

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ARTHUR LUÍS GONÇALVES MEREB

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LAJE LISA EM CONCRETO
ARMADO POR MODELO SIMPLIFICADO SEGUNDO A NBR 6118/14**

São Luís - MA
2016

ARTHUR LUÍS GONÇALVES MEREB

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LAJE LISA EM CONCRETO ARMADO
POR MODELO SIMPLIFICADO SEGUNDO A NBR 6118/14**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil – UEMA, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. Clodoaldo César
Malheiros Ferreira

São Luís - MA
2016

Mereb, Arthur Luís Gonçalves.

Análise e dimensionamento de laje lisa em concreto armado por modelo simplificado segundo a NBR 6118/2014 / Arthur Luís Gonçalves Mereb. – São Luís, 2016.

126 f.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2016.

Orientador: Prof. Msc. Clodoaldo César Malheiros Ferreira.

1. Análise. 2. Dimensionamento – Concreto armado. 3. NBR 6118/2014
4. Laje lisa. I. Título.

CDU:624.012.45:624.073

ARTHUR LUÍS GONÇALVES MEREB

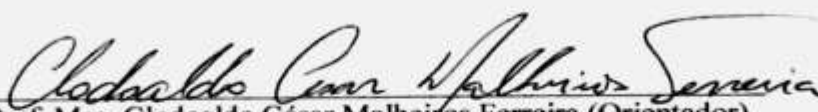
**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LAJE LISA EM CONCRETO ARMADO
POR MODELO SIMPLIFICADO SEGUNDO A NBR 6118/14**


Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil – UEMA, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.


Orientador: Prof. Msc. Clodoaldo César Malheiros Ferreira

Aprovado em: 19/12/2016

BANCA EXAMINADORA


Prof. Msc. Clodoaldo César Malheiros Ferreira (Orientador)
Universidade Estadual do Maranhão


Prof. Msc. Solón Tupinambá Leite
Universidade Estadual do Maranhão


Prof. Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar
Universidade Estadual do Maranhão

A todos os meus professores, desde o ensino médio ao superior, todos aqueles que me apoiaram e fizeram presente quando precisei. Por isto, só tenho a agradecer pelo conhecimento, formação de caráter, e compromisso que tiveram com a minha educação. Pelo carinho, esforço e dedicação e tudo que contribuiu para chegar até aqui.

AGRADECIMENTOS

A Deus pela oportunidade, por ter me auxiliado e fortalecido a cada dia na fé, pelo seu sacrifício e pelo projeto da minha vida e ter me concedido saúde e tudo ao que me proporcionou chegar até aqui.

A minha querida irmã, Sophia Mereb, também futura engenheira, pelo seu cuidado, carinho, persistência, preocupação, amor e por todos os momentos de felicidade que me proporcionou.

Aos meus pais, Wagner Mereb e Magda Mereb, pela educação que me deram, por todo conforto, amor e apoio que me deram em toda minha vida.

A minha companheira Yanka Salles, que até aqui esteve sempre ao meu lado, pelo seu amor e amizade e todos os momentos que me proporcionou.

A todos da minha família que me incentivaram, motivaram e contribuíram para alcançar mais esta conquista.

Ao meu orientador Prof. Clodoaldo César Malheiros Ferreira, pela ajuda, pelo conhecimento e experiências que me foram passados, e auxílio para que este trabalho fosse concretizado.

A todos os meus professores da engenharia civil da Universidade Estadual do Maranhão (UEMA), pelas experiências, ensinamentos que vou levar para toda minha vida profissional.

A Universidade Estadual do Maranhão e a todos os meus amigos e colegas de faculdade pelo companheirismo, estudos, pela amizade e experiências trocadas ao longo de todo o curso.

A todos que contribuíram para tal realização, muito obrigado!

Todo aquele, pois, que ouve estas palavras e as pratica, será comparado a um homem prudente, que edificou a sua casa sobre a rocha; e caiu a chuva, transbordaram os rios, sopraram os ventos e deram com ímpeto contra aquela casa, que não caiu, porque fora edificada sobre a rocha. E todo aquele que ouve estas minhas palavras e não as pratica, será comparado a um homem insensato, que edificou a sua casa sobre a areia; e caiu a chuva, transbordaram os rios, sopraram os ventos e deram com ímpeto contra aquela casa, e ela desabou, sendo grande a sua ruína”.

Mateus 7: 24-27

RESUMO

Este trabalho versa sobre o dimensionamento e análise de lajes lisas de concreto armado, modelo que é utilizado de forma discreta no Brasil, sendo cada vez mais utilizada devido sua facilidade na execução e principalmente pela necessidade de gradativamente ter *layouts* mais flexíveis, dentre outras vantagens. Neste contexto inserida, a laje lisa de concreto armado necessita de um estudo adequado e uma análise detalhada segundo a norma brasileira, NBR 6118/2014, na qual estabelece a norma para projeto de estruturas de concreto armado, onde está plantada no contexto de lajes lisas. Neste trabalho tem objetivo de fazer uma análise da Norma regulamentadora como modelo para dimensionamento de lajes lisas, utilizando modelo simplificado elástico e a distribuição de momentos para cálculo da estrutura e dimensionamento segundo a norma. Sendo assim, são verificados tais procedimentos, como aplicar os conceitos dela em uma estrutura hipotética, comparando seus resultados com o que foi encontrado no software Eberick v8, na qual utiliza-se de um modelo de cálculo mais complexo (Método de analogia das grelhas), fazendo então o dimensionamento por cada modelo adotado neste caso, e verificando então a viabilidade da estrutura, as situações em que são propícias para este tipo de lajes, discussões sobre resultados, etc. Visto isto, os softwares são ferramentas muito úteis e devem ser utilizadas de forma criteriosa e responsável, sendo utilizado como instrumento acessório, corrigindo resultados e auxiliando no projeto, verificando e dando mais segurança e fidelidade ao cálculo feito segundo a NBR 6118/2014.

Palavras Chave: Dimensionamento. Análise. Concreto Armado. NBR 6118/2014. Laje lisa.

ABSTRACT

This work deals of design and analysis of Flat slabs with reinforced concrete, model used unobtrusively in Brazil, being increasingly used because of its ease in the application and particularly the need to increasingly have layouts more flexible besides a range of other advantages. In this context inserted, flat slabs with reinforced concrete needs a proper study and detailed analysis according to the Brazilian standard, NBR 6118/2014, which sets the standard for design of reinforced concrete structures, where it operates the context of flat slabs. This work has aimed to make an analysis of the regulatory standard as a model for the design of flat slabs, using simplified elastic model and the distribution of moments to calculate the structure and design according to the standard. So they are checked such procedures, and apply the concepts of it in a hypothetical structure, comparing their results with what was found in Eberick v8 software, which is used in a calculation model more complex (Grid analogy method), making the design for each model adopted in this case, and then checking the feasibility of the structure, situations that are conducive to this type of slabs, discussions of results, etc. Therefore, the software is very useful tools and should be used judiciously and responsibly, used as an auxiliary tool, correcting results and assisting in design, checking and giving more security and fidelity to the calculation made according to NBR 6118/2014.

Keywords: Design. Analisis. Reinforced Concrete. NBR 6118/2014. Flat slabs.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema estrutural de uma laje maciça convencional.....	18
Figura 2 – Representação esquemática de uma estrutura com laje nervurada bidirecional	19
Figura 3 – Laje mista.....	19
Figura 4 – Representação em planta e em corte da laje em grelha.....	20
Figura 5 – Laje nervurada premoldada treliçada com utilização de blocos EPS	21
Figura 6 – Armação da laje treliçada com elemento de enchimento.....	21
Figura 7 – Esquema de laje cogumelo e laje lisa.....	22
Figura 8 – Esquema de laje lisa.....	22
Figura 9 – Laje cogumelo com capitel aparente.....	25
Figura 10 – Laje cogumelo com capitel invertido.....	26
Figura 11 – Laje Lisa.....	26
Figura 12 – Colapso parcial da laje em Wolverhampton, Inglaterra.....	28
Figura 13 – Representação esquemática de uma estrutura com laje lisa maciça	34
Figura 14 – Dimensões recomendadas para lajes nervuradas sem vigas	35
Figura 15 – Laje lisa nervurada apoiada diretamente em pilares (vista superior).....	36
Figura 16 – Vista das armaduras em uma laje lisa protendida	37
Figura 17 – Seção esquemática da ligação laje- pilar em protensão	37
Figura 18 – Representação esquemática da execução de lajes lisas içadas.....	38
Figura 19 – Faixas de laje para distribuição dos esforços nos pórticos múltiplos	40
Figura 20 – Ruptura em pilar central.....	41
Figura 21 – Ruptura em pilar de canto	41
Figura 22 – Ruptura em pilar de borda.....	41
Figura 23 – Zona de ruptura em lajes sem armadura transversal de punção.....	42
Figura 24 – Ruptura adjacente ao pilar.....	42
Figura 25 – Ruptura de concreto e armadura transversal	43
Figura 26 – Ruptura além da armadura de cisalhamento	43
Figura 27 – Perímetro crítico em pilares internos	45
Figura 28 – Perímetro crítico em pilares de borda	45
Figura 29 – Perímetro crítico em pilares de canto.....	46
Figura 30 – Disposição da superfície crítica C”	46
Figura 31 – Perímetro crítico em casos de pilares especiais	47

Figura 32 – Representação dos momentos atuantes nos pilares	48
Figura 33 – Representação das alturas útil no caso com capitel	51
Figura 34 – Detalhe da armadura de punção	54
Figura 35 – Detalhe dos conectores.....	54
Figura 36 – Disposição da armadura de punção vista em corte	54
Figura 37 – Disposição da armadura contra colapso progressivo	55
Figura 38 – Determinações para bordas livres e aberturas em lajes.....	56
Figura 39 – Recomendações para lajes sem vigas.....	56
Figura 40 – Planta de forma do pavimento-tipo	60
Figura 41 – Faixas para distribuição dos momentos (Medidas em cm)	63
Figura 42 – Modelo de pórtico para o pavimento tipo	64
Figura 43 – Diagrama de momento fletor para o modelo de pórtico	64
Figura 44 – Modelo de viga contínua para o pavimento tipo	64
Figura 45 – Diagrama de Momento Fletor para o modelo de viga contínua.....	64
Figura 46 – Momentos de Cálculo distribuídos nas faixas de 2m da laje	67
Figura 47 – Representação das armaduras nas faixas.....	75
Figura 48 – Áreas de influência dos pilares	76
Figura 49 – Diagrama Normal realizado no Ftool para o pórtico	77
Figura 50 – Diagrama do momento no pilar.....	84
Figura 51 – Detalhamento das armaduras de flexão superior	91
Figura 52 – Detalhamento das armaduras de flexão inferior.....	91
Figura 53 – Detalhamento das armaduras de punção e colapso progressivo	92
Figura 54 – Detalhes das ligações para o combate de punção.....	94
Figura 55 – Vistas da armadura contra colapso progressivo	94
Figura 56 – Janela para lançamento dos pavimentos	97
Figura 57 – Inserção da planta arquitetônica para os pavimentos.....	97
Figura 58 – Inserção dos elementos estruturais ao projeto.....	98
Figura 59 – Verificação de erros de linearidade geométrica	98
Figura 60 – Visualização 3D da estrutura	99
Figura 61 – Definição de parâmetros de projeto	99
Figura 62 – Definições do modelo estrutural realizado.....	100
Figura 63 – Processamento da estrutura analisada	100
Figura 64 – Verificação dos relatórios gerados pelo Eberick.....	101
Figura 65 – Modelagem e renderização da estrutura estudada.....	103

Figura 66 – Diagrama dos momentos fletores da Laje L1	104
Figura 67 – Momento fletor para o pilar intermediário da seção central	104
Figura 68 – Momento atuante na laje no nó próximo a barra rígida do pilar	105
Figura 69 – Detalhamento das armaduras positivas segundo o <i>software</i>	107
Figura 70 – Detalhamento das armaduras negativas segundo o <i>software</i>	108
Figura 71 – Detalhamento das armaduras de punção e colapso progressivo do <i>software</i>	109
Figura 72 – Posição correta dos momentos para comparação.....	110

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores de K	48
Quadro 2 – Valores mínimos para armaduras passivas aderentes	57
Quadro 3 – Taxas mínimas de armadura de flexão	58
Quadro 4 – Pavimentos da estrutura.....	60
Quadro 5 – Propriedades das paredes.....	61
Quadro 6 – Cargas atuantes no Pavimento da laje 1	61
Quadro 7 – Cargas atuantes no pavimento da Laje de cobertura	61
Quadro 8 – Classe de agressividade ambiental adotada:.....	61
Quadro 9 – Características do concreto:	61
Quadro 10 – Características do aço:.....	62
Quadro 11 – Cobrimentos das armaduras:	62
Quadro 12 – Momentos de referência para o Pavimento Tipo	66
Quadro 13 – Momentos (Mk) distribuídos nas faixas do Pavimento Tipo	66
Quadro 14 – Momentos de Cálculo (Msd) distribuídos nas faixas do Pavimento Tipo.....	67
Quadro 15 – Reações nos pilares calculados pelo Eberick v8	78
Quadro 16 – Cálculo da armação que deverá ser acrescentada.....	79
Quadro 17 – Checklist para verificação do projeto	102
Quadro 18 – Resumo da memória de cálculo do Eberick v8	106
Quadro 19 – Momentos Positivos de comparação pelo processo Manual x Eberick.....	111
Quadro 20 – Momentos Negativos de comparação pelo processo Manual x Eberick	111

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1 OBJETIVOS	14
1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO	14
2. METODOLOGIA DA PESQUISA.....	16
3. DEFINIÇÃO E CARACTERÍSTICAS DAS LAJES	17
3.1 CLASSIFICAÇÃO.....	17
3.1.1 Quanto à forma.....	17
3.1.2 Natureza da laje	17
3.1.3 Quanto ao apoio	22
3.1.4 Quanto ao tipo de armação.....	23
4. LAJES LISAS.....	24
4.1 BREVE HISTÓRICO	24
4.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	26
4.2.1 Processo construtivo.....	27
4.2.2 Vigas de borda.....	27
4.3 ASPECTOS GERAIS DAS LAJES LISAS	28
4.3.1 Vantagens das lajes lisas	29
4.3.2 Desvantagens das lajes lisas	32
4.3.3 Tipos de lajes lisas.....	33
4.4 PRESCRIÇÕES DA NBR 6118:2014 PARA LAJES LISAS.....	38
4.5 ANÁLISE ESTRUTURAL SEGUNDO A NBR 6118/2014	39
4.6 PUNÇÃO NAS LAJES SEM VIGAS	40
4.7 DIMENSIONAMENTO DE LAJES À PUNÇÃO	44
4.7.1 Modelo de cálculo segundo a NBR 6118.....	44
4.7.2 Determinação dos contornos críticos C, C' e C''.....	45
4.7.3 Tensão Solicitante nas Superfícies Críticas.....	47
4.7.3.1 Pilar interno com carregamento simétrico	47
4.7.3.2 Pilar interno com efeito de momento.....	48
4.7.3.3 Pilares de borda.....	49
4.7.3.4 Pilares de canto	50

4.7.4	Tensão resistente nas superfícies críticas	51
4.7.4.1	Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C	51
4.7.4.2	Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção	52
4.7.4.3	Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos com armadura de punção.....	53
4.7.5	Armadura de Punção Obrigatória.....	53
4.7.6	Disposição das Armaduras de Punção	53
4.8	COLAPSO PROGRESSIVO	55
4.9	DETALHAMENTO DE LAJES	55
4.9.1	Armaduras passivas para lajes sem vigas.....	56
4.9.2	Armaduras mínimas e máximas	57
5.	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	59
5.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	59
5.2	CARGAS E MATERIAIS	60
5.3	DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DO PÓRTICO EQUIVALENTE	62
5.4	MODELAGEM NO FTOOL	63
5.5	PROCESSO ELÁSTICO ESTIMADO.....	65
5.6	CÁLCULO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO PELO MODELO SIMPLIFICADO.....	67
5.7	ARMADURA CONTRA COLAPSO PROGRESSIVO PELO MODELO SIMPLIFICADO	76
5.8	CÁLCULO DA ARMADURA À PUNÇÃO POR MODELO SIMPLIFICADO	80
5.9	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS CALCULADAS MANUALMENTE	90
5.10	PROCESSO POR ANALOGIA DE GRELHA	95
5.11	MODELAGEM E DIMENSIONAMENTO COM O SOFTWARE EBERICK.....	96
5.11.1	Entrada de dados no sistema	97
5.11.2	Resultados do <i>software Eberick</i>	103
5.11.3	Análise e comparações de resultados	109
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	112
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114
	ANEXOS	118
	ANEXO A – Tabelas para dimensionamento de aço (Rafael Otávio – UEMA).....	119

ANEXO B – Tabelas para detalhamento das armaduras (ARAÚJO, 2014)	127
---	------------

1. INTRODUÇÃO

Dentre as diversas formas para elaboração de projetos estruturais que existem atualmente, uma alternativa que vem ganhando espaço nos projetos de construção civil são as lajes lisas de concreto armado. Esta por sua vez, são lajes de concreto armado que são apoiadas diretamente sobre os pilares sem capitéis. Mesmo que este tipo de laje seja pouco utilizado no Brasil, vem crescendo mesmo que de forma sutil, já no contexto internacional é bem mais aproveitada e utilizada, devido a necessidade de *layouts* mais flexíveis e facilidade na execução, na montagem e concretagem, dentre outras vantagens que serão abordadas no trabalho.

