de serem necessários trechos maciços maiores.

Figura 59 - Diagrama de esforços cortantes



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

5.4.1.3 Estado limite serviço – flecha

Tabela 36 – Momentos em serviço

$M_{d, serv}$ [kN.m]	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
Frequente	1,977	1,8	0,588	0,588	1,18	1,18	4,625
Quase permanente	1,897	1,133	0,564	0,564	1,133	1,133	5,507

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Tabela 37 – Propriedades da seção no ELS e deslocamentos máximos

	Tramo						
	1	2	3	4	5	6	7
XII (cm)	2,691	2,578	2,578	2,578	2,578	2,578	2,975
I_{x,II0} (cm⁴)	686,404	481,526	481,526	481,526	481,526	481,526	1194,22
(EI)_{eq trecho} (kNm²)	228,484	450,057	663,438	663,438	450,057	450,057	287,905
Flecha imediata (mm)	9,418	1,705	0,287	0,287	1,705	1,705	26,990
Flecha diferida (mm)	21,87	3,96	0,67	0,67	3,96	3,96	62,69
Flecha Admissível (mm)	13,20	10,20	7,20	7,20	10,20	10,20	16,50
Contraflecha (mm)	8,67	-	-	-	-	-	46,19

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

A tabela acima, com os resultados da verificação da deformação das lajes, mostra que para o primeiro tramo é necessária a adoção de uma contraflecha de aproximadamente 8,7 mm. Já para o tramo 7 (ou viga 7) é necessário o emprego de uma contraflecha de 46,2 mm, o que, neste caso, não é aceitável, uma vez que excedeu o limite $L/350$ que é de apenas 11,8 mm.

6 ALTERNATIVAS PARA O AUMENTO DA CAPACIDADE PORTANTE: ARMADURA DUPLA E REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS

Uma das medidas para se fazer com que o pavimento resista melhor aos momentos fletores negativos – nos apoios, é o dimensionamento da seção, naquela região, com armadura dupla. Pelo que já fora exposto, ao submeterem-se a momentos negativos, estas lajes apresentam baixo desempenho estrutural (menor capacidade portante). Isso ocorre devido à pequena quantidade de concreto existente na região das nervuras, assim, o emprego de armadura dupla auxilia na resistência à compressão.

Deste modo, uma das alternativas para se utilizar armadura de compressão é emendar as barras das armaduras das vigotas que chegam de cada lado do apoio, cabe destacar que as vigotas de cada um dos lados dos apoios devem chegar alinhadas. Essa alternativa pode não ser tão interessante devido ao fato de, em certos casos, congestionar o apoio com armaduras e pela relativa dificuldade de sua execução (o que pode ser investigado com tentativas práticas de disposição dessa emendas). Além da emenda das barras, que pode ser feita por solda, ou por simples transpasse, a outra alternativa para o emprego de armadura de compressão é a disposição sobre a capa de concreto das vigotas treliçadas, de uma armadura complementar de compressão. Poder-se-ia, também, mesclar as duas hipóteses apresentadas anteriormente.

Uma possibilidade interessante para a implementação de emendas ou transpasses entre as armaduras positivas das vigotas de concreto – no funcionamento à compressão – é a execução daqueles ao lado do apoio, ao invés de ser sobre este, assim, não se estaria congestionando os apoios – viga de concreto ou viga-canaleta – com barras de aço devidas ao transpasse. Para tanto, é necessário que uma das vigotas tenha esperas maiores, cujo tamanho seja igual à largura do apoio, acrescida do comprimento necessário para o transpasse ou emenda, fazendo-se a ligação com as armaduras da outra vigota nesta região. Essa condição exige que se faça um escoramento mais reforçado, tendo que se avaliar, com cuidado, as condições de carregamento que ocorrem durante a fase de execução da laje. Na região de transpasse/emenda das vigotas treliçadas, deve-se suprimir os elementos de enchimento e dispor-se uma forma, na parte inferior, que sustentará o concreto em seu estado fresco.

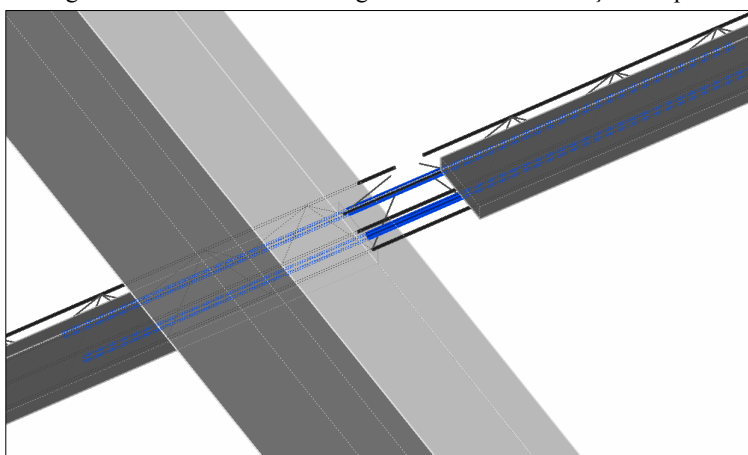
Ao aplicar-se o método acima, com a criação de uma região maciça, já se está melhorando a resistência da laje aos esforços

cortantes, justamente onde estes são mais intensos e costumam causar restrições no dimensionamento. Assim, tem-se mais um benefício de se estudar e aplicar esta proposta de dimensionamento com emendas de treliças nas laterais dos apoios.

Uma abordagem mais completa acerca de emendas de vigotas treliçadas pode ser vista na obra “Emenda em vigotas treliçadas de lajes pré-moldadas de concreto armado” de autoria de PEREIRA et al., 2003.

Na figura a seguir, procura-se mostrar a opção em que a emenda entre treliças ocorreria a partir da face do apoio.

Figura 60 - Vista inferior de região de emenda de treliças no apoio



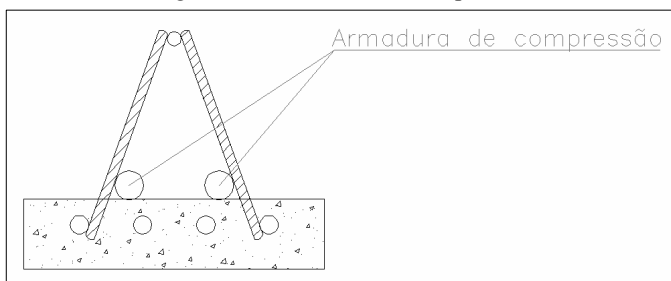
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Neste estudo, adotou-se a alternativa em que a armadura de compressão é disposta sobre a capa de concreto das vigotas treliçadas (da mesma maneira como foi citado para a armadura complementar positiva adicionada na obra)²⁶.

A figura a seguir, mostra uma seção transversal de vigota treliçada contendo armadura complementar de compressão.

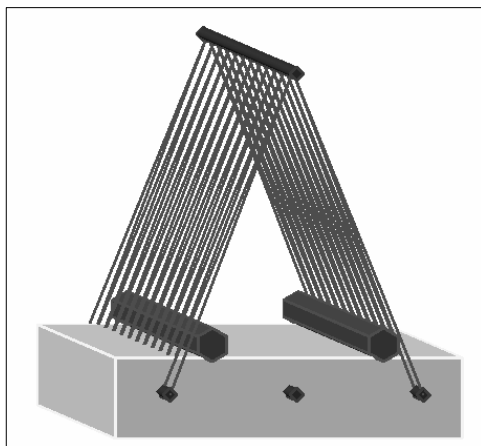
²⁶ Cabe destacar que esse método de dimensionamento não é válido para as vigotas do tipo trilho, devido à impossibilidade de adicionar essa armadura na obra.