As escolhas do tipo de laje assim como as concepções estruturais do projeto devem ser visadas com intuito de acordo com a necessidade de cada projeto e das características estruturais adequadas, satisfazendo economicamente, dando segurança e uma arquitetura agradável, entre outros requisitos. O modelo de laje lisa é bem vantajoso por ter execução facilitada devido a ausência de vigas, redução de gastos como a economia de formas, diminuição dos revestimentos, etc.

Este tipo de laje é moldada “in loco”, na qual por serem apoiadas diretamente nos pilares sobre um efeito de punção. Este, por sua vez é um efeito no qual poderá trazer ruptura da estrutura na ligação laje-pilar e então, possivelmente ruína da estrutura por colapso progressivo. Além deste fato, tem outras desvantagens como em relação a estabilidade global, principalmente em relação a suscetibilidade à carga horizontal, a ausência de vigas diminui a rigidez, alterando a estabilidade. Este efeito não deve ser encarado como uma forma de desmotivação a utilização do modelo, pois em relação a laje lisa há diversas vantagens em relação ao sistema convencional como mencionados alguns deles anteriormente, além de que certos parâmetros como a estabilidade global podem ser melhorados com a implementação de medidas para assegurar a rigidez da estrutura como vigas de bordo contornando a estrutura, utilização de estruturas monolíticas para escadas e área do elevador e a disposição adequada dos pilares .

Há de se mencionar que o fato das lajes sofrerem influência dos momentos fletores em ambas direções, atuando conjuntamente, o que modifica grande parte da resistência da estrutura, tendo elevadas tensões cisalhantes causadas pela punção em torno dos pilares. Portanto, há uma grande necessidade de verificação das cargas atuantes, assim como a distâncias dos pilares e sua disposição, dimensão dos pilares e das lajes tem que serem bem dimensionados.

O dimensionamento correto deste tipo de estrutura há prescrições de normas técnicas. A prescrição normativa em vigor atualmente no Brasil para os procedimentos para projetos de concreto armado é a NBR 6118/2014 (ABNT, 2014), na qual analisa o sistema de lajes lisas como pórticos e então separa os vãos em faixas sendo internas ou externas atribuindo uma porcentagem dos momentos positivos ou negativos atuantes nas mesmas para então início do dimensionamento com estes valores calculados. Para o cálculo de uma estrutura com laje lisa, existem diversas outras prescrições normativas, sendo umas conservadoras e outras que podem divergir um pouco em relação a seus valores, podendo ainda, considerar ou não influência da armadura de flexão para cálculo. Algumas delas são o ACI 318, o EUROCODE e o CEB-FIP. Sendo a NBR 6118/2014 com recomendações bem parecidas com a CEB-FIB, seus resultados de grande importância para execução, visto que é definitivo para análise de qualquer estrutura a ser estudada.

1.1 OBJETIVOS

A realização deste trabalho é baseada na análise da NBR 6118/14 “Projeto de Obras de concreto Armado” voltada para o cálculo de lajes lisas utilizando o modelo simplificado (Método dos Pórticos Equivalentes). Será feito um estudo de uma estrutura completa para cálculo de laje lisa, apresentando os resultados do dimensionamento de todo o edifício e a análise das vantagens e desvantagens do sistema e estudo do método utilizado, verificando quanto sua estabilidade e rigidez da estrutura, melhoras no desempenho e conforto, diminuição do pé direito, entre outras características da estrutura estudada.

Deste modo, este trabalho tem um enfoque maior na área de dimensionamento de estruturas de concreto armado em estruturas de edifícios utilizando lajes lisas como modelo estrutural, sendo o Método dos Pórticos Equivalentes utilizado como base de cálculo da estrutura segundo a norma, e utilizando como auxílio a ferramenta do Eberick para maior segurança e melhor discussão e apresentação dos resultados obtidos pela norma.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho foi dividido em seis capítulos, sendo a introdução o primeiro, o segundo para a metodologia, o terceiro e quarto para a parte de fundamentação teórica, o

quinto para análise, resultados e discussões da estrutura a ser estudada, o sexto para as conclusões sobre o assunto abordado.

O capítulo 1, Introdução, mostra os primeiros aspectos sobre o tema que serão abordados no decorrer do estudo. Além disto, neste capítulo são apresentadas também os objetivos a alcançar na elaboração deste trabalho.

O capítulo 2, Metodologia, apresenta os métodos utilizados para realização deste trabalho.

O capítulo 3, Fundamentação teórica, nele contém o embasamento para fins de análise da estrutura, com o enfoque nas características gerais das lajes.

O capítulo 4, Fundamentação teórica, contém embasamento para análise da estrutura em questão, com enfoque mais específico nas lajes lisas de concreto armado.

O capítulo 5, Análise da estrutura, onde é detalhada, analisada e dimensionada uma estrutura em questão utilizando os embasamentos teóricos para cálculo e análise. Apresenta por fim os resultados e discussões, apresenta os resultados obtidos da análise feita e de toda fundamentação teórica apresentada para o estudo do caso, fazendo comentários sobre os resultados e discussões sobre os dados.

O capítulo 6, Apresenta as considerações finais do trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros, reforçar a importância do trabalho para a engenharia civil e suas perspectivas.

Por fim, apresentam-se as referências bibliográficas e anexos, completando a estrutura do trabalho mostrando as fontes do trabalho e complementos utilizados ao decorrer do trabalho.

2. METODOLOGIA DA PESQUISA

O Trabalho de Conclusão de Curso foi realizado a partir de pesquisas na literatura disponível sobre o tema proposto, tendo como objetivo a obtenção de material para aplicação do tema a um estudo de caso. É abordado a partir das pesquisas, estudo das características, classificações, assim como o estudo das vantagens e desvantagens da laje lisa.

Por sua vez, as informações coletadas serão utilizadas para estudo de uma estrutura de edifício para cálculo de laje lisa com a utilização de *softwares* para auxílio ao cálculo, utilizando o método sugerido pela NBR 6118/14 (Método dos pórticos Equivalentes) para a estrutura a ser dimensionada.

Por fim, será feito uma análise do dimensionamento baseado no estudo da norma e literaturas disponíveis para então consolidar o trabalho ao tema proposto, tendo em vista o edifício a ser dimensionado e o método utilizado pela norma reguladora para cálculo da estrutura.

3. DEFINIÇÃO E CARACTERÍSTICAS DAS LAJES

As lajes são elementos estruturais bidimensionais de uma edificação na forma de placa, sendo uma dimensão muito menor do que as outras duas, com a função de transmitir cargas verticais para as vigas ou diretamente para os pilares (no caso das lajes lisas). De acordo com Silva e Solto (2002), a principal finalidade das lajes é a transmissão de cargas aplicadas sobre a mesma, transmitindo para os apoios, além de funcionar como contraventamento da estrutura, contribuindo para o enrijecimento da mesma.

As lajes, ou também como podem ser chamadas, placas ou elementos de superfície, são destinadas a receberem a maior parte das ações de cargas atuantes na estrutura (pessoas, móveis, pisos, revestimentos, paredes, etc). Segundo Donin (2007), com as diversas situações que podemos encontrar na construção civil como a viabilidade econômica, arquitetônica, segurança e melhor aproveitamento de certo material disponível, foram desenvolvidas variações de formas e de composição, para melhorar o desempenho estrutural para determinadas aplicações.

3.1 CLASSIFICAÇÃO

Quanto seus tipos e características, as lajes podem ser classificadas por diversos critérios e características: Quanto à forma, ao tipo de apoio, tipo de armação e sua natureza.

Dito isto, são apresentadas as classificações das lajes de concreto armado nos itens a seguir: (DONIN, 2007).

3.1.1 Quanto à forma

As lajes têm suas características próprias, sendo muitas delas exigências que levam a satisfazer necessidades destas formas. São elas: (DONIN, 2007).

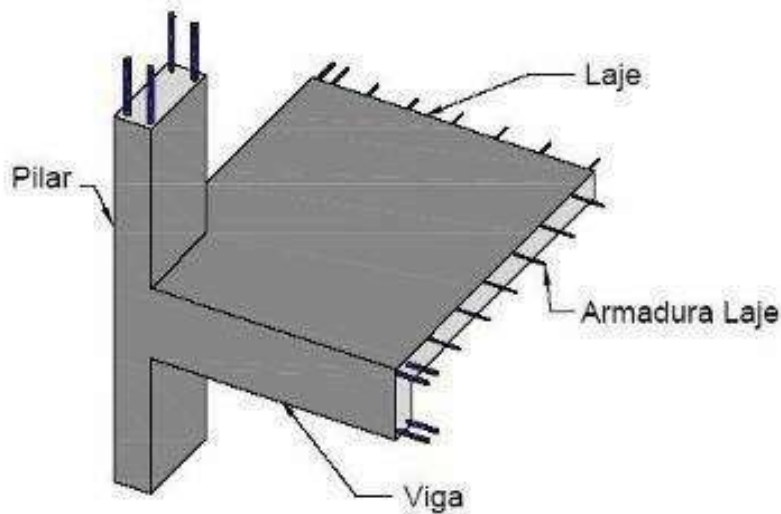
- a) Lajes poligonais: retangulares, quadradas, em T,L,Z, etc.
- b) Lajes elípticas: lajes circulares ou anelares.

3.1.2 Natureza da laje

Classificação das lajes quanto seus materiais utilizados e maneiras de execução da mesma, podendo ser:

a) Lajes maciças (figura 1): são placas monolíticas de concreto armado ou protendido, com espessura uniforme, feita sobre uma forma de madeira ou metálica que é removida após a cura do concreto. É o tipo de modelo convencional utilizado nas principais obras, mas não podem vencer grandes vãos devido ao seu peso próprio. Segue então a figura esquematizando uma laje maciça convencional: (DONIN, 2007).

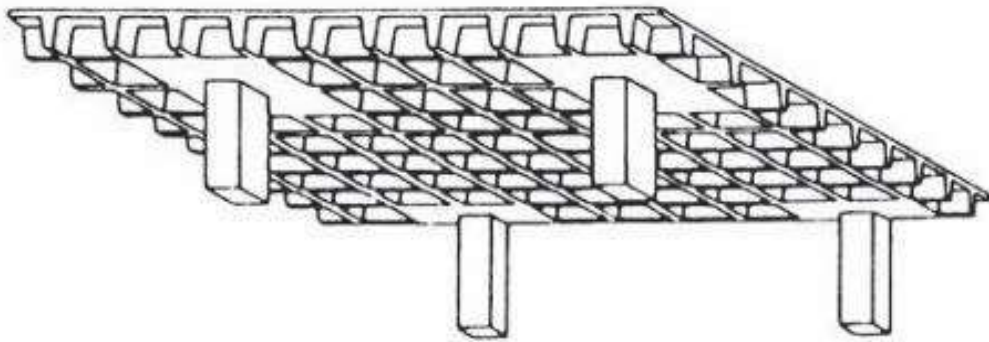
Figura 1– Esquema estrutural de uma laje maciça convencional



Fonte: Spohr (2008)

b) Lajes nervuradas (figura 2): são compostas por diversas nervuras na zona de tração e por uma parte maciça de concreto em uma zona de compressão chamada mesa. Cada nervura deve ter um espaçamento regulamentado pela NBR 6118:2014. É feito com suas nervuras à mostra ou então coloca-se material inerte como blocos cerâmicos ou EPS (Poliestireno Expandido). Devido as nervuras e os vazios criados, o peso próprio da laje é bastante reduzido, comparado com o sistema convencional. As armaduras longitudinais são feitas onde há na sua predominância esforços de tração (nervuras). É bastante utilizado e vem ganhando espaço, devido sua capacidade de vencer vãos grandes ou no caso de carregamentos especiais; (DONIN, 2007).

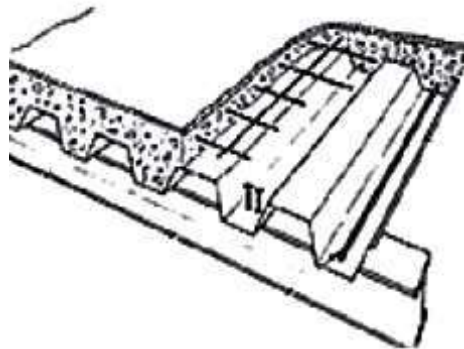
Figura 2 – Representação esquemática de uma estrutura com laje nervurada bidirecional



Fonte: Melges (1995)

c) Lajes mistas (figura 3): são semelhantes as lajes nervuradas, tendo o espaço entre as nervuras preenchidos com material cerâmico, fazendo com que adquira uma maior resistência mecânica da laje e resistência à flexão na região comprimida. Neste caso específico de laje, não necessita da utilização da mesa de concreto como ocorre nas lajes nervuradas. O material do bloco cerâmico deve ser de boa qualidade e o revestimento deverá ser assentado sobre as nervuras e a face superior dos blocos. (DONIN, 2007).

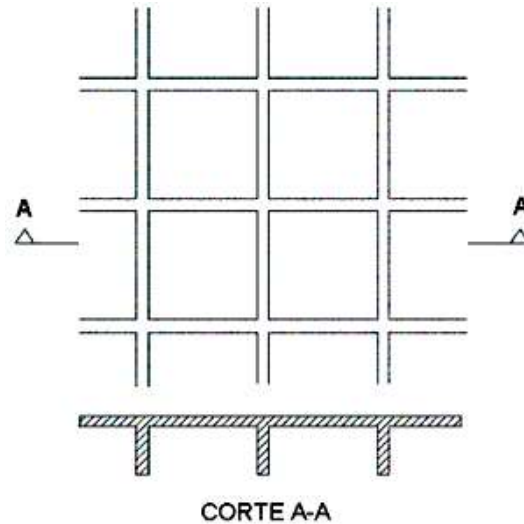
Figura 3 – Laje mista



Fonte: Bavaresco (2010)

d) Lajes em grelhas (figura 4): são lajes que estão dentro do conjunto das nervuradas, tendo como peculiaridade as suas nervuras mais altas e o espaçamento acima de 1 metro. Não é utilizado bloco de enchimento, as vigas ficam expostas, exceto se for colocado um forro falso na estrutura. Para este tipo de laje, a capa de concreto deve ser dimensionada corretamente, considerando o efeito de punção na estrutura. É calculada a estrutura como laje maciça contínua, e suas vigas como grelhas. São mais comuns a utilização em obras industriais ou edifícios comerciais; (DONIN, 2007).