Figura 61 - Armadura de compressão



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 62 - Armadura de compressão - visualização em 3D

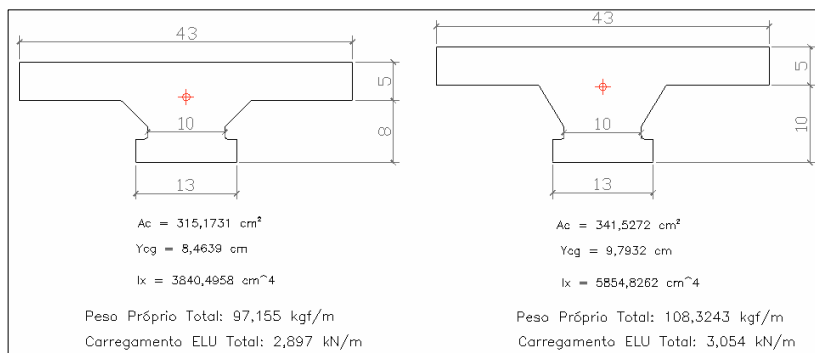


Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Não foram encontrados estudos semelhantes acerca deste assunto, então, o que se pretende, é mostrar essa possibilidade para o dimensionamento de lajes de vigotas pré-fabricadas. Efetuar-se-á um estudo, simplificado, que consiste no dimensionamento de lajes de vigotas treliçadas – calculadas como vigas –. Serão propostos alguns casos, onde variar-se-ão os vãos e a geometria da seção transversal. Os carregamentos e propriedades geométricas das seções foram obtidos diretamente do AutoCAD (da mesma maneira como explicado nos capítulos anteriores). Aplicou-se, neste estudo, também, sobre as vigas T estudadas uma carga acidental de $1,5 \text{ kN/m}^2$. Ilustram-se, a seguir, as seções transversais e suas propriedades geométricas, assim como, o

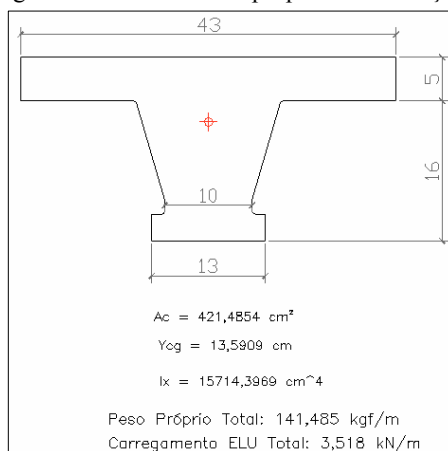
carregamento de peso próprio da laje (concreto + tabelas) e o carregamento de cálculo aplicado sobre a laje.

Figura 63 – Dimensões e propriedade das seções



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 64 – Dimensões e propriedade da seção



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Neste estudo de caso, alterou-se a seção transversal das vigotas: a largura da capa será de 13,0 cm e, considerar-se-á que os elementos de enchimento se apoiam 1,5 cm, de cada lado, da vigota, resultando, assim, em uma largura efetiva de 10,0 cm para as nervuras. Essa

consideração será feita para dar maior capacidade de resistência à laje, no intuito de se dispensar a armadura de cisalhamento²⁷.

Para este estudo, procurou-se aumentar, significativamente, os vãos das lajes, a fim de que se tenha condições mais críticas para o dimensionamento, uma vez que o objetivo deste capítulo é apresentar essa nova alternativa para dimensionamento não se preocupando muito com o detalhamento e outras verificações para a laje.

Devido ao fato de terem pequenas alturas e a armadura de compressão estar localizada sobre a capa da vigota treliçada, ou seja, pelo menos 3 cm da face comprimida da vigota – submetida a momentos negativos – tem-se que as tensões na armadura de compressão serão, em geral, baixas, não se aproveitando, assim, toda sua capacidade de resistência. Uma limitação imposta pela geometria da vigota treliçada são os arranjos de armadura complementar possíveis de se adicionar, visto que se deve manter um espaçamento mínimo entre as barras – para passagem do concreto, durante a execução – assim, utilizar-se-á, neste estudo, diâmetro máximo de 12,5 mm.

Uma das dificuldades que surgem no dimensionamento com armadura dupla é devido ao fato de que, para manter o valor de

$\frac{x}{d} \leq 0,5$, é necessário que $A_s, ef - A's < A's, ef - A's$. Logo, dependendo da armadura negativa adotada, tem-se que aumentar a área de aço complementar de compressão, porém, não se teria muitas possibilidades para se fazer isso, haja vista que, como já fora explicado, a geometria da seção transversal prejudica essa atitude²⁸. Como os momentos negativos, para os casos estudados, resultaram bastante elevados, teve-se que adotar armaduras de grande diâmetro, assim, ocorrem casos em que se têm que aumentar, de tal forma, a área de aço

²⁷ Nos dimensionamentos efetuados no capítulo 5, considerou-se que a capa das vigotas treliçadas possuía 12 cm de largura e que as tabelas cerâmicas apoiavam-se 2,0 cm de cada lado. Essa consideração foi feita no intuito de considerar-se um caso mais crítico para o dimensionamento. As dimensões adotadas, para vigotas e tabelas, nos dimensionamentos dos capítulos 5 e 6 são baseadas em valores prescritos nas normas e em dimensões de peças encontradas no mercado.

²⁸ Optou-se, neste estudo, por se usar, no máximo, duas barras de armadura complementar para diâmetros maiores do que 10 mm. E, para diâmetros menores, até 3 barras.

da armadura de compressão, que sua disposição na vigota torna-se inviável.²⁹

Cabe destacar, ainda, que se devem realizar ensaios acerca do comportamento das lajes com armadura dupla nos apoios para avaliar seu desempenho e verificar quais devam ser as restrições para a disposição das barras sobre a capa de concreto das vigotas.

Outra alternativa, e não menos interessante, é o emprego de redistribuição de esforços. Com este recurso, pode-se reduzir o momento negativo que atua nos apoios, assim, melhora-se o desempenho da viga T e, por outro lado, também reduz o esforço cortante nos apoios em que é feita a redistribuição de esforços.

Conforme ensina Magalhães (2001, p. 21), a análise linear seguida por uma limitada redistribuição de momentos fletores passou, ao longo dos anos, a ser introduzida em projetos, por apresentar vários benefícios, tais como: transferência de esforços solicitantes para as áreas com tensões mais baixas; menor taxa de armadura localizada nas áreas de momentos fletores negativos, portanto, tensões reduzidas na região comprimida da seção; redução do congestionamento de barras de aço sobre os apoios de lajes contínuas e assim, melhorando as condições de concretagem nestas áreas críticas e, por fim, a maior liberdade no detalhamento da armadura.

Para o autor mencionado, alguns projetistas consideram a redistribuição plástica como função do momento resistente da seção submetida ao momento fletor negativo, impondo no dimensionamento um valor limite para a linha neutra (MAGALHÃES, 2001, p. 21).

Na análise linear com redistribuição de esforços, os efeitos das ações são redistribuídos na estrutura para as condições de carregamento do ELU, devendo-se satisfazer as condições de equilíbrio e ductilidade. Deve-se considerar os efeitos da redistribuição em todos os aspectos do projeto estrutural. As verificações pertinentes ao ELS podem ser verificadas considerando-se a análise linear sem redistribuição de esforços.

Poder-se-ia, ainda, aplicar a redistribuição de esforços e, utilizar-se as solicitações obtidas com a redistribuição para se fazer o dimensionamento das lajes com armadura dupla. Entretanto, esse caso não será avaliado neste trabalho.

²⁹ Preferiu-se aumentar um pouco o diâmetro das barras de aço da armadura negativa para que se tivesse espaçamentos maiores entre as barras, não prejudicando, posteriormente, a etapa de concretagem das vigas/vigas canaleta.

6.1.1 Vigota treliçada

Neste estudo de caso, adotou-se, apenas, as vigotas treliçadas, visto que as vigotas de concreto armado não têm a possibilidade de larguras de cálculo maiores. Além disso, não permitem a adição de armadura complementar de compressão, portanto, a única alternativa seria utilizar as armaduras positivas das vigotas, com emendas ou transpasses nos apoios – ou próximo a estes.

A seguir, tem-se a tabela com os casos analisados neste capítulo.

Tabela 38 - Casos estudados, solicitações e resistências

Altura	Vão	Carga	Msd+	Msd-	Vsd	Mrd	Vrd2
cm	m	kN/m/nerv	kN.m	kN.m	kN	kN.m	kN
13	5,0	2,90	5,09	9,05	9,05	7,17	8,31
15	6,0	3,05	7,73	13,74	11,45	9,78	9,79
21	8,0	3,52	15,83	28,14	17,59	19,68	13,34
21	9,0	3,52	20,04	35,62	19,79	19,68	14,15

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

6.1.1.1 Estado limite último – flexão

Os dimensionamentos foram efetuados por meio de planilha de cálculo, desenvolvida para este estudo. Primeiramente, fez-se o dimensionamento com armadura dupla. A seguir, são apresentados os resultados obtidos para o dimensionamento ao estado limite último. Adotou-se, para todos os casos, largura colaborante de 43,0 cm. Esta foi obtida por meio dos mesmos critérios apresentados no capítulo 5.

Tabela 39 – Resultados do dimensionamento com armadura dupla

Altura	Vão	As+	As+ef	Arranjo	A's	A's,ef	Arranjo	As-	As-ef	Arranjo	Mrd
cm	m	cm ²	cm ²		cm ²	cm ²		cm ²	cm ²		kN.m
13	5,0	0,896	0,980	5 fi 5	0,881	1,010	2 fi 8	2,419	2,503	fi 10 c 13,5	9,322
15	6,0	1,164	1,240	2fi5+3fi6	1,230	1,570	2 fi 10	3,089	3,216	fi10 c 10,5	14,402
21	8,0	1,720	1,641	3fi7+2fi6	1,267	1,570	2 fi 10	4,216	4,223	fi12,5c12,5	28,63
21	9,0	2,100	2,080	2fi6+3fi8	2,404	2,450	2fi12,5	5,354	5,397	fi12,5c9,8	35,908

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Como já fora mencionado, procurou-se avaliar vãos de dimensões bastante elevadas – com alturas de laje relativamente pequenas –, alguns desses vãos, são, inclusive, maiores do que o habitual para essas lajes e, para tornar sua execução viável, ter-se-ia que lançar mão da emenda de vigotas treliçadas.

Outros casos seriam estudados, porém, devido às limitações de arranjos para as armaduras, esses casos não passaram no dimensionamento, entretanto, não significa que não possam ser dimensionados com essa metodologia, basta rever alguns parâmetros adotados.

Por se tratar de um estudo para apresentar a possibilidade de dimensionamento com armadura dupla, não será apresentada a verificação da armadura mínima, esta, por sua vez, deve ser avaliada do mesmo modo como fora efetuado no capítulo anterior.

A última coluna da tabela apresenta o momento resistente de cálculo, este deve ser maior que o momento solicitante e, pode assim ser, devido ao auxílio da armadura de compressão.

No dimensionamento com redistribuição de esforços foi adotado um fator δ , redutor do momento solicitante no apoio, para cada caso. Esse fator foi escolhido de modo a tornar o momento solicitante de cálculo igual ao momento resistente de cálculo. Adotou-se redução máxima de 50% no valor do momento solicitante, sendo que foi verificado o valor de x/d para cada seção estudada. Essa atitude, de igualar o momento solicitante ao momento resistente, visa dispensar a necessidade de incrementos nas nervuras para que resistam à compressão.

No quadro abaixo, apresentam-se os momentos e o esforço cortante (para o apoio intermediário) solicitantes obtidos após a redistribuição dos esforços.

Tabela 40 - Casos estudados e solicitações após redistribuição de esforços

Altura	Vão	δ	x/d	M_{sd+}	M_{sd-}	V_{sd}	V_{rd2}
cm	m			kN.m	kN.m	kN	kN
13	5,0	0,793	0,082	5,821	7,175	8,678	8,787
15	6,0	0,712	0,090	9,288	9,78	10,79	10,11
21	8,0	0,699	0,086	19,165	19,68	16,53	14,125
21	9,0	0,552	0,110	26,46	19,68	18,02	15,41

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Tabela 41 - Dimensionamento com redistribuição dos esforços

Altura	Vão	As+	As+ef	Arranjo	As-	As-ef	Arranjo
cm	m	cm ²	cm ²		cm ²	cm ²	
13	5,0	1,034	1,24	2fi5+3fi6	1,85	1,87	fi 10 c 18
15	6,0	1,409	1,41	5 fi 6	2,13	2,18	fi 10 c15,5
21	8,0	2,008	2,08	2fi6+3fi8	2,95	3,01	fi12,5c17,5
21	9,0	2,822			2,95	3,01	fi12,5c17,6

Fonte: Elaboração do autor, 2013.

No dimensionamento com redistribuição de esforços, obteve-se a vantagem de reduzir os esforços cortantes junto aos apoios centrais. E, considerando-se que os resultados obtidos, até agora, com este estudo, mostraram que a maior dificuldade no dimensionamento das lajes tem se dado no cisalhamento, essa é uma grande vantagem obtida com esse método. Além disso, devido ao fato de, na redistribuição de esforços, os momentos positivos serem aumentados, tem-se que o aumento na área de aço efetiva para momentos positivos também elevou a resistência da laje sem armadura transversal, gerando, assim, menores restrições quanto ao dimensionamento aos esforços cortantes. A criação de regiões maciças, próximo aos apoios, resolveria o problema dos esforços cortantes, melhorando, também, a deformação transversal da laje – devido ao aumento na rigidez desta – e dando à viga de apoio uma região maciça que pode funcionar como mesa de compressão, possibilitando, assim, melhoras em seu desempenho e no próprio dimensionamento.

Outra vantagem obtida no dimensionamento com redistribuição de esforços foi relativa à redução na área de aço na região dos momentos negativos, o que facilita a concretagem da viga/viga canaleta de apoio. Em contrapartida, tem-se com a redistribuição, um aumento na área de aço necessária para resistência aos momentos positivos. Deve-se, portanto, avaliar cada caso para ver qual deles pode ser mais vantajoso.

No dimensionamento com redistribuição de esforços, o quarto caso – altura de 21 cm e vão de 9,0 m – apresentou área de aço elevada, o que exigiria um arranjo com mais barras, porém, devido à geometria da vigota em estudo, o alojamento das barras não seria possível, visto que se respeitou um espaçamento longitudinal mínimo entre as barras de 1,5 cm ($1,2\phi_{agregado}$).

6.1.1.2 Estado limite último – cisalhamento

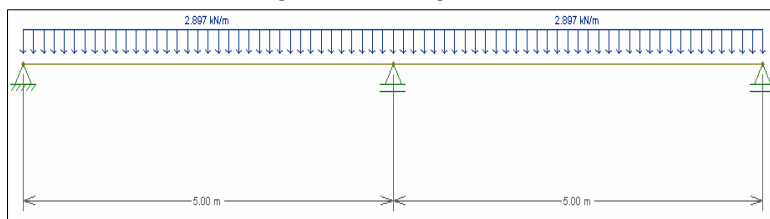
Para os casos estudados, o grande problema acabou sendo o cisalhamento, este atingiu valores bastante elevados e, a largura de cálculo da nervura – 10 cm – ainda não foi suficiente para permitir a dispensa de armadura transversal. Uma das alternativas para esse problema seria aumentar o f_{ck} do concreto. Outra alternativa é mensurar a contribuição da diagonal sinusóide das treliças na resistência ao cisalhamento, desta maneira, ter-se-ia uma maior resistência de cálculo ao cisalhamento.

6.1.1.3 Diagramas de carregamentos e esforços internos

A seguir, são apresentados os diagramas de carregamentos e esforços internos para cada um dos 4 casos estudados neste capítulo.

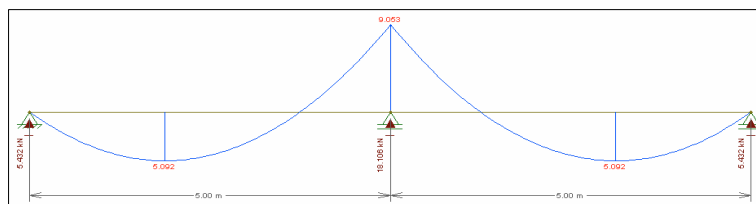
- Primeiro caso ($h = 13$ cm e $L = 5$ m)

Figura 65 – Carregamentos



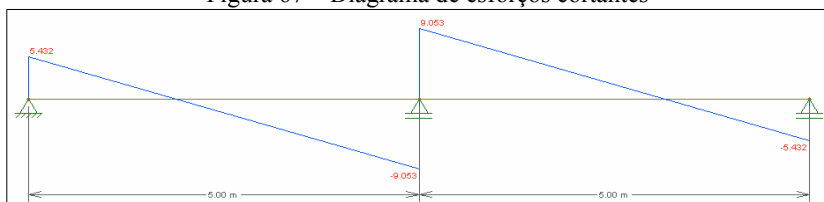
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 66 – Diagrama de momentos fletores reações de apoio



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

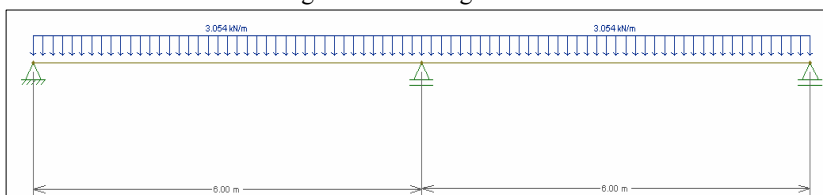
Figura 67 – Diagrama de esforços cortantes