Figura 4 – Representação em planta e em corte da laje em grelha



Fonte: Bavaresco (2010)

e) Lajes duplas: é um caso particular das lajes nervuradas, em grelhas ou até lajes maciças. São feitas duas capas de concreto para a estrutura, funcionando uma a compressão, e outra inferior a tração. As vigas ou nervuras ficam entre as capas de concreto. São mais comuns em pilotis ou de transições de edifício. Pouco utilizada, atualmente está em desuso; (DONIN, 2007).

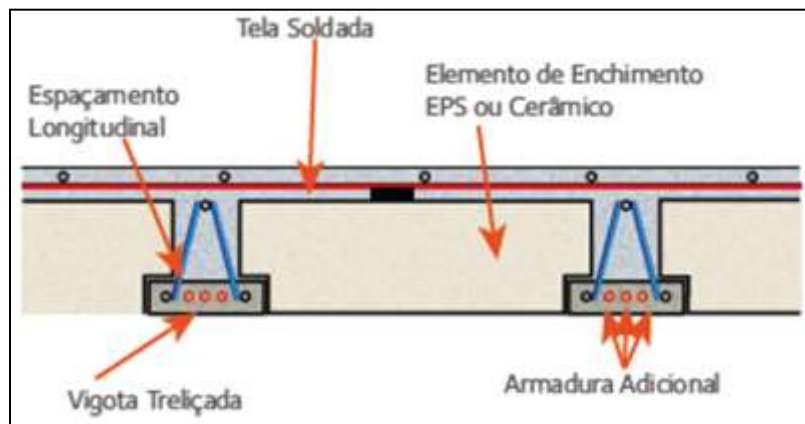
f) Lajes pré-fabricadas (figura 5 e 6): são constituídas de vigotas, blocos cerâmicos ou de concreto que são chamadas de tabelas, unidos por uma capa de concreto funcionando à compressão. Estas lajes podem ser unidirecionais, ou bidirecionais. As nervuras de concreto podem dar origem as lajes pré-fabricadas convencionais (nervuras convencionais), ou por nervuras treliçadas, chamadas de lajes treliçadas. Algumas de suas vantagens podem se citar a rapidez de execução e a economia de formas e escoramento. Também se enquadra na classificação a laje composta por painéis pré-fabricados. São mais utilizadas em indústrias; (DONIN, 2007).

Figura 5 – Laje nervurada premoldada treliçada com utilização de blocos EPS



Fonte: Autor (2016)¹

Figura 6 – Armação da laje treliçada com elemento de enchimento

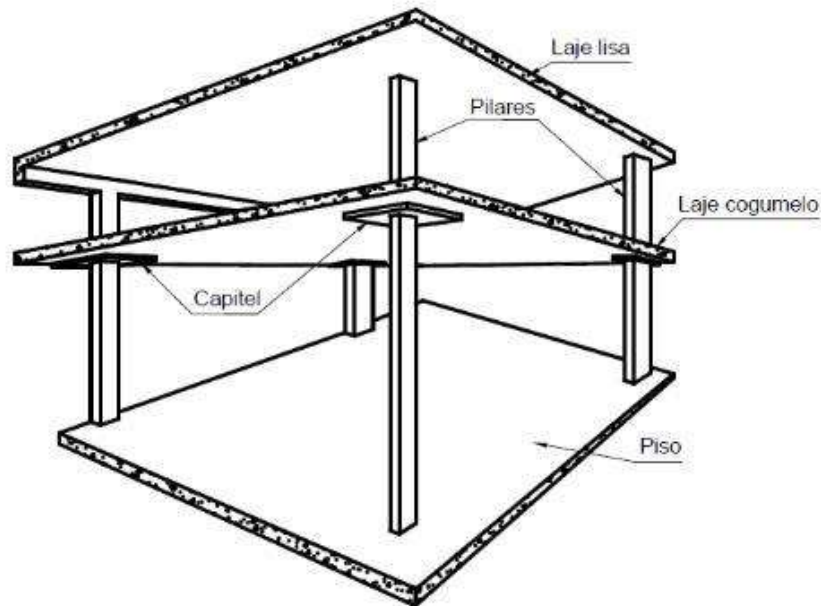


Fonte: Nervo (2012)

g) Lajes cogumelo (figura 7): as lajes cogumelo são apoiadas diretamente sobre os pilares, sem a utilização de vigas como ligação, com o uso de capitéis sobre os pilares; (DONIN, 2007).

¹ Imagem retirada da obra na Universidade Estadual do Maranhão -UEMA

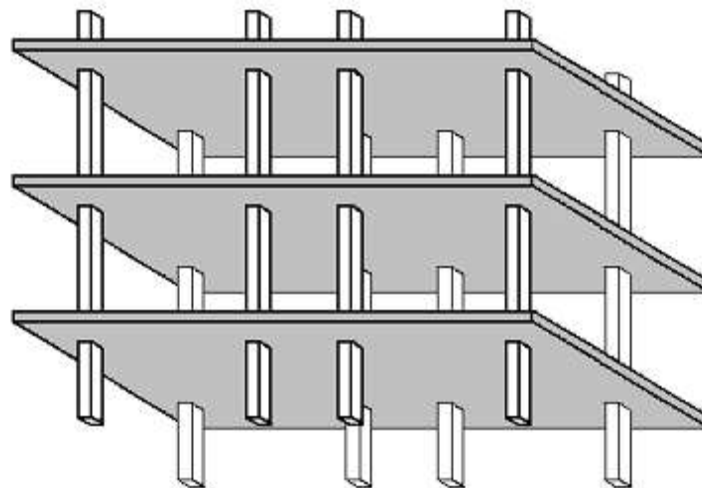
Figura 7 – Esquema de laje cogumelo e laje lisa



Fonte: Mallmann, William (2013).

h) Lajes lisas (figura 8): estão na mesma classificação das lajes cogumelo, na qual da mesma forma, apoiam-se diretamente sobre os pilares, sem vigas, tendo ligações bastante rígidas. O termo “lisa” vêm do conceito do teto sem vigas e não há utilização de capitéis ou necessidade de engrossar os pilares. (DONIN, 2007).

Figura 8 – Esquema de laje lisa



Fonte: Fonte: Pereira et al. (2005)

3.1.3 Quanto ao apoio

De acordo com o caminho percorrido pelas cargas até determinados pontos da estrutura, podem ser classificados como (DONIN, 2007):

- a) Apoio contínuo: ocorre quando a laje está apoiada sobre uma linha contínua, formada por alvenarias, paredes de concreto, vigas de sustentação de concreto armado ou protendido, metálicas ou madeira. Podendo estar todos os bordos apoiados ou então um ou mais bordos livres;
- b) Apoio discreto: ocorre quando a laje está apoiada diretamente sobre os pilares, também chamada de laje cogumelo ou laje plana. Podendo ser de três tipos, dependendo da presença ou não de capitel, e de sua localização na ligação pilar-laje, podendo ser com capitel aparente, invertido, ou sem capitel.

3.1.4 Quanto ao tipo de armação

Este tipo de classificação das lajes se restringe apenas as retangulares, visto que as lajes com outros tipos de formas têm suas armações próximas aos apoios e de acordo com cada particularidade de forma e projeto. Sendo assim, podem ser classificadas como (DONIN, 2007):

- a) Armadas em uma só direção: são lajes que apresentam solicitações importantes de momentos fletores e forças cortantes apenas em uma direção, isso ocorre quando a relação entre o maior e o menor vão é superior a 2, e a maior parte do carregamento passa então a ser suportada pelos apoios da menor direção;
- b) Armadas em duas direções, ou armadas em cruz: são lajes que estão sujeitas a solicitações importantes nas duas direções, ou seja, quando a relação entre o maior e o menor vão é menor do que 2.

Desta forma, as classificações acima são de grande importância para a definição de lajes e seus tipos, para então melhor definição da laje lisa e suas considerações.

4. LAJES LISAS

4.1 BREVE HISTÓRICO

Há séculos atrás, as construções eram feitas com pedras e madeira, sendo as cargas transmitidas para os pisos que então passavam para as vigas transversais, que eram direcionadas para as vigas mestras para então chegar nos pilares. Com o desenvolvimento do concreto e suas tecnologias, a maneira de construir permaneceu de maneira geral, como o convencional sistema de lajes atual.

Com a intenção de criar um sistema onde o teto fosse completamente liso (sem vigas), foi criado o modelo das lajes sem vigas, na qual segundo Carvalho e Pinheiro (2009) e também de acordo com Branco (1989), o primeiro edifício em lajes lisas foi o C. A. Bovey Building, construída pelo engenheiro pioneiro desta iniciativa C. A. P. Turner, em 1906. Embora ensaios de carga tenham sido aprovados, o surgimento desta nova ideia foi bastante controverso na época, colocando em dúvida a segurança e confiabilidade deste modelo. As críticas foram bem duras após a publicação dos resultados de McMillan e Brayton (1910) na qual demonstrava variações em até 400% do que fora obtido da armadura, isto não impediu que ele fosse disseminado. Em 1908 foi construído outro edifício com o mesmo sistema na Rússia pelo engenheiro A. F. Loleyt, logo depois disto em 1910 foi levado o modelo até Zurique, onde foi construído o primeiro prédio na Europa. Após isto, o sistema de lajes sem vigas aumentou bastante, sendo atualmente utilizado em todo o mundo, com mais de 1000 edificações em 1913. (FILHO, 1989).

Segundo Hennrichs (2003) os primeiros ensaios em laboratório das lajes sem vigas foram feitos por Bach e Graf entre 1910 e 1914. Após isto, em 1914 o engenheiro Nichols demonstrou em um trabalho que os valores dos momentos do cálculo de Turner eram maiores do que estipulados por ele. Turner afirmou que era um absurdo, visto que sua estrutura funcionava bem aos testes de cargas e estava em funcionamento.

Em 1920, o código da ACI foi o primeiro a fazer recomendações práticas e procedimentos sobre as lajes lisas, utilizando a equação de Nichols para cálculo, embora segundo Filho (1989), o conhecimento da estrutura fosse uma incógnita para os engenheiros da época. Após anos, com o desenvolvimento do ACI 83 passou-se utilizar um método

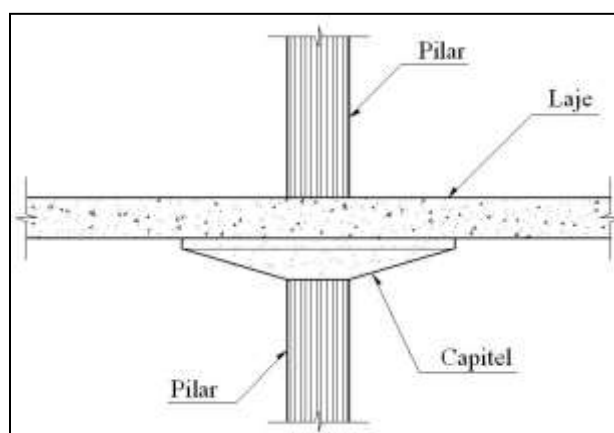
simplificado para cálculo, tomando considerações as condições de apoio e a existência ou não de vigas para cálculo dos momentos.

Após anos de estudo, a NBR 6118 de 1978 foi publicada com recomendações para o cálculo de lajes lisas pelo método das charneiras plásticas, sendo permitido já a utilização do método dos pórticos múltiplos. Na atualidade há diversos métodos numéricos para cálculo como o método dos elementos finitos, método das diferenças finitas, método da analogia de grelhas, sendo adotado pela atual NBR 6118:2014 o modelo simplificado dos pórticos equivalentes.

Quanto aos aspectos construtivos de lajes sem vigas, no início de sua implantação eram utilizados capitéis aos pilares, enrijecendo a ligação laje-pilar, sendo chamadas de lajes-cogumelos, porém o modelo com capitéis veio a ser menos utilizado, visto que uma de suas vantagens é a ausência de cortes na fôrma do pavimento na qual os capitéis interferiam, no lugar deles, ficaram as lajes apoiadas nos pilares sem a presença de capitéis que ficou conhecida como chamamos hoje de laje lisa, na qual de acordo com a NBR 6118:2003 e exemplificada nas figuras 9, 10 e 11:

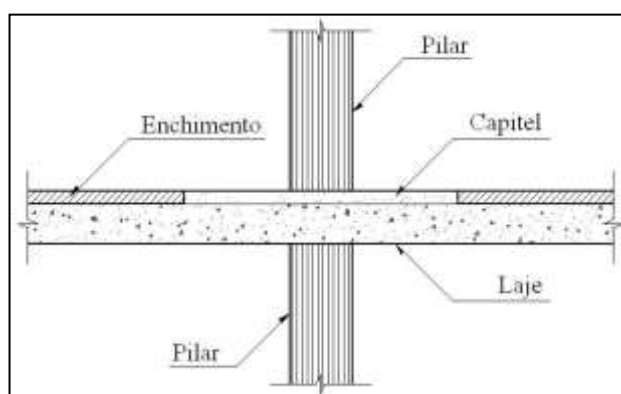
As lajes-cogumelos são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis enquanto lajes lisas são as apoiadas em pilares sem capitéis. As figuras a seguir exemplificam o uso dos capitéis e a diferença com as lajes lisas. (ABNT, 2003)

Figura 9 – Laje cogumelo com capitel aparente.



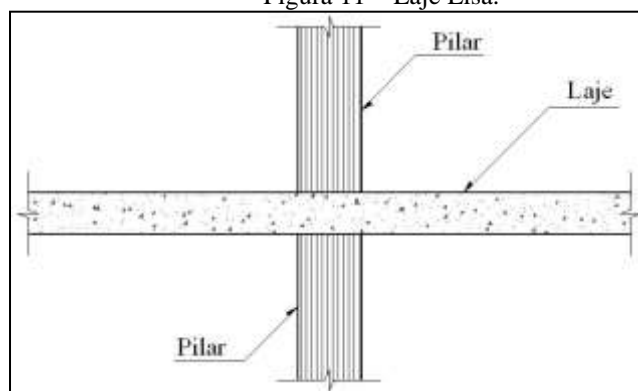
Fonte: Donin (2007)

Figura 10 – Laje cogumelo com capitel invertido.



Fonte: Donin (2007)

Figura 11 – Laje Lisa.



Fonte: Donin (2007)

Sendo assim, foram estudados cada vez mais à fundo os efeitos de punção para que não fosse necessário o enrijecimento da ligação laje-pilar com capitéis, justificando o desuso destes, sendo o cálculo estrutural feito com o sistema simplificado de pórticos múltiplos (BRANCO, 1989).

4.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A construção civil e a arquitetura atual estão procurando novas tendências. No ponto de vista estrutural e arquitetônico, a flexibilização de *layouts*, aumento dos vãos livres entre os pilares, por exemplo, em estacionamentos, shoppings, edifícios comerciais, escolas, indústrias, etc. Além disto, a procura de sistemas que sejam de execução simples, rápida e bom desempenho funcional, fazendo com que as lajes lisas em concreto armado sejam promissoras.

Segundo Araújo (2014), atualmente tem evitado o emprego de lajes com capitéis devido a dificuldade de execução das fôrmas. Novas tecnologias vêm sendo adotadas, como

além destas mencionadas, a protensão, onde há então a possibilidade além do aumento dos vãos livres, a possibilidade de deixar a estrutura ainda mais esbelta, melhorando assim a arquitetura da obra de arte.

Trazendo para o contexto de lajes lisas e lajes cogumelos, ou então como podem ser chamadas, “lajes sem vigas”, segundo à sua natureza, podem ser maciças ou nervuradas, podendo o segundo caso, ter suas nervuras em uma ou duas direções, tendo sua armadura passiva, protendida ou uma combinação destas duas, que serão melhor discutidas sobre elas em tópico posterior.

4.2.1 Processo construtivo

O processo construtivo de estruturas com lajes lisas maciças é praticamente idêntico as estruturas convencionais, tendo estas os mesmos processos da laje maciça convencional. Pelo fato de não existir vigas nas lajes, pode-se excluir o procedimento de montagem de fôrmas e armaduras para as vigas internas. No caso das lajes lisas nervuradas é também o mesmo procedimento das lajes nervuradas convencionais, exceto para o fato da inexistência das vigas e seus procedimentos envolvendo as mesmas.