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

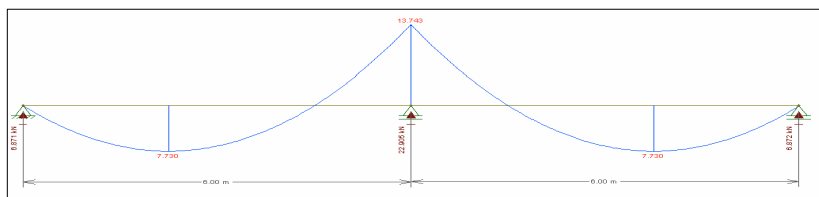
- Segundo caso ($h = 15$ cm e $L = 6$ m)

Figura 68 – Carregamentos



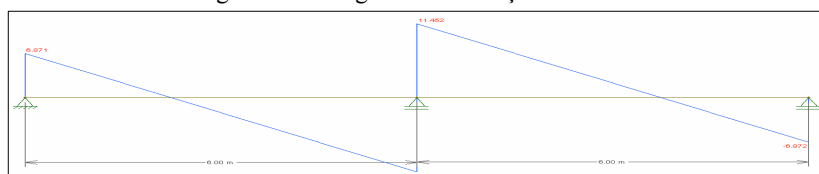
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 69 – Diagrama de momentos fletores reações de apoio



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

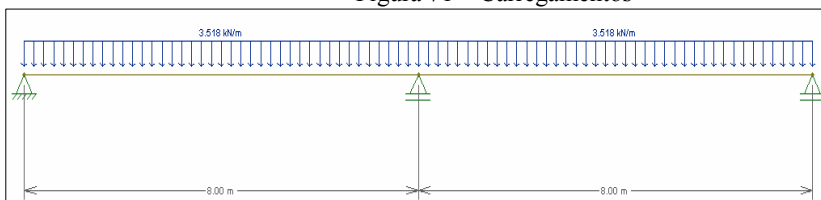
Figura 70 – Diagrama de esforços cortantes



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

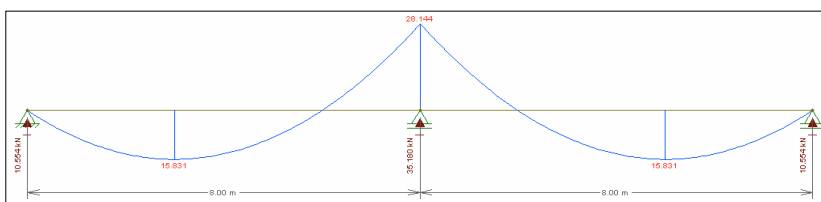
- Terceiro caso ($h = 21$ cm e $L = 8$ m)

Figura 71 – Carregamentos



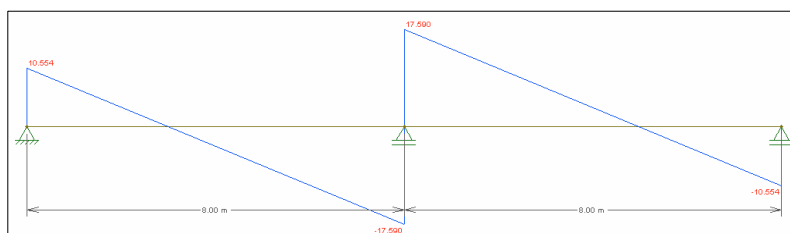
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 72 – Diagrama de momentos fletores reações de apoio



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

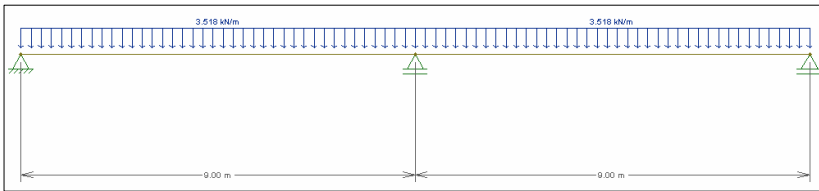
Figura 73 – Diagrama de esforços cortantes



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

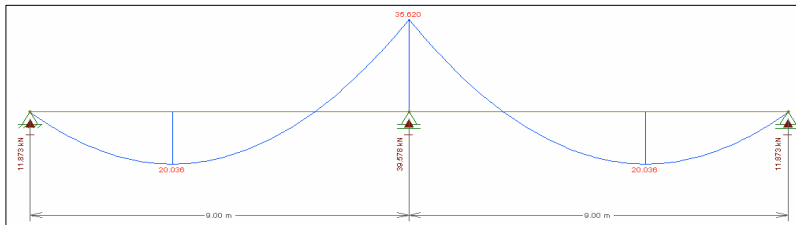
- Quarto caso ($h = 21$ cm e $L = 9$ m)

Figura 74 – Carregamentos



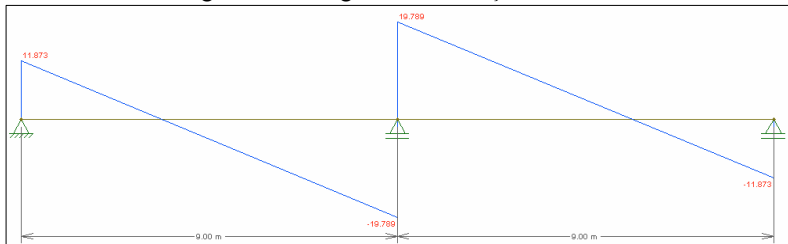
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 75 – Diagrama de momentos fletores reações de apoio



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 76 – Diagrama de esforços cortantes



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

CONCLUSÃO

O dimensionamento de lajes nervuradas de vigotas pré-moldadas assemelha-se muito ao dimensionamento de vigas de seção T. Entretanto, é importante destacar que essa simplificação (considerar a laje sendo composta por elementos independentes) conduz a resultados mais desfavoráveis, uma vez que o comportamento de placa da capa de concreto acaba sendo desprezado. Esse comportamento gera solicitações ligeiramente menores do que os obtidos pela simplificação adotada.

A adoção de regiões maciças ao longo dos apoios centrais é uma das alternativas para permitir que a laje resista os momentos negativos nesta região, porém, percebe-se que em alguns casos o momento negativo pode ser demasiadamente alto, o que exigirá uma região maciça muito grande, tornando, assim, parte da laje nervurada em uma laje maciça.

Diante desse importante fator, deve-se estudar outras alternativas para que, em um projeto, tenha-se um cartel maior de opções para solucionar da melhor forma problemas desse tipo. Sendo assim, uma grande alternativa que surge é a consideração da plastificação da seção no apoio, pois reduz a solicitação à compressão das nervuras. Propõe-se como alternativa à resistência da seção do apoio aos momentos negativos o uso de armadura de compressão nesta região, dando à nervura maior capacidade de resistir aos esforços de compressão oriundos da flexão. Entretanto, para efetivar essa medida ter-se-ia que soldar, no apoio central, as armaduras das vigotas que compõem uma mesma nervura, este processo pode ser trabalhoso e, em certas ocasiões, custar caro. A outra alternativa para o emprego da armadura dupla nos apoios e a disposição de armaduras complementares sobre a capa das vigotas treliçadas, entretanto, a desvantagem deste procedimento é o menor braço de alavanca que é obtido.

Durante a realização do presente trabalho monográfico, pode-se perceber a amplitude do estudo abordado. A partir dos resultados obtidos, percebe-se que muitos institutos do tema apresentado ainda podem ser explorados, tais como:

- O uso da analogia de grelha;
- O uso de elementos finitos;
- A avaliação da flambagem da armadura de compressão auxiliar;
- A avaliação da flambagem da armadura do banzo superior da treliça no momento da concretagem;
- A avaliação teórica e/ou experimental do cisalhamento entre concreto pré-moldado e concreto moldado *in loco*;

- A avaliação da distância entre barras longitudinais para definir o espaçamento mínimo entre elas (na vigota);
- O cálculo da armadura de costura;
- A avaliação de qual a plastificação máxima que se poderia aplicar no cálculo da laje por meio de ensaios de verificação em laboratório;
- A aplicação destes estudos às vigotas protendidas;
- O estudo acerca da maneira como se dá a transmissão dos esforços da laje para os apoios, sejam eles vigas ou paredes de alvenaria estrutural, avaliando-se a influência do efeito de placa e da fissuração;
- O cálculo da resistência ao cisalhamento da diagonal sinusóide das vigotas treliçadas e a avaliação de sua contribuição na resistência das lajes para diversos tipos de carregamentos e geometrias.
- O estudo das possibilidades de emenda das vigotas treliçadas, uma vez que se pode, assim, vencer vãos maiores e, além disso, pode-se produzir e transportar vigotas menores e emendá-las na própria obra.
- A avaliação da resistência das nervuras aos momentos negativos que surgem, durante a fase de execução da obra, oriundos de escoramentos e contra flechas;
- O estudo de alternativas de emendas de treliças (funcionando à compressão), que foram comentadas neste estudo, e, principalmente, avaliar a viabilidade da execução dessas alternativas.
- Avaliar os efeitos que a alternância de cargas em pavimentos de supermercados e pavimentos destinados à garagens pode causar no dimensionamento de lajes com nervuras pré-fabricadas, principalmente no que tange à envoltória de momentos fletores.