4.2.2 Vigas de borda

As vigas de borda ou de contorno são vigas que são colocadas ao redor do edifício, nas bordas de cada laje com finalidade principal de assegurar uma maior rigidez na estrutura, além disto, fazendo com que os pilares mais próximos dos cantos e bordas que são os mais solicitados, se aliviem em relação aos efeitos de punção neles. É importante ressaltar a presença das vigas de borda nas lajes lisas e sua importância para a estrutura, na qual segundo Albuquerque (1999, p. 45), é sempre recomendável o uso, uma vez que traz muitas vantagens para estrutura, sem prejudicar o conceito da ausência de recortes na forma do pavimento das lajes lisas, sendo algumas das vantagens:

- a) Não prejudicam na arquitetura
- b) Formam pórticos para resistir às ações laterais
- c) Impedem deslocamentos excessivos nas bordas
- d) Eliminam a verificação de punção em alguns pilares

Além da presença de vigas de borda, pode-se fazer as áreas reservadas aos poços de elevadores serem construídos de formas monolíticas, assim como uma disposição dos pilares bem distribuída podem assegurar uma maior rigidez, melhorando então as condições de estabilidade perante as cargas atuantes no edifício. Entretanto, a estabilidade não é o único problema deste tipo de estrutura. A ruptura das lajes lisas – que será melhor discutida em outro tópico adiante – geralmente ocorre por punção, que se trata de um efeito que promove ruptura frágil na ligação laje-pilar, que segundo Damasceno, (2007, p.1 apud MELO, 2005), além da ruptura a punção, cabe ressaltar que há também a ruptura ao colapso progressivo, que pode levar a ruína da estrutura parcial ou por completo, sendo o seu efeito de propagação podendo ser na vertical ou na horizontal. Na vertical, a laje cai uma sobre a outra, e na horizontal, a ruptura causa no pilar adjacente uma sobrecarga. A figura a seguir demonstra a ruptura por punção que levou ao colapso progressivo parcial de um pavimento do edifício construído na Inglaterra em 1960, na qual o seu colapso se deu em 1997.

Figura 12 – Colapso parcial da laje em Wolverhampton, Inglaterra



Fonte: Wood (1997)

4.3 ASPECTOS GERAIS DAS LAJES LISAS

Conforme já mencionado nos tópicos anteriores, as lajes lisas possuem peculiaridades na quais fazem ser indicadas para certas obras de engenharia, e não indicadas

para outros casos. Sendo assim, será feita uma análise a seguir de parâmetros das lajes lisas como suas características, tipos de lajes lisas e suas vantagens e desvantagens.

4.3.1 Vantagens das lajes lisas

Os sistemas de lajes lisas trazem uma série de vantagens para a estrutura que serão abordadas com maior profundidade neste tópico, sendo elas de grande valia para escolha do sistema a ser adotado, nas quais estas escolhas são geralmente baseadas na simplificação e rapidez na execução, melhoria da qualidade e custo da estrutura. Segundo Carvalho e Pinheiro (2009 p. 82), suas vantagens são:

a) Adaptabilidade a diversas formas ambientais

Por sua estrutura apresentar tetos lisos, a laje sem vigas dá a liberdade na escolha dos espaços internos, facilitando também a realização de reformas e modificações na estrutura, pois as divisórias não estão condicionadas as vigas do piso e teto. Não necessita de recortes de divisórias ou paredes e a coincidência com as vigas, reduzindo então o espessamento do revestimento utilizado nas paredes. Além do mais, segundo Albuquerque (1999) e Spohr (2008) os pilares podem ser distribuídos de acordo com a necessidade do projeto arquitetônico. Há facilidades também na execução de fachadas, visto que há maior liberdade, no caso de estruturas sem vigas de borda no pavimento.

b) Simplificação das formas e cimbramentos

Uma das suas principais vantagens, pois possui uma execução simplificada das suas formas, e redução da quantidade delas por metro quadrado de piso, sendo relacionadas aos seguintes aspectos:

- Menor consumo de materiais em relação aos modelos convencionais com vigas;
- As formas são simplificadas, apresentando um plano contínuo, com recortes apenas nas ligações dos pilares, sendo então de menor custo com desperdício de material;
- Maior facilidade para montagem e desmontagem, com menos estragos e então um maior reaproveitamento das formas.
- Menor custo com mão-de-obra na execução por exigir menos serviços;
- Permite racionalização e padronização do cimbramento com economia na mão de obra e materiais. (CARVALHO e PINHEIRO, 2009 p. 83)

c) Simplificação das armaduras

Com a ausência de vigas, não serão necessárias armaduras destas, assim como as operações como cortes, dobramentos e colocação da mesma. As armaduras de punção quando utilizadas, são feitas em uma pequena região próxima aos pilares. Existem também estas armaduras já preparadas com a finalidade de combate à punção, só sendo necessário a colocação da armadura no local correto.

Por causa destas simplificações já ditas, há uma racionalização maior nas tarefas de corte, dobramento e montagem, fazendo com que o custo de mão-de-obra seja menor e com menor desperdícios, além de melhoria de qualidade e da sua segurança, pois é facilitada a inspeção e colocação das armaduras.

d) Simplificação da concretagem

A concretagem é facilitada devido aos poucos recortes existentes, sendo estes, empecilhos à concretagem, visto que dificulta ao acesso a determinadas áreas, possibilitando o aparecimento de vazios que são danosos ao concreto, e podem comprometer a segurança da estrutura, principalmente se deixarem as barras da armadura expostas às intempéries.

e) Melhorias na qualidade final e diminuição dos revestimentos

Com a simplificação das formas, armaduras e concretagem é possível dar um acabamento melhor à estrutura, sendo dispensável a utilização de revestimentos. No caso de serem necessários, a sua superfície é menor, sendo sua preparação facilitada e as dificuldades para revestir superfícies planas são reduzidas, sendo consequência direta a diminuição da mão-de-obra e do consumo dos materiais.

f) Redução da altura total do edifício

Devido não haver limitação em relação à altura de edifícios e por este tipo de laje não haver vigas, há a diminuição do pé direito do pavimento ou aumento do número de

pavimentos na estrutura. Sendo assim, os pavimentos com menor altura reduzem o consumo dos materiais necessários.

g) Simplificação das instalações prediais

Os projetos de instalações hidráulica e elétrica são facilitados, devido ao ganho de espaço por não haver vigas como impedimento de tubulações e eletrodutos, diminuindo o número de curvas utilizadas ou a necessidade de perfurar as vigas para contorná-las. Sendo assim, implica-se:

- Menor quantidades de fios e condutos, reduzindo os cortes e emendas das ligações e perdas;
- Melhor qualidade e durabilidade do produto final, além da facilidade de se reparar ou fazer correções caso necessário;
- Diminuições da manutenção e simplificação das modificações;
- Racionalização das tarefas, permitindo o uso de “kits” de hidráulica e elétrica;
- O sistema permite perfuração da laje para passagem de tubulação (em locais adequados de acordo com o projeto) para passagem de tubulação, bem como a presença de dutos no seu interior, devido sua maior capacidade de distribuição dos esforços atuantes. (CARVALHO e PINHEIRO, 2009 p. 84).

h) Melhoria na habitabilidade

O teto liso dificulta o acúmulo de sujeira e insetos, facilitando a limpeza da mesma, melhorando também na ventilação e na insolação do pavimento.

i) Redução do tempo de execução e de custos

Devido a racionalização e simplificação das tarefas, a diminuição do tempo executado das lajes, assim como do edifício, a economia da mão-de-obra e a redução dos materiais utilizados, por consequência, há redução do custo da obra e das manutenções posteriores.

Em relação aos outros tipos de lajes adotadas, haverá diferenças entre custos, o que deverá ser analisado como quesito econômico para escolha do sistema mais conveniente, não sendo utilizado como único parâmetro, pois deve ser feita uma série de considerações técnicas para definir tal escolha. Sendo assim, Figueiredo filho (1995) realizou um estudo comparativo dos custos das estruturas para diversas situações, sendo elas o sistema sem vigas, o tradicional com vigas e o sistema com lajes nervuradas premoldadas. Foram considerados

vários tipos de pavimentos com diversas dimensões, colocando vigas de borda e lajes com balanços e utilização de formas em três e dez vezes.

É importante mencionar que este trabalho fora feito em épocas diferentes das atuais, podendo apresentar alguns pequenos desvios em relação ao preço dos itens, porém não invalida a análise feita.

A seguir, são apresentadas algumas conclusões em relação aos custos de acordo com a escolha da estrutura (FIGUEIREDO FILHO et al, 1995):

- O sistema de lajes sem vigas tem maior consumo de concreto, e o de lajes pré-moldadas o menor; em relação às fôrmas, o sistema convencional é o que mais consome, seguido pelo lajes sem vigas e as pré-moldadas;
- O maior consumo de aço se dá nas lajes sem vigas para painéis de vãos entre 6 a 8 metros, com sua diferença chegando em até 80%, mas para vão menores de aproximadamente 4 metros o consumo é bem próximo.
- Em relação ao custo dos pisos, o custo das lajes sem vigas são ligeiramente mais econômicos que os convencionais, aumentando a diferença no caso de pavimentos compostos de painéis quadrados;
- As lajes lisas gastam menos com as formas, pois esse sistema possibilita uma maior aproveitamento das fôrmas, por serem menos danificadas no processo de desforma;
- Para edifícios usuais com alturas mais elevadas ou vãos maiores que 5 metros, o sistema convencional mostrou-se mais indicado.

Tendo em vista que o estudo não fora analisado o custo global da estrutura, de acordo Carvalho e Pinheiro (2009), ainda que economicamente não seja uma das melhores opções ou muito mais econômica que as outras nos diversos casos estudados, ou não ocorra a redução do custo da estrutura, no caso de 20% do total do edifício, o custo final é vantajoso, pois não foi levado em conta os custos de subsistemas como vedações, instalações hidráulicas, elétricas, os revestimentos, acabamentos, etc.

Para melhor entendimento dos aspectos econômicos da estrutura, a viabilidade econômica para as lajes lisas está diretamente relacionada com os vãos desejados, sendo que para lajes lisas protendidas, com valores entre 7 e 12 metros, esta solução é mais competitiva (SCHMID, 2009, p. 28). Para uma modulação econômica têm-se os seguintes critérios:

- a) Vãos intermediários com comprimentos iguais entre si;
- b) Para os vãos de extremidade, utilizar comprimentos de 80 a 85% dos vãos intermediários;
- c) Nos balanços, dependo da existência ou não de paredes nas bordas, usar valores em torno de 25 a 35% do vão adjacente aos mesmos.

4.3.2 Desvantagens das lajes lisas

Apesar das várias vantagens que o sistema de lajes lisas apresentam, nem sempre é conveniente seu uso devido às suas desvantagens causadas pela ausência das vigas, quais

devem ser considerados na escolha da estrutura. Segundo Nervo, (2012, p. 37, apud ARAUJO, 2010), as lajes lisas não devem ser empregadas sem uma análise bem feita. Por exemplo, no caso de edifícios residenciais pode ser uma solução bem antieconômica pela disposição regular dos pilares. São as principais desvantagens do sistema segundo Albuquerque (1999), Henrichs (2003) e Carvalho e Pinheiro (2009):

- Punção da lajes nos pilares, podendo ser solucionado adotando uma espessura de laje adequada, adotando uma armadura de punção ou ambos;
- Estabilidade global do edifício, no caso de edifícios altos, a estabilidade é diminuída devido às ações horizontais, sendo como principal solução a utilização de vigas de borda e vincular as lajes em paredes estruturais ou em núcleos rígidos nas escadas e dos poços de elevadores;
- Menor desempenho acústico em relação às estruturas convencionais;
- Maior consumo de concreto e aço;
- Deslocamentos transversais das lajes para uma mesma rigidez e um mesmo vão são maiores comparados às lajes sobre vigas convencionais.

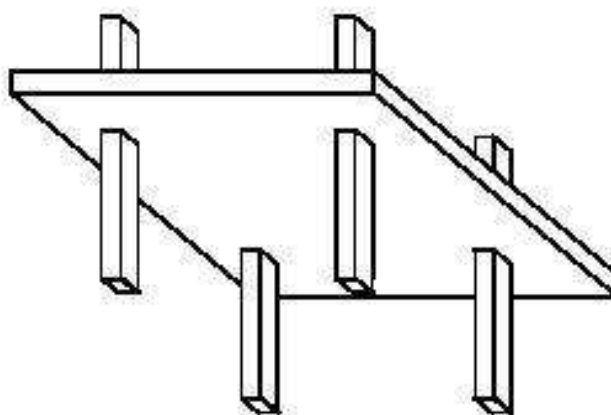
4.3.3 Tipos de lajes lisas

As lajes lisas podem ser uma solução bastante viável em muitas situações, sendo de grande valia o estudo dos seus tipos. Como já foi mencionado anteriormente, as lajes lisas podem ser bem versáteis e possuem diversas soluções que podem melhorar ou potencializar suas vantagens, dependendo de suas características e das condições locais da edificação. Sendo assim, conforme Carvalho e Pinheiro (2009) e Nervo, Ricardo (2012) são classificadas como:

a) Lajes lisas maciças

Para o melhor entendimento deste tipo, há de se mencionar o conceito de lajes maciças que já fora dito anteriormente – nas quais são placas de espessuras uniforme que recebem as cargas acidentais dos pisos e transmitem diretamente para as vigas ou pilares – sendo assim, as lajes lisas maciças são lajes similares com as lajes maciças convencionais, exceto pela diferença da ausência de vigas, sendo apenas apoiadas apenas nos pilares. Segue a figura 13 esquematizando a estrutura de lajes lisas maciças:

Figura 13 – Representação esquemática de uma estrutura com laje lisa maciça



Fonte: Melges (p.1, 1995)

b) Lajes lisas aliviadas ou nervuradas

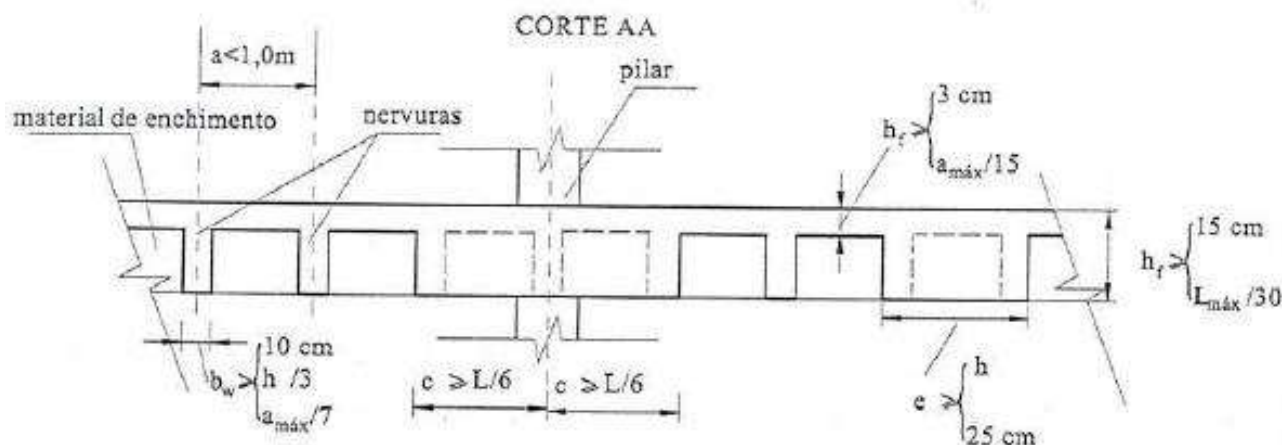
As lajes tipo nervuradas são as que possuem um conjunto de nervuras unidirecionais ou bidirecionais, ou então com vazios internos. Segundo a NBR6118:2014 (ABNT, 2014), as lajes nervuradas são lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte. Este modelo diminui o peso próprio e o consumo de concreto, e por consequência, reduz ou alivia a carga nos pilares e fundações, tornando-as mais econômicas. Para as lajes lisas nervuradas, obrigatoriamente deve haver próximo dos pilares uma região maciça, pois há uma grande concentração de esforços no local que então são combatidos pela parte maciça. Como as lajes nervuradas possuem uma altura maior, sua resistência é maior e os deslocamentos transversais são reduzidos.

Pode-se também realizar uma região maciça ligando as linhas de pilares, dando maior rigidez neste alinhamento, assim as nervuras são colocadas na parte central do painel entre quatro pilares, sendo chamadas também de lajes-faixas.

Em relação aos materiais utilizados para os vazios, podem ser com caixões perdidos, blocos cerâmicos, concreto celular, com poliestireno (isopor) ou com formas de polipropileno (ou cabacinhas). A seguir, uma representação em corte de uma laje nervurada

com especificações. (CARVALHO e PINHEIRO 2009, p. 90, *apud* MONTROYA, 1991 e REGALADO TESORO, 2003):

Figura 14 – Dimensões recomendadas para lajes nervuradas sem vigas



Fonte: Carvalho e Pinheiro, 2009

Sendo assim, há diversas recomendações adotadas para o dimensionamento desse tipo de laje, algumas delas são:

- Distância entre o centro das nervuras é indicado como valor de referência 80 cm nas duas direções
- A altura mínima da laje deverá ser o maior que 15 cm e $\frac{1}{30}$ do maior vão;
- Espessura mínima da mesa adotada de 5 cm se houver carga concentrada;
- Largura da nervura deverá ser maior que a altura da nervura dividido por 4;
- A região maciça próxima dos pilares deverá ter dimensão mínima em cada direção medida a partir do centro do pilar e deve ser de $\frac{1}{6}$ do vão correspondente;
- Por segurança, indica-se que nos pilares de borda com balanço, as dimensões do ábaco no sentido do balanço tenham pelo menos a mesma dimensão que a parte interna
- Deve haver em todo o contorno da laje nenhuma nervura com largura inferior a 25 cm e nem à altura;
- Pilares circulares não devem ser menores que 30 cm de diâmetro, e retangulares não podem ser menores que 25 cm x 25cm. Para vãos de maiores ou menores 5 metros, os pilares de canto deverão ter no mínimo 40 cm x 40 cm, e os de borda 40 cm x 30 cm;
- Os estribos não devem ter espaçamento maior do que 20 cm; (2009, p.86).

Figura 15 – Laje lisa nervurada apoiada diretamente em pilares (vista superior)



Fonte: Consultoria e Análise, 2009 (apud NERVO, 2012)

c) Lajes lisas protendidas

A introdução da protensão no contexto da construção civil trouxe grandes vantagens para o ramo. Com este estudo, vãos grandes, como acima de 8 metros, eram quase impossíveis de serem atingidos, e então começaram a ser possíveis pela utilização do método, permitindo vãos chegarem até 15 metros.

A protensão é uma ótima opção para lajes sem vigas, visto que este tipo de sistema necessita uma melhor atenção quanto aos deslocamentos transversais, na qual consegue estabilizar melhor a estrutura e diminuir a espessura das lajes, sendo que em grandes vãos, necessitam lajes bastante espessas. Além disto, o combate à punção é melhorado, pois a componente vertical da protensão combate os efeitos da força cortante existente próximo aos pilares, possibilitando uma diminuição da seção dos pilares.

Quanto sua viabilidade econômica, esta tem relação direta com a dimensão dos vãos e compreende com uma melhor economia para o sistema com vãos entre sete e doze metros. Mas claro, não é só este quesito que deve ser analisado, como a viabilidade técnica, arquitetônica e construtiva.

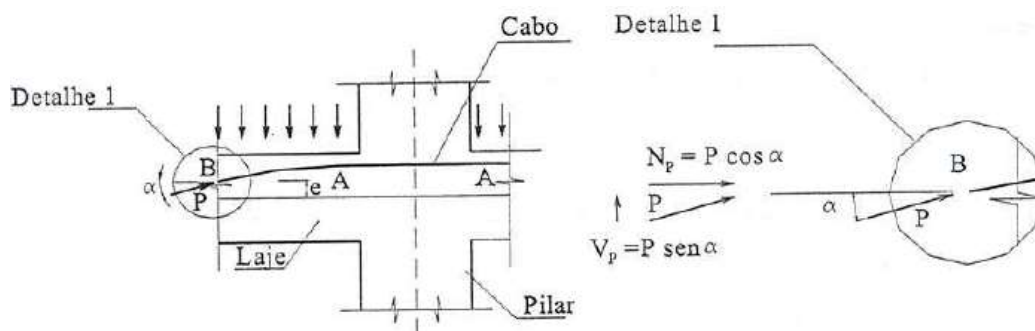
Os cabos de protensão devem ser dispostos próximos às regiões dos pilares, com uma certa inclinação, assim, criando uma força de protensão cortante que surge a partir da decomposição da força devido a um ângulo “ α ”. As figuras a seguir representam uma armação de uma laje protendida e uma seção transversal para entendimento da força de protensão atuante:

Figura 16 – Vista das armaduras em uma laje lisa protendida



Fonte: Mallmann, 2013

Figura 17 – Seção esquemática da ligação laje- pilar em protensão



Fonte: Carvalho e Pinheiro, 2009

Sendo a equação

$$V_p = P \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (4.1)$$

onde:

V_p = Força cortante de protensão

P = Esforço de protensão

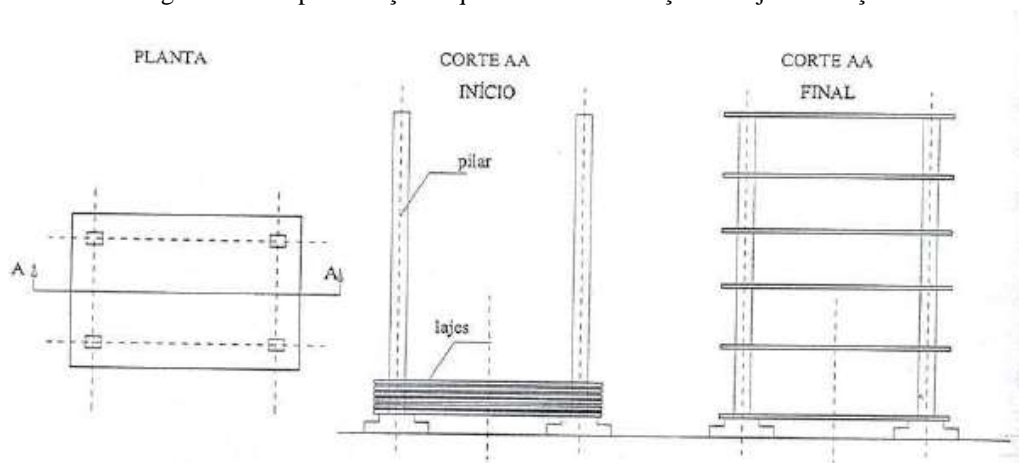
α = ângulo de inclinação dos cabos

d) Lajes içadas – “lift slabs”

O sistema de lajes içadas, ou como podem ser chamadas, lajes suspensas, é um sistema com pouca utilização no contexto atual, na qual consiste em concretar lajes umas sobre as outras com o nível do chão, sendo que uma servirá de forma para a sua posterior, e assim sucessivamente. Suas formas possuem aberturas nas posições já pré-estabelecidas para os pilares, onde serão concretados colares de aço com uma folga em relação à seção dos pilares.

O levantamento das lajes até a posição desejada é feito com um sistema hidráulico. Quando é alcançada a posição, os colares são soldados aos pilares de modo que as ações que são recebidas pelas lajes sejam transferidas também às fundações. O processo poderá ser feito em concreto armado ou até protendidas, que no segundo caso é facilitado pela diminuição do peso da estrutura, ajuda na elevação. A figura 18 representa a execução deste tipo de lajes.

Figura 18 – Representação esquemática da execução de lajes lisas içadas



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

4.4 PRESCRIÇÕES DA NBR 6118:2014 PARA LAJES LISAS

A NBR 6118 estabelece alguns limites para espessuras das lajes, assim como das nervuras, altura mínima, armadura e outras especificações. Segundo a norma, as lajes maciças lisas devem ter no mínimo 16 cm de espessura e para o caso de uso de capitel (lajes-cogumelo), 14 cm no mínimo. Na prática, a espessura adotada como pré-dimensionamento segue a relação do $\frac{V_{\text{vão}}}{30}$ ao $\frac{V_{\text{vão}}}{35}$, respeitando a espessura mínima adotada pela norma.

No caso das lajes nervuradas, para determinar as dimensões das nervuras são adotadas segundo a NBR 6118:2014 os seguintes parâmetros:

- a) A espessura da mesa, quando não houver tubulações embutidas, deve ser maior ou igual a $\frac{1}{5}$ da distância entre as faces das nervuras (l_0) e não menor do que 4 cm;
- b) Caso houver tubulação embutida, a espessura da mesa mínima absoluta deverá ser de 5 cm, quando as tubulações têm diâmetro menor ou igual a 10 mm. Quando o diâmetro for maior que 10, a espessura mínima deverá ser $4 \text{ cm} + \Phi$ ou $4 \text{ cm} + \Phi$;
- c) A espessura da nervura não deve ser menor que 5 cm;
- d) No caso de nervuras com espessura menor que 8 cm, não podem ter armaduras de compressão oposto à mesa.

Além disto, segundo a ABNT NBR 6118:2014 para o projeto das lajes nervuradas devem ser obedecidas as seguintes condições:

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

4.5 ANÁLISE ESTRUTURAL SEGUNDO A NBR 6118/2014

De acordo com a norma, o cálculo estrutural das lajes lisas deve ser feito por procedimentos numéricos adequados, como o método das diferenças finitas, o cálculo dos elementos finitos, analogia de grelha ou elementos de contorno. Para o caso de pilares dispostos em linhas ortogonais, com poucos vãos diferentes entre si, a NBR 6118/2014 permite que seja calculado pelo método simplificado de cálculo pelo processo elástico aproximado, com redistribuição, ou seja, considera em cada direção pórticos múltiplos ou equivalentes, para então se calcular os esforços atuantes na estrutura.

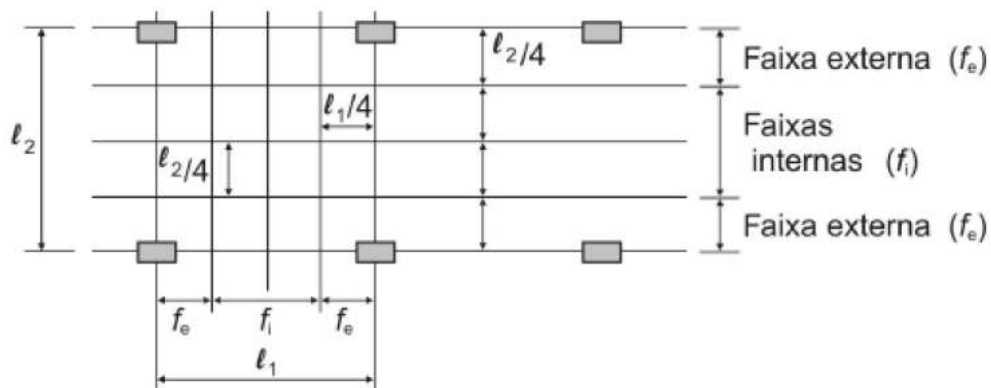
Para o cálculo dos esforços, para cada pórtico deve ser considerado uma carga total. No caso da distribuição dos momentos da estrutura é feita considerando o momento em cada direção (indicada na figura 19) e de acordo com os parâmetros adotados pela NBR 6118 (ABNT, 2014):

- a) 45% dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- b) 27,5% dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;
- c) 25% dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- d) 37,5% dos momentos negativos para cada uma das faixas externas.

As ligações das lajes com os pilares, devem ser cuidadosamente estudadas com especial atenção aos casos em que não haja simetria de forma ou de carregamento da laje em relação ao apoio.

Os momentos de ligação entre laje e pilares externos devem ser considerados obrigatoriamente.

Figura 19 – Faixas de laje para distribuição dos esforços nos pórticos múltiplos



Fonte: ABNT (2014).

4.6 PUNÇÃO NAS LAJES SEM VIGAS

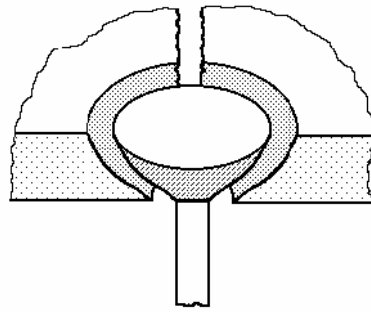
A punção é um fenômeno com esforços cisalhantes, como já se foi mencionado, sendo a principal causa das rupturas em lajes lisas. Esta ruptura pode ser bastante perigosa e inviabilizar o uso da estrutura, trazendo consequências graves. É importante ressaltar que os elementos estruturais devem ter boa ductilidade, e o dimensionamento deve ser de modo que o ELU (Estado Limite último) se atingido, seja por flexão. Sendo assim, conceito deste efeito é de grande importância para aplicação deste modelo de lajes, na qual segundo Melges (1995, p.21), explica:

O fenômeno da punção de uma placa é basicamente a sua perfuração devida às altas tensões de cisalhamento, provocadas por forças concentradas ou agindo em pequenas áreas. Nos edifícios com lajes-cogumelo, esta forma de ruína pode se dar na ligação da laje com os pilares, onde a reação do pilar pode provocar a perfuração da laje.

A ruptura por punção se dá no seu e stado limite último, onde suas fissuras são propagadas como fissuras de cisalhamento com a inclinação entre 30° e 35° (45° no caso de sapatas), na qual segundo Bavaresco (2010 apud CORDOVIL 1997), pode levar a estrutura a romper-se na forma de um tronco de cone, formado pela fissura circunferencial, no momento

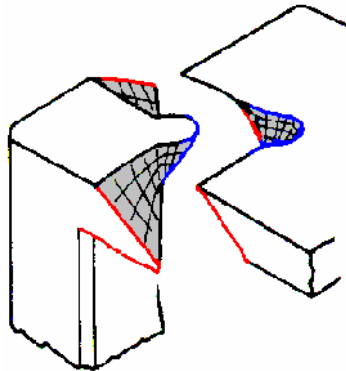
em que o concreto perde todas suas características de resistências, inclusive o cisalhamento. Já segundo Carvalho (2008), diz que as deformações radiais são menores que as circunferenciais e portanto, as fissuras radiais formam primeiro, e então, as circunferenciais. As figuras 20, 21 e 22 mostram exemplos de ruptura à punção nos pilares:

Figura 20 – Ruptura em pilar central



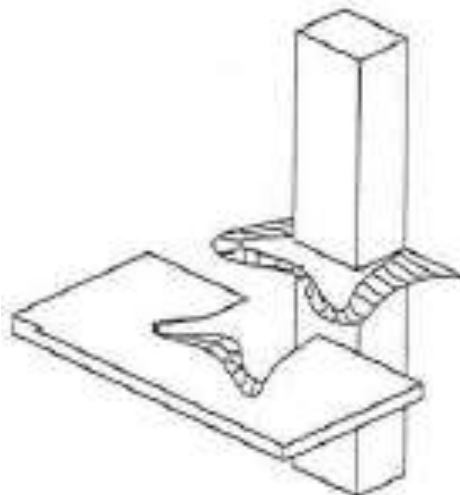
Fonte: Camacho (2004)

Figura 21 – Ruptura em pilar de canto



Fonte: Camacho (2004)

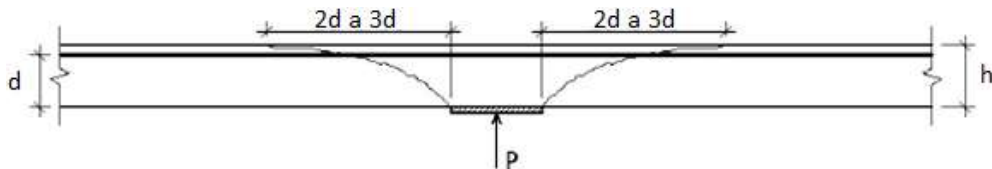
Figura 22 – Ruptura em pilar de borda



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

Há diversos fatores que influenciam na forma da ruptura na ligação dos pilares, na qual segundo ensaios realizados na EESC-USP, foi verificado que em pilares de canto, a punção é junto ao canto interior do pilar, e os de borda são de forma semelhante. Entre estes fatores, podem ser relacionados: a resistência do concreto; a altura útil; relação entre os lados dos pilares; aberturas na laje próximas aos pilares; excentricidade do carregamento; perímetro de contato entre laje e pilar; armadura de flexão; armadura de cisalhamento transversal (CARVALHO e PINHEIRO, 2009, p. 152). No caso das lajes sem armadura para o combate do cisalhamento, as fissuras atingem distâncias que podem variar entre duas a três vezes a altura útil da laje “d” (conforme a figura 23).