REFERÊNCIAS

APRENDA A CONSTRUIR E REFORMAR. Disponível em: <http://aprendaaconstruirereformar.blogspot.com.br/2010_11_01_archive.html>. Acesso em: 02 nov. 2013.

ARAGÃO, Hélio Guimarães. **Análise estrutural de lajes pré-moldadas produzidas com concreto reciclado de construção e demolição**. 2007. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DE LAJES. **Programa setorial da qualidade das lajes pré-fabricadas**. São Paulo, 2012. Relatório setorial – nº 008/12 de junho de 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR-8681**: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-1**: Laje pré-fabricada - Requisitos - Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. São Paulo, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9026**: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Rio de Janeiro, 2006.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Lajes de concreto**. Universidade Estadual Paulista – UNESP – Bauru/SP. Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil. Disciplina 2117 – Estruturas de Concreto I – Notas de aula. Novembro de 2013. Disponível em: www.feb.unesp.br/pbastos. Acesso em: 13 de outubro de 2013.

BOCCHI JÚNIOR, Carlos Fernando e GIONGO, José Samuel. **Concreto armado:** projeto e construção de lajes nervuradas. 2007. 53 f. Disponível em: <http://www.gdace.uem.br/romel/MDidatico/EstruturasConcretoII/Giongo_Lajes%20Nervuradas-2007.pdf>. Acesso em: 26 out. 2013.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR6118:2007.** São Carlos: EdUFSCAR, 2007. v. 1.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.** São Paulo: Pini, 2009. v. 2.

CERÂMICA KASPARY. Disponível em: <http://www.ceramicakaspary.com.br/portal/laje_trelicada.php>. Acesso em: 05 nov. 2013.

CERÂMICA TUPY. Disponível em: <<http://www.ceramicatupy.com.br/index.php?pg=paginasSub&id=1>>. Acesso em: 01 nov. 2013.

CLARO, Anderson. **Lajes:** definições, aplicações e técnicas construtivas. 2008. Departamento de arquitetura e urbanismo da Universidade Federal de Santa Catarina. ARQ-5661 – Tecnologia da edificação I. Disponível em: <http://www.arq.ufsc.br/arq5661/trabalhos_2008-1/lajes/lajes.pdf>. Acesso em: 15 nov. 2013.

CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO. 46., BUCHAIM, Roberto; PATRÃO, Fernando Jorge. **Lajes pré-fabricadas:** otimização do comportamento estrutural. Instituto Brasileiro do Concreto.

CONSTRUPOR. Disponível em: <<http://www.construpor.com.br/index.php?p=item4-1>>. Acesso em: 02 nov. 2013.

DI PIETRO, J.E. (1993). **Projeto, execução e produção de lajes com vigotas pré-moldadas de concreto;** Florianópolis. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina.

DROPPA, Júnior A. **Análise Estrutural de Lajes Formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada.** 1999.

São Carlos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-EXECUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO. 1., 2005, São Carlos.

CARVALHO, Roberto Chust; PARSEKIAN, Guilherme Aris; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de; MACIEL, Andrey Monteiro. **Estado da arte do cálculo das lajes pré-fabricadas com vigotes de concreto.**

ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1. 2005, São Carlos. **Estudo de pavimentos de lajes formados por vigotas pré-moldadas:** influência de nervuras transversais. São Paulo: UFSCar, 2005. MEDRANO, M. L. O.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.; CARVALHO, R. C.

FLÓRIO, Márcio Cardozo. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas pré-moldadas em concreto armado.** 2004. 240 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal de São Carlos. São Carlos/SP, 2004. Disponível em: <http://www.btdt.ufscar.br/htdocs/tedeSimplificado//tde_busca/arquivo.php?codArquivo=135>. Acesso em: 23 out. 2013.

F-Tool – **Two-dimensional Frame Analysis Tool.** Versão Educacional 2.11. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, 2013. (www.tecgarf.puc-rio.br/ftoll).

JORNADA SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL. 29., 2000, Punta Del Este. **Escolha da altura de lajes com nervuras pré-moldadas para pavimentos de edificações considerando as verificações do estado limite último e de deformação excessiva.** Uruguai, 2000. CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de; FURLAN JÚNIOR, Sydney; MESQUITA, Vitor Vanderlei. Disponível em: <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/LajeNerv-S8T177.pdf>>. Acesso em: 19 out. 2013.

JORNADA SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL. 29., 2000, Punta Del Este. **Lajes pré-moldadas de concreto: a consideração da plastificação nos valores dos momentos negativos em elementos hiperestáticos e seus efeitos no dimensionamento do**

pavimento. Uruguai, 2000. FURLAN JÚNIOR, Sydney; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues de F.; CARVALHO, Roberto Chust; MERLIN; Andrei.

LIBÂNIO, M. Pinheiro; RAZENTE, Julio A. **Estruturas de concreto: capítulo 17**. 2003. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/17%20Lajes%20nervuradas.pdf>>. Acesso em: 23 out. 2013.

LORIGGIO, Daniel Domingues. **Estruturas de concreto armado I**. Florianópolis, SC, 2011. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

LORIGGIO, Daniel Domingues. **Estruturas de concreto armado III**. Florianópolis, SC, 2013. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

MAGALHÃES, Fábio Lopes. **Estudo dos momentos fletores negativos nos apoios de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo nervuras com armação treliçada**. 2001. 172 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)-Universidade de São Carlos, São Paulo, 2001.

MARCELINO, Narbal Ataliba. **Estruturas de concreto armado III**. Florianópolis, SC, 2013. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

MEDRANO, M. L. de O.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. de; M. C. Bueno. **Influência de nervuras transversais em lajes formadas por vigotas pré-moldadas**. Anais/2006. VI simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto.

MERLIN, Andrei José. **Momentos fletores negativos nos apoios de lajes formadas por vigotas de concreto protendido**. 2002. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)-Universidade de São Carlos, São Paulo, 2002.

NAPPI, Sérgio Castello Branco. **Análise comparativa entre lajes maciças, com vigotes pré-moldados e nervuradas** [Dissertação]. Florianópolis (SC): Universidade Federal de Santa Catarina, Dissertação em Engenharia; 1993.

PIETRO, João Eduardo Di. **Projeto, execução e produção de lajes com vigotes pré-moldados de concreto**. 1993. 99 f. Dissertação (Dissertação em Engenharia)- Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

SILVA, Marcos Alberto Ferreira da. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005. Disponível em:
<http://www.bddd.ufscar.br/htdocs/tedeSimplificado//tde_busca/arquivo.php?codArquivo=793>. Acesso em: 25 out. 2013.

STRAMANDINOLI, J.S.B.; LORRIGIO, Daniel Domingues. **Lajes nervuradas**: Cálculo dos esforços e deslocamentos usando o processo de analogia de grelha. Anais. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, 2003.

Vários Autores. **Comentários técnicos e exemplos de aplicação da NB-1 NBR 6118:2003 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento** – São Paulo: IBRACON, 2006.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA

ARCELORMITTAL. **Treliças nervuradas Belgo**. Disponível em: <www.arcerlormittal.com/br>. Acesso em: 23 out. 2013.

CARVALHO, Roberto Chust. **Análise não-linear de pavimentos de edifícios de concreto através da analogia de grelha**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1994.

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto pré-moldado: fundamentos e Aplicações**. 2000. 444 f. São Carlos. Projeto REENGE. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2000.