Figura 23 – Zona de ruptura em lajes sem armadura transversal de punção.



Fonte: Carvalho (2008)

No caso de lajes com armaduras de cisalhamento, sua superfície de ruptura pode ocorrer em três posições diferentes [CARVALHO (2008 apud CORDOVIL 1997)]:

a) Na zona entre o pilar e a primeira camada da armadura de cisalhamento, com ruptura somente do concreto adjacente ao pilar (punção restrita – Figura 24);

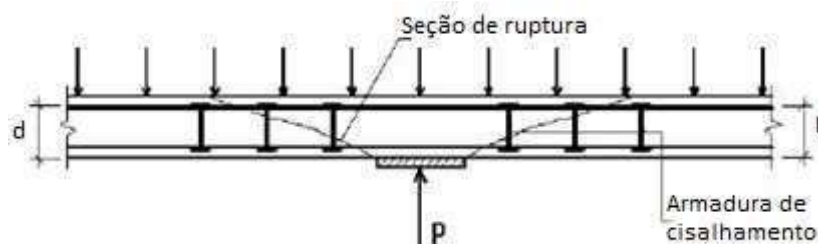
Figura 24 – Ruptura adjacente ao pilar



Fonte: Carvalho (2008)

b) Na zona com armadura de cisalhamento, com ruptura do concreto e da armadura transversal (punção não restrita internamente à armadura transversal – Figura 25);

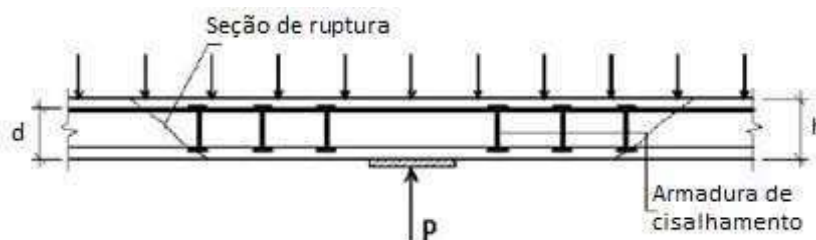
Figura 25 – Ruptura de concreto e armadura transversal



Fonte: Carvalho (2008)

c) Na zona situada além da armadura de cisalhamento, com ruptura do concreto (punção não restrita externamente à armadura transversal – Figura 26).

Figura 26 – Ruptura além da armadura de cisalhamento



Fonte: Carvalho (2008)

Tendo em vistas estas situações, a segunda é a que melhor enquadra como situação ideal, ou seja, quando há ruptura do concreto e da armadura transversal, pois a armadura então entraria em estado plástico, aumentando então sua ductilidade da estrutura, funcionando como um alerta para o problema antes do colapso da laje.

Em relação aos esforços próximos aos pilares, na ligação laje-pilar pode também existir além de esforços cortantes altíssimos, como a ação de grandes momentos fletores não balanceados, ocorrentes das ações laterais, espaçamentos desiguais, cargas acidentais diferentes em painéis adjacentes e em pilares posicionados nas bordas e cantos da laje. Sendo estes últimos mencionados os mais críticos, pois a área em torno pilar é menor e há torção nas bordas da laje junto da união do pilar (CARVALHO e PINHEIRO, 2009, p. 150)

Tendo conhecimento destes esforços, as cargas aplicadas concentradas podem provocar além da ruína por punção, pode ocorrer uma ruína por flexão, ou uma associação das duas. Na Ruína por flexão, se dá pelo esmagamento do concreto comprimido ou pela deformação plástica em excesso da armadura de tração. Sendo os elementos dimensionados à flexão são calculados de forma que a ruína ocorra com o escoamento do aço, sendo então uma ruína dúctil, com grandes deformações. No caso da ruína por punção, é onde a laje se rompe por cisalhamento, provocando ruína sem ter algum aviso prévio, tornando bastante perigosa.

Na associação dos dois, apresenta uma ductilidade satisfatória quando influenciada pelo momento fletor, ou seja, mostra significativas deformações antes da ruína completa da estrutura.

Há soluções que podem ser adotadas – algumas delas já comentadas em tópicos anteriores – que podem amenizar ou solucionar o efeito de punção próximos aos pilares, podendo ser empregadas de forma isolada ou em conjunto, nem sempre atendem as condições de execução e do arquitetônico, que devem ser analisadas para o processo de execução das lajes:

- Aumentar as espessuras das lajes no todo ou em partes;
- Aumentar a seção transversal dos pilares (caso das lajes-cogumelos);
- Colocar vigas nas bordas do pavimento ou dotar as lajes de balanço;
- Colocar armaduras específicas para combater os esforços causadores da punção.

4.7 DIMENSIONAMENTO DE LAJES À PUNÇÃO

4.7.1 Modelo de cálculo segundo a NBR 6118

Para início do procedimento do modelo de cálculo segundo a Norma brasileira, deve-se conhecer a verificação à punção que inicialmente foi preparada por Stucchi e Knapp, sendo baseado no código modelo da CEB-FIP/90. A verificação de punção está no capítulo 19 da NBR 6118/2014, onde o seu modelo de cálculo é essencialmente empírico, verificando o cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas. É importante lembrar também que a norma não enfatiza o uso de estribos como armadura transversal, utilizando com preferência os conectores (armaduras especiais pré-executadas para a ligação laje-pilar), provavelmente foram escolhidos estes por proporcionarem uma ancoragem melhor.

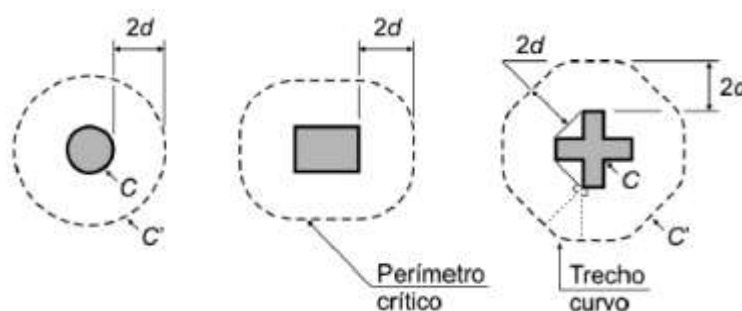
Nas etapas de verificação da punção se baseiam na verificação do cisalhamento em superfícies críticas perpendiculares ao plano médio da laje (superfície de controle), que são obtidas a partir da multiplicação da altura da laje por um perímetro crítico adotado pela norma. As tensões atuantes são comparadas com as resistentes para situações sem e com armadura de punção. A verificação da punção se dá em cinco etapas que serão abordadas nos sub-tópicos seguintes.

4.7.2 Determinação dos contornos críticos C, C' e C''

Devem ser considerados três tipos de contornos ou perímetros críticos, e o seu cálculo pode ser feito de acordo com a posição do pilar da estrutura e a forma da seção do pilar, sendo a posição do pilar classificada como pilares de borda, pilares internos ou pilares de canto. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a primeira superfície crítica (contorno C), do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento. Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada $2d$ do pilar ou carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação também é feita através de uma tensão de cisalhamento, no contorno C'.

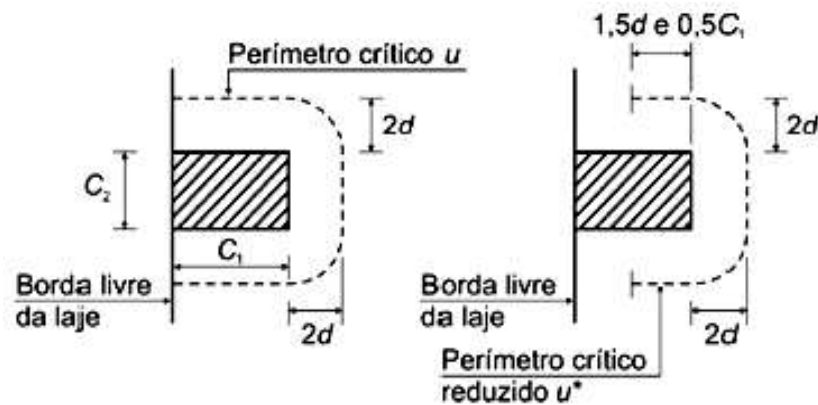
Caso haja necessidade, a ligação deve ser reforçada por armadura transversal. Tendo necessidade da armadura, a condição de contorno (contorno C'') deve ser verificada. O cálculo dos contornos deve ser feito de acordo com a sua seção e posição e devem ser feitas segundo as figuras 27 a 30:

Figura 27 – Perímetro crítico em pilares internos



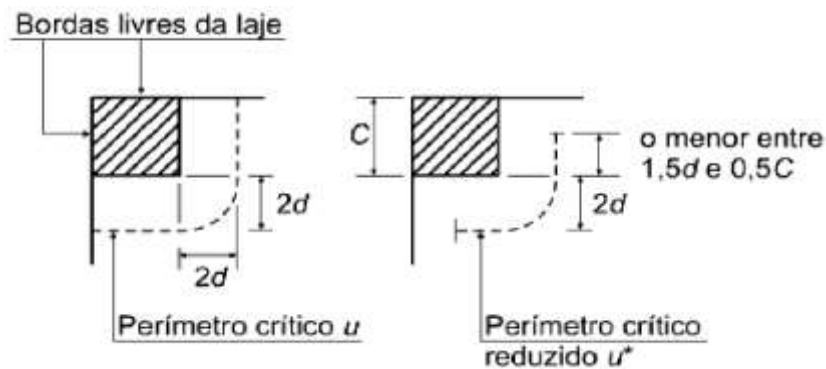
Fonte: ABNT (2014)

Figura 28 – Perímetro crítico em pilares de borda



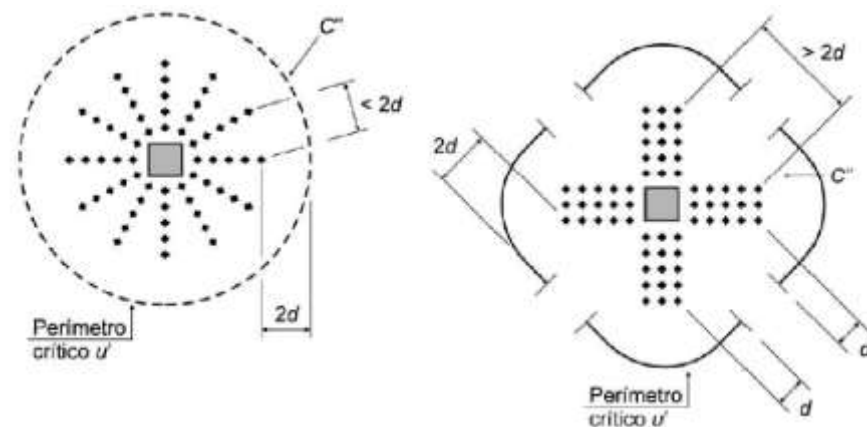
Fonte: ABNT (2014)

Figura 29 – Perímetro crítico em pilares de canto



Fonte: ABNT (2014)

Figura 30 – Disposição da superfície crítica C''

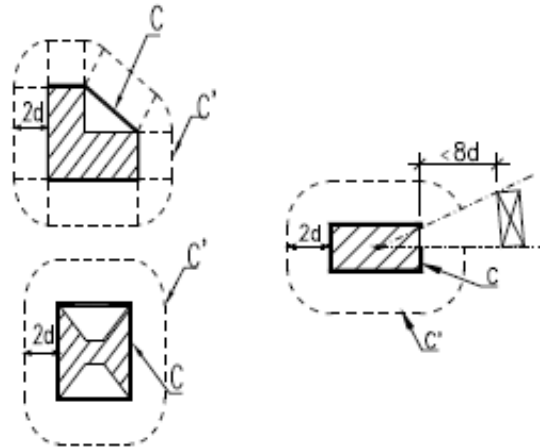


Fonte: ABNT (2014)

Há casos de superfícies de contorno especiais onde têm outras prescrições segundo à norma, como superfícies de contorno C apresentar reentrâncias ou geometrias irregulares, o contorno crítico C' deverá ser paralelo ao polígono circunscrito ao contorno C , com a distância especificada de $2d$. Caso haja aberturas próximas ao pilar situadas a menos de $8d$, não deverá ser considerado o trecho do contorno crítico C' entre duas retas que iniciam no

centro de gravidade da área de aplicação da força até as tangentes ao contorno da abertura (figura 31).

Figura 31 – Perímetro crítico em casos de pilares especiais



Fonte: ABNT (2014)

4.7.3 Tensão Solicitante nas Superfícies Críticas

4.7.3.1 Pilar interno com carregamento simétrico

No caso de pilares internos em que o carregamento seja simétrico, a tensão de cisalhamento (T_{sd}) que atua no contorno C' pode ser expressa por:

$$T_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu \cdot d} \quad (4.2)$$

$$d = \frac{(d_x + d_y)}{2} \quad (4.3)$$

Onde:

F_{sd} é a força ou reação concentrada de cálculo;

μ é o perímetro do contorno crítico (μ_0 para C e μ para C');

d é a altura útil média da laje ao longo do contorno crítico C ou C' ;

d_x e d_y são as alturas úteis nas duas direções ortogonais.

4.7.3.2 Pilar interno com efeito de momento

No caso de haver momento da laje para o pilar, o efeito de assimetria deve ser considerado, onde utiliza-se a seguinte expressão para cálculo:

$$Tsd = \frac{Fsd}{\mu.d} + \frac{K.Msd}{Wp.d} \quad (4.4)$$

Onde:

M_{sd} é o momento de cálculo transmitido da laje ao pilar;

K é o coeficiente que fornece a parcela de M_{sd} , transmitida ao pilar por cisalhamento, que depende da relação C_1/C_2 ;

W_p é o módulo de resistência plástica do perímetro crítico em questão.



No caso de existir momentos em duas direções ortogonais, a nova expressão se dá por:

$$Tsd = \frac{Fsd}{\mu.d} + \frac{K_1.Msd_1}{Wp_1.d} + \frac{K_2.Msd_2}{Wp_2.d} \quad (4.5)$$

Os momentos adotados são de acordo com a figura 32 a seguir:

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
-----------	-----	-----	-----	-----

Figura 32 – Representação dos momentos atuantes nos pilares

Fonte: Carvalho (2008)

Os valores de K são de acordo com o quadro 1:

Quadro 1 – Valores de K

K	0,45	0,60	0,70	0,80
----------	------	------	------	------

Fonte: Autor (2016)

Onde:

C_1 é a dimensão do pilar, paralela à excentricidade da força

C_2 é a dimensão do pilar, perpendicular à excentricidade da força.