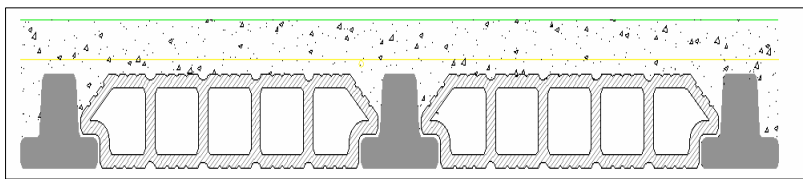
GERDAU. **Aço para construção civil**. Disponível em: <www.gerdau.com.br>. Acesso em: 23 out. 2013.

SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **Emendas em vigotas treliçadas de lajes pré-moldadas de concreto armado**. São Paulo: USP, 2003.

APÊNDICE

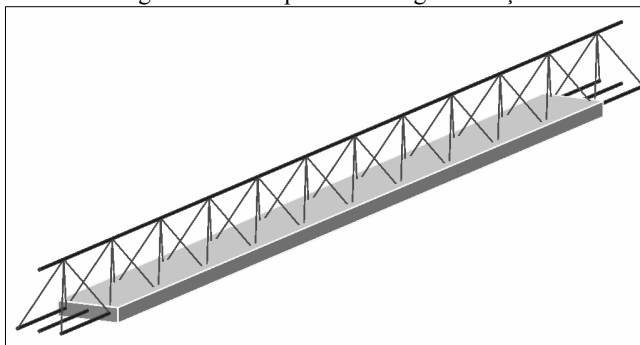
As figuras apresentadas na sequência foram elaboradas no intuito de mostrar que ferramentas de desenho relativamente simples podem auxiliar bastante no projeto de lajes de nervuras pré-fabricadas. Alguns desenhos, inclusive, podem ajudar a visualizar melhor como será a interferência entre as armaduras nas vigas que servem como apoio para as lajes. Figuras desse tipo podem ajudar, portanto, de maneira significativa no estudo e também no projeto de lajes de nervuras pré-fabricadas, uma vez que permitem avaliar de modo mais completo as possíveis falhas que podem ocorrer tanto no processo de projeto quanto na execução das lajes.

Figura 77 - Detalhe de laje de vigotas pré-fabricadas



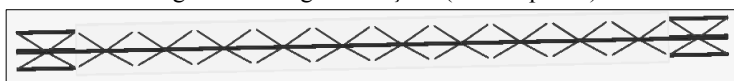
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 78 – Perspectiva da vigota treliçada



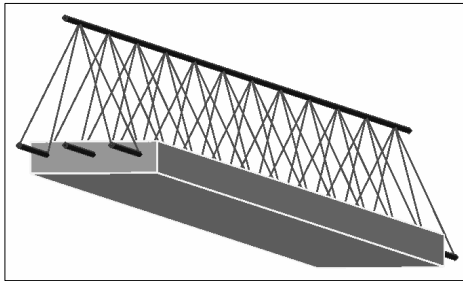
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 79 – Vigota treliçada (vista superior)



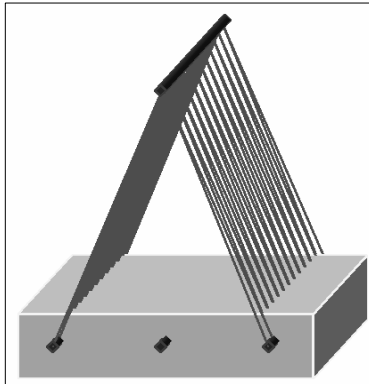
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 80 – Vista da vigota treliçada



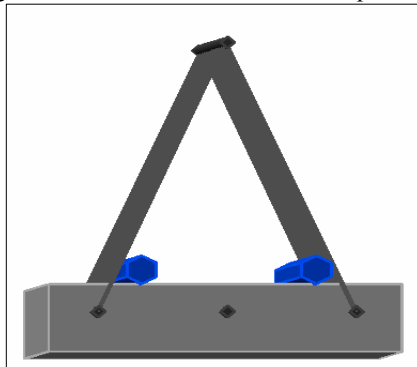
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 81 – Visão frontal da vigota treliçada



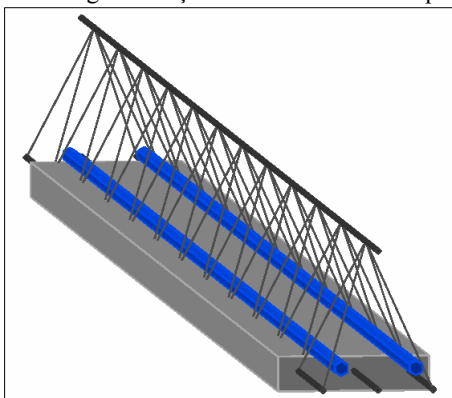
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 82 – Detalhe da armadura complementar



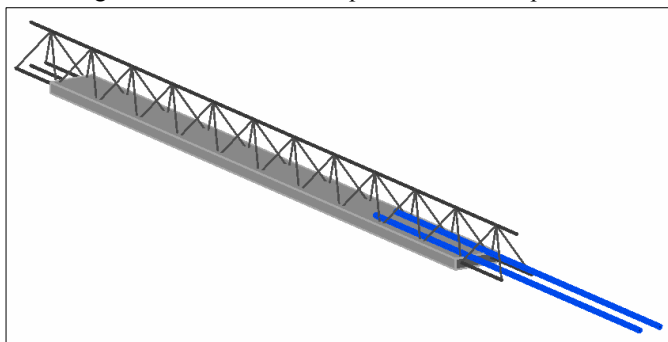
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 83 – Vigota treliçada com armadura complementar



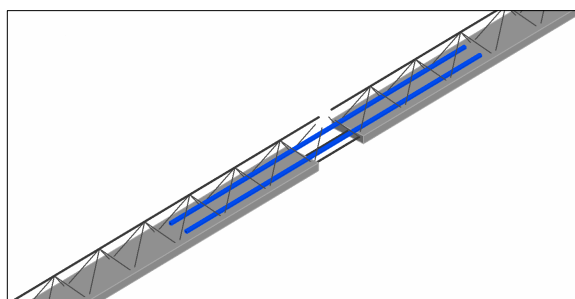
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 84 – Armadura complementar de compressão



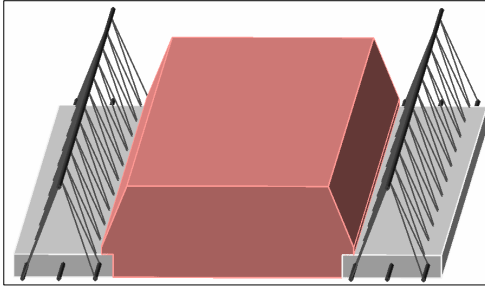
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 85 – Armadura complementar de compressão



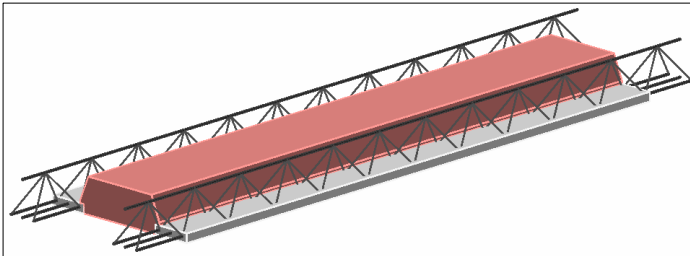
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 86 – Tabelas cerâmicas dispostas em vigotas treliçadas



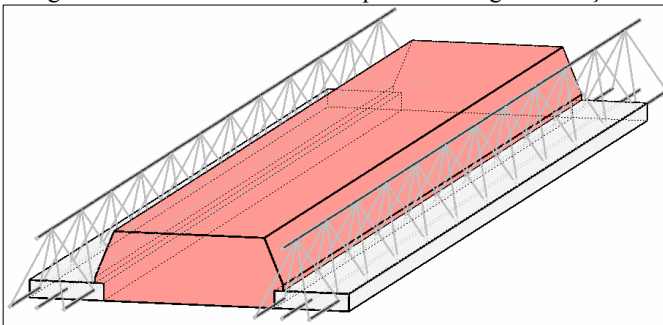
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 87 – Tabelas cerâmicas dispostas em vigotas treliçadas