O módulo de resistência plástica para uma seção qualquer pode ser dado pela seguinte expressão:

$$W_p = \int_0^u e \cdot dl \quad (4.6)$$

Com a resolução da equação 4.6 temos então valores de W_{p1} para os tipos mais comuns de pilares para o contorno crítico C' :

a) Pilar retangular:

$$W_{p1} = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 \quad (4.7)$$

b) Pilar circular:

$$W_{p1} = (D + 4 \cdot d) / 2 \quad (4.8)$$

sendo D = Diâmetro do pilar

4.7.3.3 Pilares de borda

No caso de pilares de borda, deve utilizar duas considerações. Quando o momento age ou não no plano paralelo à borda livre. Sendo apresentadas a seguir:

a) Quando não agir momento no plano paralelo à borda livre:

$$Tsd = \frac{Fsd}{\mu \cdot d} + \frac{K_1 \cdot Msd_1}{Wp_{1,d}} \quad (4.9)$$

$$Msd_1 = (Msd - Msd^*) \geq 0 \quad (4.10)$$

Onde:

Fsd – é a reação de apoio;

μ^* – é o perímetro crítico reduzido;

Msd – é o momento de cálculo no plano perpendicular à borda livre;

Msd^* – é o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido μ^* em relação ao centro do pilar;

Wp_1 – é o módulo de resistência plástica perpendicular à borda livre, calculado para o perímetro μ .

b) Quando agir momento no plano paralelo à borda livre:

$$Tsd = \frac{Fsd}{\mu \cdot d} + \frac{K_1 \cdot Msd_1}{Wp_{1,d}} + \frac{K_2 \cdot Msd_2}{Wp_{2,d}} \quad (4.11)$$

Onde:

Msd_2 – é o momento de cálculo no plano paralelo à borda livre;

Wp_2 – é o módulo de resistência plástica paralelo à borda livre, calculado para o perímetro μ .

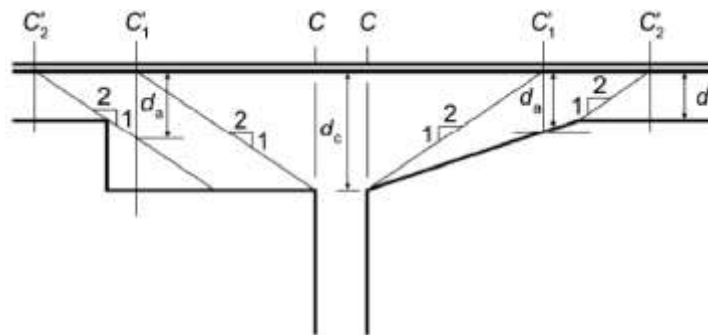
O coeficiente K_2 assume os valores estabelecidos para K no quadro 1, porém substitui-se $C1/C2$ por $C2/2C1$.

4.7.3.4 Pilares de canto

Segundo a NBR 6118/2014, aplica-se o disposto para o pilar de borda quando não age momento no plano paralelo à borda, e por apresentar duas bordas livres, deve ser feita a verificação separada para cada uma delas, considerando o momento fletor cujo plano é perpendicular à borda livre adotada.

Para o caso de existir capitel, devem ser feitas duas verificações nos contornos críticos C_1' e C_2' indicadas na Figura 33.

Figura 33 – Representação das alturas útil no caso com capitel



Fonte: ABNT (2014)

Onde:

d é a altura útil da laje no contorno C_2' ; d_c é a altura útil da laje na face do pilar;

d_a é a altura útil da laje no contorno C_1' ;

l_c é a distância entre a borda do capitel e a face do pilar.

Sendo:

$l_c \leq 2(d_c - d) \Rightarrow$ basta verificar o contorno C_2' ;

$2(d_c - d) < l_c \leq 2d_c \Rightarrow$ basta verificar o contorno C_1' ;

$l_c > 2d_c \Rightarrow$ é necessário verificar os contornos C_1' e C_2' .

4.7.4 Tensão resistente nas superfícies críticas

4.7.4.1 Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C

Esta verificação é para as lajes submetidas à punção, com ou sem armadura:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (4.12)$$

$$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250) \quad (4.13)$$

Onde:

f_{ck} = resistência característica do concreto a compressão em MPA;

T_{Rd2} = tensão de cisalhamento resistente de cálculo limite para verificação da compressão diagonal do concreto na ligação laje-pilar.

Há de se destacar que segundo a NBR 6118/2014, o valor de T_{Rd2} pode ser ampliado de 20% por efeito de estado múltiplo de tensões junto a um pilar interno, quando os vãos que chegam a esse pilar não diferem mais de 50% e não existem aberturas junto ao pilar.

4.7.4.2 Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção

A norma prescreve que a tensão resistente crítica C' deve ser calculada como a seguir:

$$T_{sd} \leq T_{rd1} = 0,13 (1 + \sqrt{20/d}) (100\rho f_{ck})^{1/3} + 0,10 \sigma_{cd} \quad (4.14)$$

Onde:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (4.15)$$

$$d = d_x + d_y/2 \quad (4.16)$$

sendo:

d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C da área de aplicação da força, em centímetros;

ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais assim calculadas:

— Na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de $3d$ para cada um dos lados;

— No caso de proximidade da borda, prevalece a distância até a borda, quando menor que $3d$.

— Essa verificação deve ser feita no contorno crítico C' ou em $C1'$ e $C2'$, no caso de existir capitel.

4.7.4.3 Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos com armadura de punção

A verificação de tensões na superfície crítica C' deve ser efetuada como a seguir:

$$T_{sd} \leq Trd_3 = 0,10 (1 + \sqrt{20/d})(100\rho fck)^{1/3} + 0,10 \sigma_{cd} + 1,5 \frac{d A_{sw} f_{ywd} \text{sen } \alpha}{sr u d} \quad (4.17)$$

Onde:

sr é o espaçamento radial entre linhas de armadura de punção, não podendo ser maior do que $0,75d$;

A_{sw} é a área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C' ;

α é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

u é o perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou canto;

f_{ywd} é a resistência de cálculo da armadura de punção, não maior que 300 MPa para conectores ou 250 MPa para estribos (de aço CA-50 ou CA-60).

4.7.5 Armadura de Punção Obrigatória

Segundo a NBR 6118/2014, caso a estrutura depender da resistência da laje à punção, deverá por obrigação haver armadura de punção, mesmo que T_{sd} seja menor que T_{rd1} . Esta armadura deve equilibrar no mínimo de 50% de F_{sd} .

4.7.6 Disposição das Armaduras de Punção

Para disposição das armaduras de punção, havendo sua necessidade, segundo a NBR 6118/2014 (Item 20.4), devem ser colocados conectores (studs) ou estribos verticais, dando preferência para os studs. O diâmetro da armadura dos estribos não deve ser maior que $\frac{h}{20}$ da laje, havendo contato com as barras longitudinais com os cantos dos estribos. Para melhor entendimento das armaduras de punção, são dispostas as figuras 34 e 35.

Figura 34 – Detalhe da armadura de punção



Fonte: Mesquita filho (2004)



Figura 35 – Detalhe dos conectores

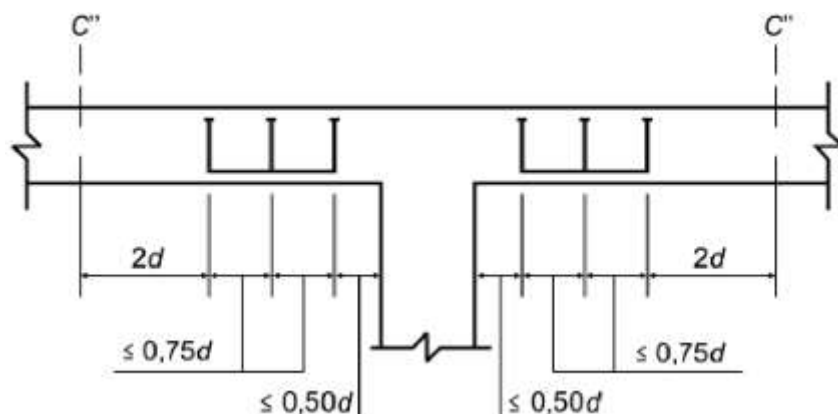
Fonte: Mesquita filho (2004)

Sendo necessária a armadura de punção, devem ser feitas três verificações de acordo com a NBR 6118/2014:

- tensão resistente de compressão do concreto no contorno C;
- tensão resistente à punção no contorno C', considerando a armadura de punção;
- tensão resistente à punção no contorno C'' sem armadura de punção

Sendo assim, as regiões permitidas, distâncias regulamentadas e a disposição das armaduras, é possível pela visualização em corte das armaduras de punção através da figura 36.

Figura 36 – Disposição da armadura de punção vista em corte



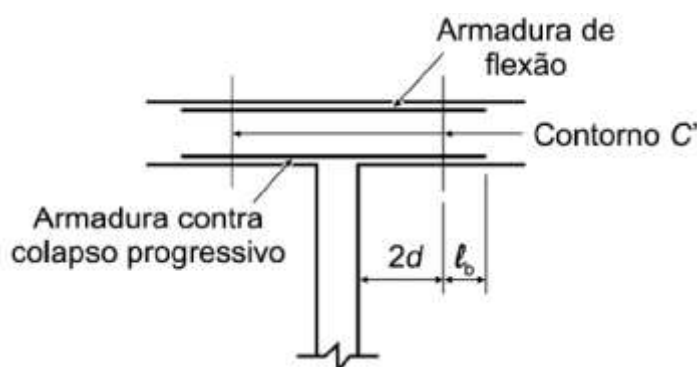
Fonte: ABNT (2014)

4.8 COLAPSO PROGRESSIVO

De acordo com a NBR 6118/2014, para garantir ductilidade e proteção contra o colapso progressivo, a armadura de flexão interior que atravessa o contorno crítico C, deve estar também ancorada além do contorno C' ou C'' (figura 37) e obedecendo a seguinte relação:

$$f_y d A_{s_{cp}} \geq 1,5 \cdot F_{sd} \quad (4.18)$$

Figura 37 – Disposição da armadura contra colapso progressivo



Fonte: ABNT (2014)

4.9 DETALHAMENTO DE LAJES

Há algumas prescrições da norma para detalhamento das lajes que são de acordo com o capítulo 20 da NBR 6118 (ABNT,2014):

- As armaduras devem ser dispostas de forma que se possa garantir o seu posicionamento durante a concretagem;
- Qualquer barra da armadura de flexão deve ter diâmetro no máximo igual a $h/8$;
- As barras da armadura principal de flexão devem ter espaçamento no máximo igual a 2 vezes h ou 20 cm, prevalecendo o menor desses dois valores na região dos maiores momentos fletores;
- Nas lajes armadas em uma ou duas direções, sem necessidade da armadura transversal e não havendo acréscimo nas armaduras decorrentes dos momentos nas lajes, toda a armadura positiva deve ser levada aos apoios, sem escalonamento. A armadura deve ser prolongada no mínimo 4 cm além do eixo teórico de apoio.
- A armadura secundária de flexão deve ser igual ou superior a 20% da armadura principal, com, um espaçamento entre barras de, no máximo, 33 cm e a emenda dessas barras deve respeitar os mesmos critérios de emenda das barras da armadura principal;
- Os estribos em lajes nervuradas não podem ter espaçamento superior a 20 cm.

- As bordas livres e as faces das lajes maciças próximas à aberturas devem estar protegidas por armaduras transversais e longitudinais, sendo os detalhes para estas aberturas devem estar de acordo com a figura.

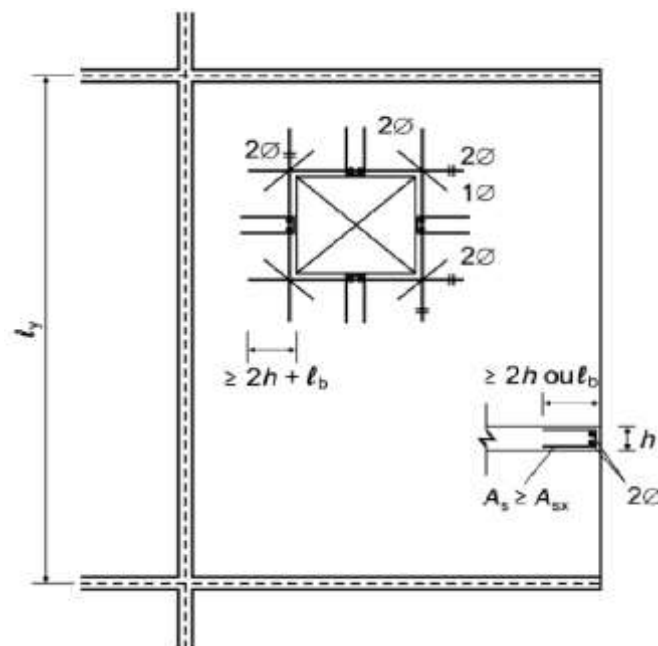
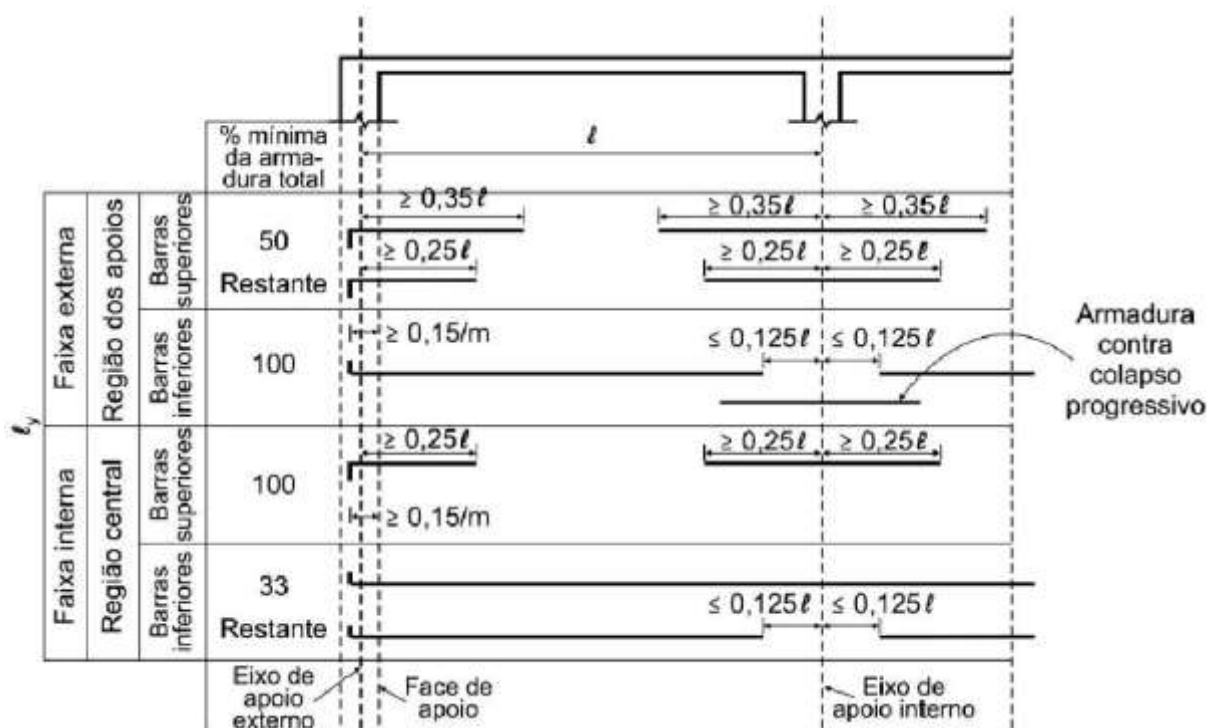


Figura 38 – Determinações para bordas livres e aberturas em lajes
Fonte: ABNT (2014)

4.9.1 Armaduras passivas para lajes sem vigas

As disposições para as armaduras passivas de lajes sem vigas devem ser feitas de acordo com a figura 39 a seguir:

Figura 39 – Recomendações para lajes sem vigas



Fonte: ABNT (2014)

Além disto, as duas barras inferiores devem passar de forma contínua sobre os apoios, respeitando a armadura contra colapso progressivo, como já mencionado anteriormente. No caso de lajes com capitéis, as barras inferiores interrompidas devem penetrar no mínimo 30cm ou $24 \varnothing$ no capitel.