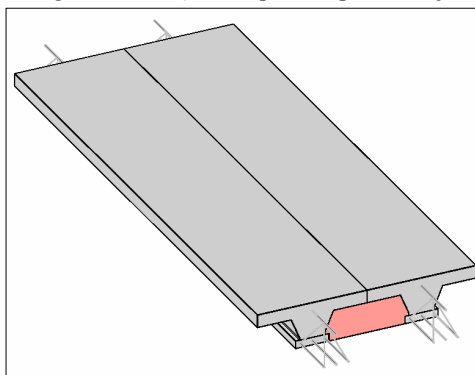
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 88 – Tabelas cerâmica dispostas em vigotas treliçadas



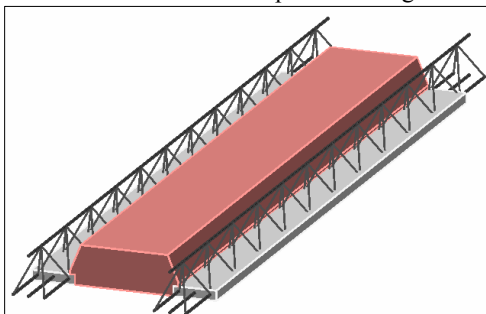
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 89 – Seções T que compõem a laje



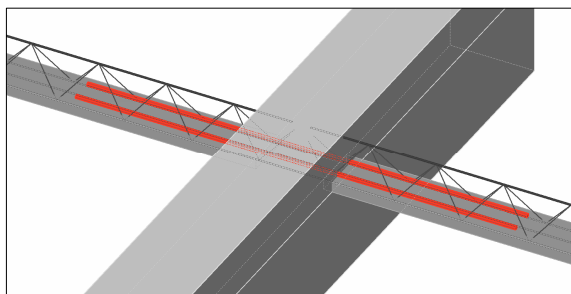
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 90 – Tabelas cerâmica dispostas em vigotas treliçadas



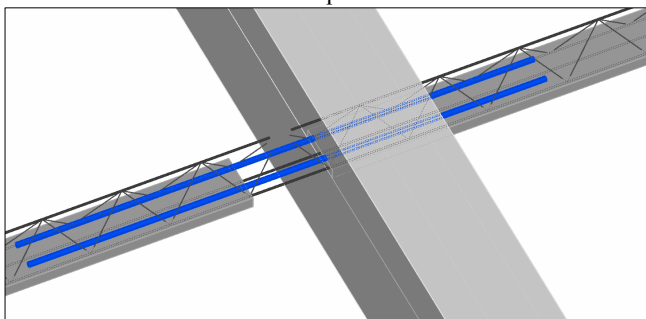
Fonte: Elaboração do autor, 2013

Figura 91 – Armadura de compressão passando em viga de apoio



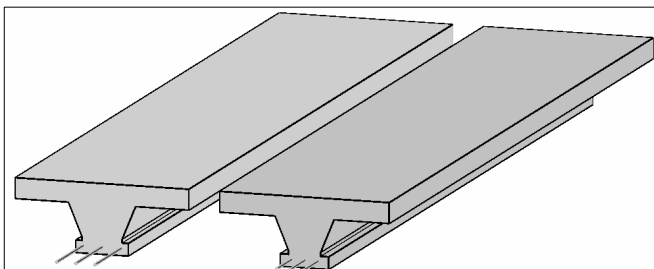
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 92 – Vista superior mostrando a região de emenda de treliças na lateral do apoio



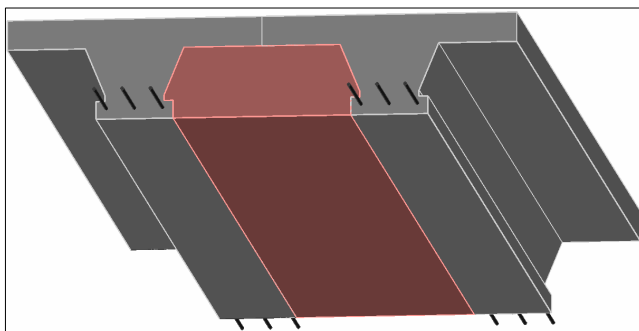
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 93 – Seções T de diferentes larguras



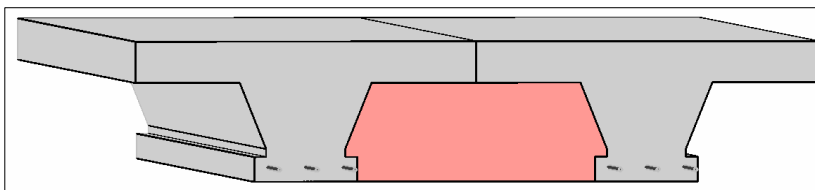
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 94 – Seções T – vista inferior



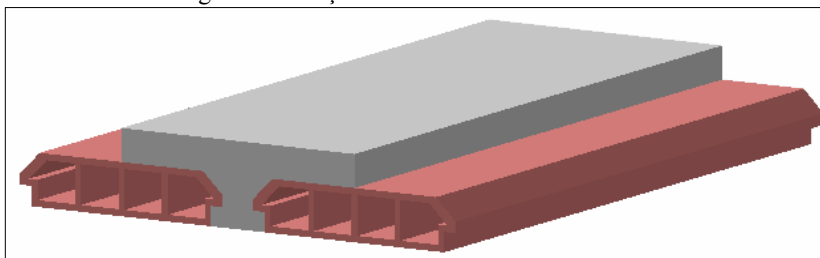
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 95 – Seções T – vista frontal



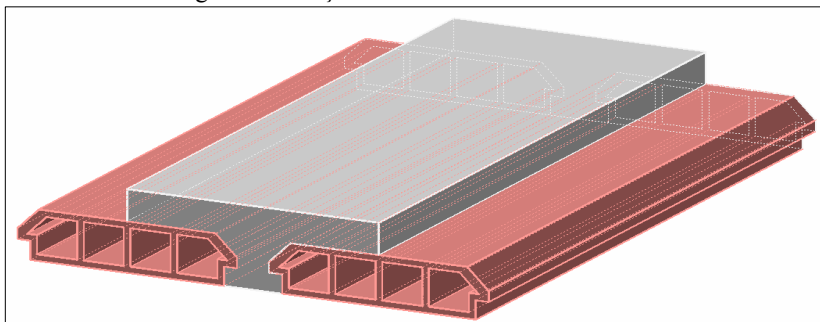
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 96 – Seção T e elementos de enchimento



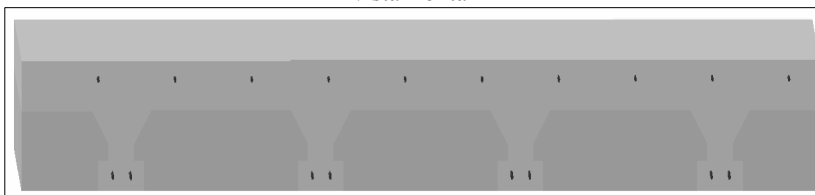
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 97 – Seção T e elementos de enchimento



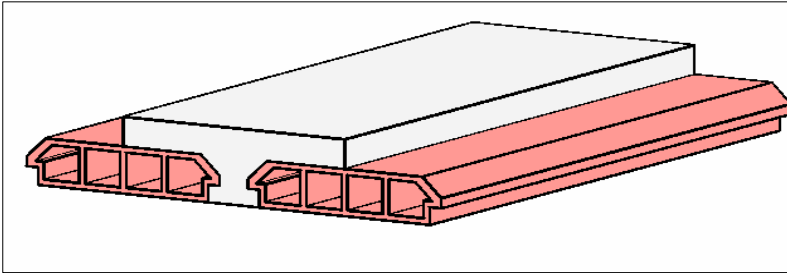
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 98 – Laje de vigotas pré-fabricadas com região maciça de concreto – vista frontal

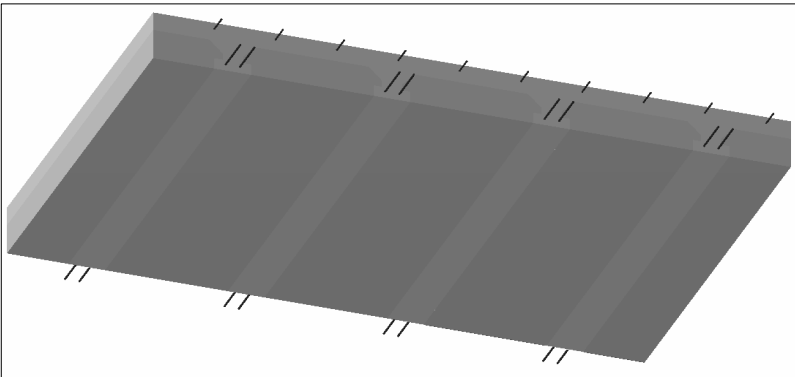


Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 99 – Seção T e elementos de enchimento



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 100 – Laje de vigotas pré-fabricadas com região maciça de concreto –
Vista inferior

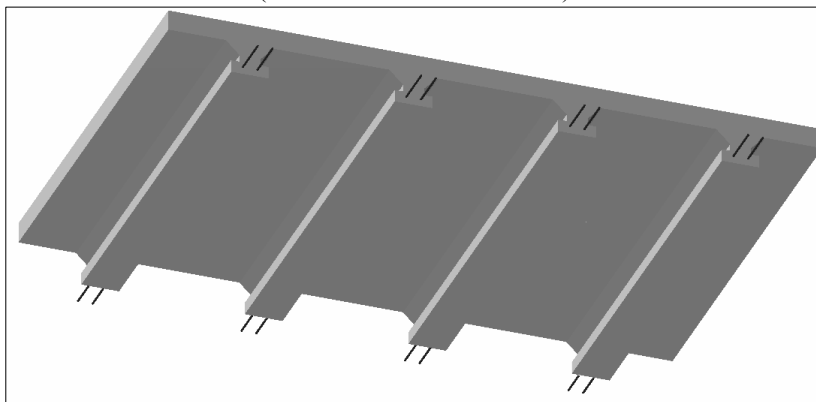
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 101 – Seção T – vista lateral



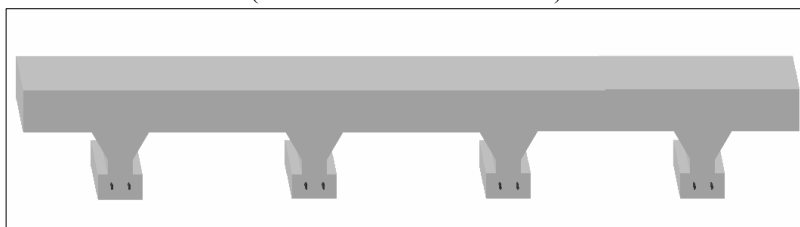
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 102 – Laje de vigotas pré-fabricadas – Vista inferior
(sem elemento de enchimento)



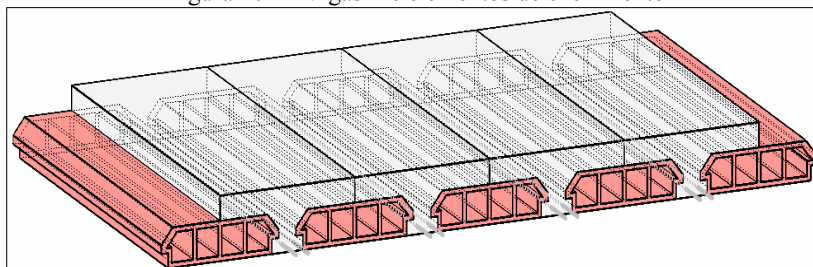
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 103 – Laje de vigotas pré-fabricadas – Vista frontal
(sem elemento de enchimento)



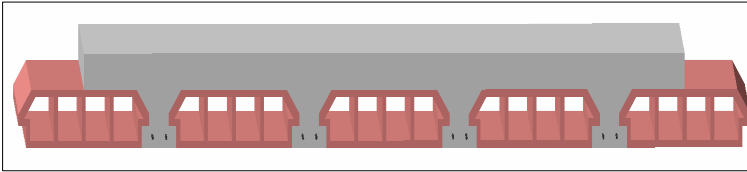
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 104 – Vigas T e elementos de enchimento



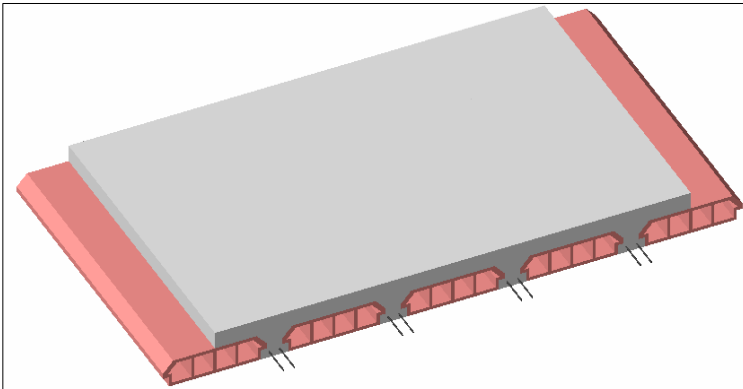
Fonte: Elaboração do autor, 2013.

Figura 105 – Laje de vigotas pré-fabricadas – Vista frontal



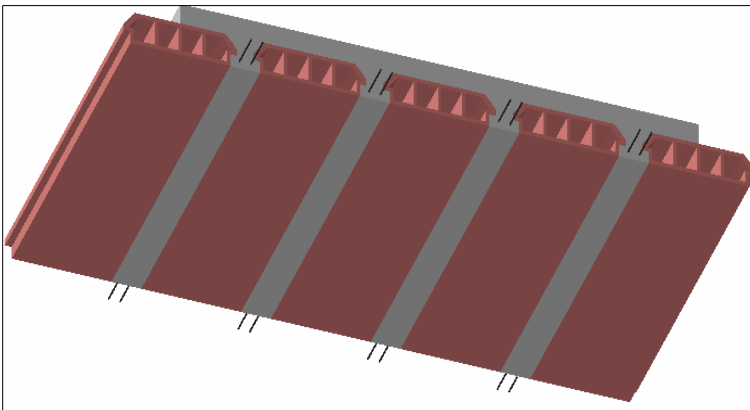
Fonte: Elaboração do autor, 2013

Figura 106 – Laje de vigotas pré-fabricadas – Vista superior



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

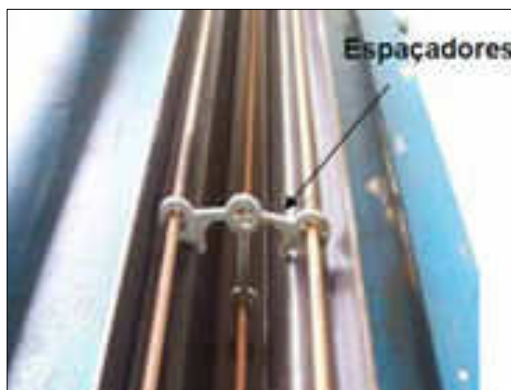
Figura 107 – Laje de vigotas pré-fabricadas – Vista inferior



Fonte: Elaboração do autor, 2013.

ANEXO

Figura 108 - Espaçadores plásticos



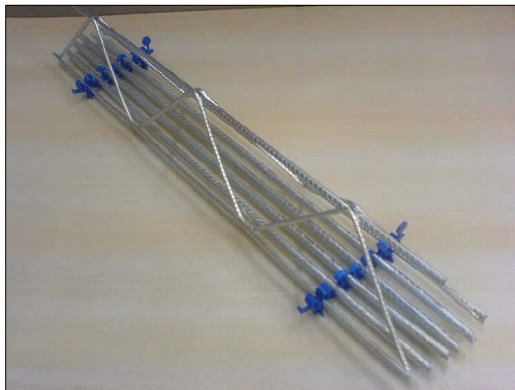
Fonte: Aragão, 2007, p. 51.

Figura 109 – Forma de vigota



Fonte: Aragão, 2007, p. 51.

Figura 110 – Alojamento das armaduras complementares



Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DE LAJES, 2012,
p. 10.

A REDE HIERÁRQUICA NA COTA PÉTIMA MOSTRA O TRILÍNGUE DO PAVIMENTO DESEJADO PARA SE FAZER O DESENVOLVIMENTO CONTINÚO ESTE PAVIMENTO É QUASE SENCILHO EM RELAÇÃO AOS EIXOS X E Y, ASSIM PODEMOS-SE ANALISAR A REDEA UTILIZANDO SE DESENVOLVIMENTO PARA OUTROS TRILÍNGUE DO PAVIMENTO. ASSIM, OUTRAS REDES QUE NÃO SEJAM INFLUENCIADAS NO TRILÍNGUE QUANTO AO PAVIMENTO PODERÃO SER DESENVOLVIDAS INDEPENDENTE-SE AS CONDIÇÕES DIFERES AS DADAS, PARA TANTO, TEM-SE QUE OBSERVAR COM ATENÇÃO A REDEA ESTADUAL, PARA REPRESENTAR ESTAS DADAS.