4.9.2 Armaduras mínimas e máximas

Para controle de fissuras e ductilidade por flexão, devem ser atendidos os valores adotados em norma pela NBR 6118/2014 de acordo com o quadro 2 (ABNT, 2014):

Quadro 2 – Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

ARMADURA	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} \text{ — } \rho \geq 0,67\rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} \text{ — } 0,5\rho_p \geq 0,67\rho_{\min}$
Armaduras negativas de bordas sem descontinuidade	$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min}$		

Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5\rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5\rho_p \geq 0,5\rho_{\min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5\rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5\rho_p \geq 0,5\rho_{\min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5\rho_{\min}$		-

Fonte: Adaptado de ABNT (2014)

Sendo:

$\rho_s = \frac{A_s}{bw \cdot h}$, $\rho_p = \frac{A_p}{bw \cdot h}$ e ρ_{\min} é adotado pelo quadro 3 (item 17.3.5.2 da norma) que é mostrado a seguir:

Quadro 3 – Taxas mínimas de armadura de flexão

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min} (\%) = A_{s,\min}/A_c$							
	Fck	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	$\rho_{\min} (\%)$	0,15	0,15	0,15	0,164	0,179	0,194	0,206

Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$, $y_c = 1,4$ e $y_s = 1,15$.
Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado

Adaptado de ABNT (2014)

Para o caso das lajes lisas ou lajes-cogumelo com armadura ativa não aderente, as armaduras passivas positivas devem respeitar os valores do quadro 3, sendo a armadura negativa passiva sobre apoios tem a sua armadura mínima dada pela seguinte equação (ABNT, 2014):

$$A_s \geq 0,00075 \cdot h \cdot l$$

(4.19)

Sendo:

h = altura da laje;

l = vão médio da laje medido na direção da armadura a ser colocada

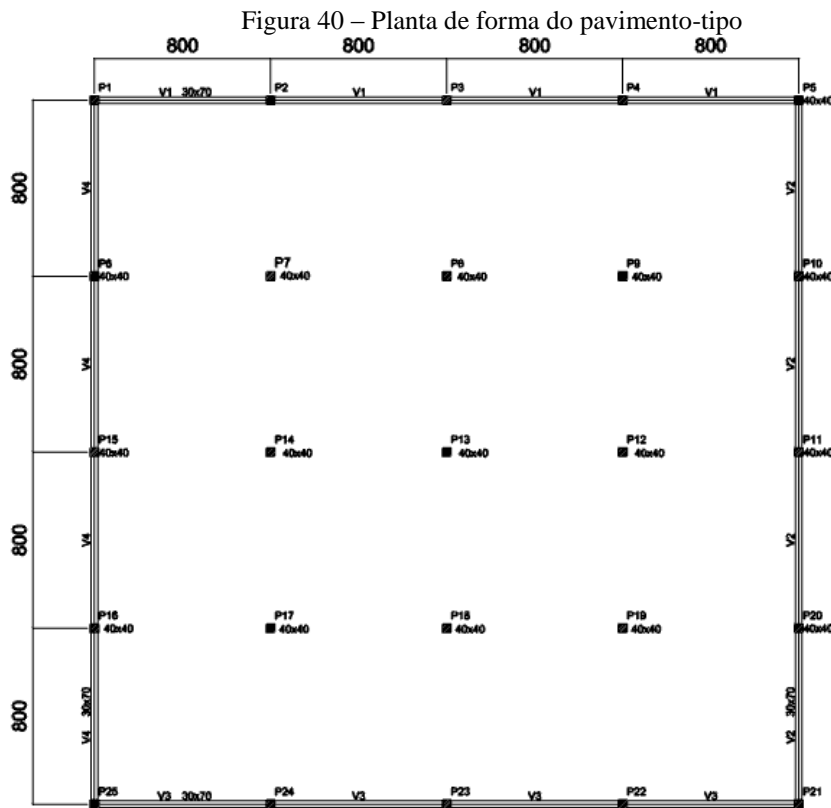
Além disto, a armadura deverá cobrir a região transversal a ela, bem como os apoios acrescido de 1,5 h para cada lado.

5. ANÁLISE ESTRUTURAL

Neste capítulo será apresentado a estrutura, assim como sua análise utilizando o método já citado dos pórticos equivalentes para cálculo segundo a atual norma e o cálculo com o software para cálculo Eberick v8, buscando comparativos entre os métodos e seus resultados.

5.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

O edifício a ser dimensionado consta de um pavimento-tipo e um térreo, com finalidade de ser utilizado como um estacionamento para veículos. Os pilares têm dimensões de 40x40 em filas ortogonais, sendo lançados na planta de forma que houvesse 8 metros de vão entre os mesmos, com intuito de aumentar os vãos para o estacionamento. Foi utilizado vigas de borda na estrutura e paredes ao redor do pavimento utilizando tijolo cerâmico e espessura de 15 cm e pé direito da edificação de 3 metros. A seguir, segue a planta de forma da estrutura a ser considerada:



Fonte: Autor (2016)

O projeto é composto por pavimentos com suas alturas e níveis conforme descrito no quadro a seguir:

Quadro 4 – Pavimentos da estrutura

Pavimento	Altura (m)	Nível (m)
LAJE COB	3,30	6,60
LAJE 1	3,30	3,30
TÉRREO	1,50	0

Fonte – Autor (2016)

5.2 CARGAS E MATERIAIS

O carregamento atuante na estrutura utilizado para sobrecarga foi de 3kN/m² devido ser uma estrutura para estacionamento, como previsto na NBR 6120 (ABNT, 1980), concreto com peso específico de 25 kN/m² e paredes (não estrutural) com espessura de 15 cm. Para o dimensionamento da altura da laje, fez-se o seguinte pré-dimensionamento:

$$h = \frac{l(v\tilde{a}o)}{31} = 25,80 \text{ cm} ;$$

Logo, foi adotado $h_{\text{laje}} = 25 \text{ cm}$.

Tendo feito isto, foram calculadas as cargas atuantes nas lajes, que estão de acordo com os quadros 5, 6 e 7 a seguir:

Quadro 5 – Propriedades das paredes

Pavimentos	Paredes	
	Espessura (m)	Peso específico (kN/m ³)
LAJE 1	0.15	13.00

Fonte: Autor (2016)

Quadro 6 – Cargas atuantes no Pavimento da laje 1

Lajes							
Dados					Sobrecarga (kN/m ²)		
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (m)	Peso próprio (kN/m ²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	25	0.00	6.25	1.00	3.00	-

Fonte: Autor (2016)

Quadro 7 – Cargas atuantes no pavimento da Laje de cobertura

Lajes							
Dados					Sobrecarga (kN/m ²)		
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (m)	Peso próprio (kN/m ²)	Adicional	Acidental	Localizada
Lcob	Maciça	25	0.00	6.25	1.00	3.00	-

Fonte: Autor (2016)

Com o intuito de garantir melhor durabilidade da estrutura com boa segurança, estabilidade e um bom serviço de acordo com a vida útil da estrutura, foram adotados classe de agressividade ambiental, cobrimentos das armaduras, materiais utilizados para construção da estrutura (quadros 8,9,10 e 11).

Quadro 8 – Classe de agressividade ambiental adotada:

Pavimento	Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Risco de deterioração da estrutura
Todos	II	Moderada	pequeno

Fonte: Autor (2016)

Quadro 9 – Características do concreto:

fck (MPa)	Ecs (MPa)	Fct (MPa)	Abatimento (cm)
30	26072	3	5.00

Fonte: Autor (2016)

Quadro 10 – Características do aço:

Categoria	Massa específica (kN/m ³)	Módulo de elasticidade (MPa)	fyk (MPa)
CA50	78	210000	500
CA60	78	210000	600

Fonte: Autor (2016)

Quadro 11 – Cobrimentos das armaduras:

Elemento	Cobrimento (cm)	
	Peças externas	Peças internas
Vigas	3.0	3.0
Pilares	3.0	3.0
Lajes	2.5	-
Sapatas	3.0	-

Fonte: Autor (2016)

5.3 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DO PÓRTICO EQUIVALENTE

Para o cálculo segundo modelo simplificado da norma, pode-se calcular a estrutura como pórticos equivalentes, para o caso dos pilares estarem dispostos de maneira regular e em filas ortogonais e com vãos pouco diferentes entre si, sendo calculados pórticos nas duas direções, admitindo-se que a laje esteja dividida em duas séries ortogonais de vigas. Os pórticos formados têm carga linear que são calculadas como a multiplicação da carga por unidade de área sobre a laje (p) pelo maior vão entre os pilares na direção considerada (l_x ou l_y). O método não deve ser utilizado quando a diferença entre os vãos da laje ultrapassar 30% (ARAÚJO, MILTON, 2014).

Para a estrutura em questão, será analisada apenas uma direção, visto que a laje é simétrica, sendo seus resultados equivalentes em ambas as direções. Como exemplo será calculado o pórtico central, conforme a figura 41.

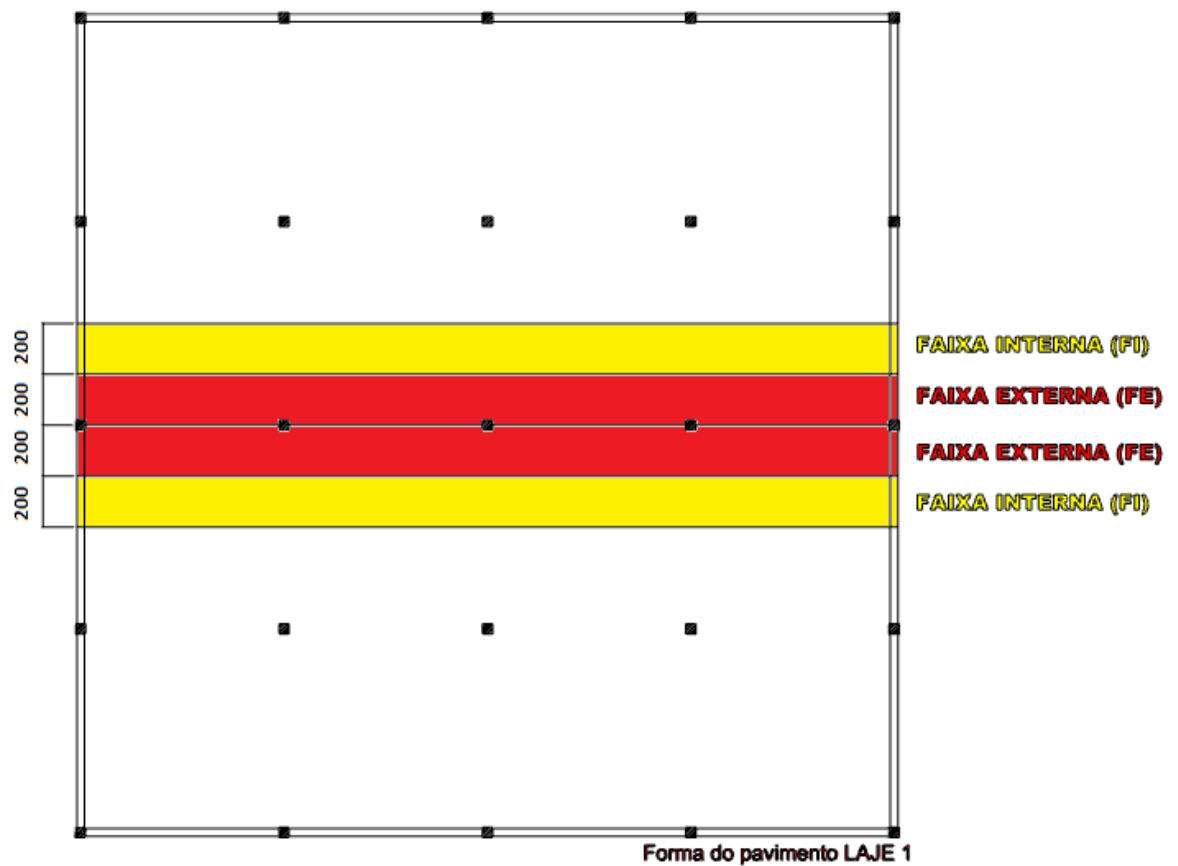


Figura 41 – Faixas para distribuição dos momentos (Medidas em cm)

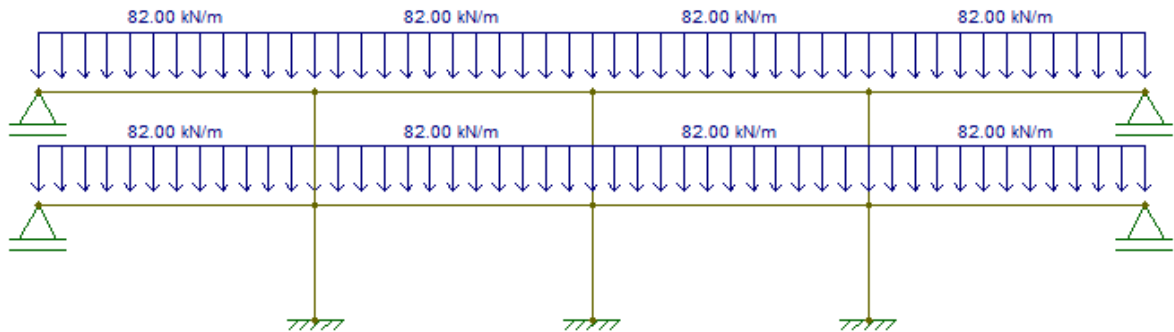
Fonte: Autor (2016)

5.4 MODELAGEM NO FTOOL

Tendo em vista o modelo acima, podemos calcular o pórtico equivalente para as faixas em questão, sendo feito sua modelagem a partir da ferramenta do Ftool. Para isto, foi utilizado a faixa com 8 metros, sendo utilizado uma carga de 82 kN/m, resultante da multiplicação do comprimento da faixa (8 m) pela carga atuante na laje (10,25 kN/m²).

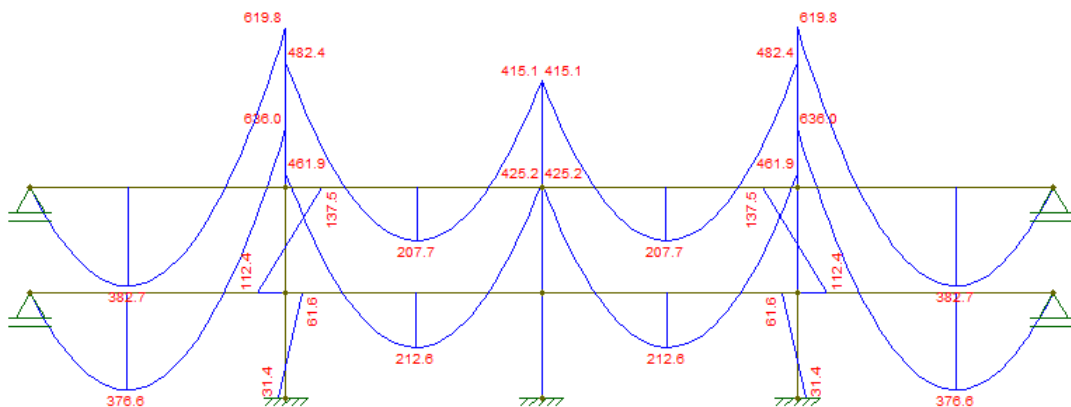
Entrando com esses dados e características no programa, podemos realizar dois modelos para análise da estrutura dada, que são colocados nas figuras 42 e 44 e seus respectivos diagramas de momento fletor, nas figuras 43 e 45. Estas estruturas serão mais explicadas logo a seguir.

Figura 42 – Modelo de pórtico para o pavimento tipo



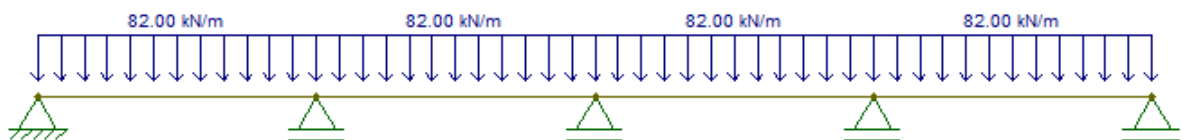
Fonte: Autor (2016)

Figura 43 – Diagrama de momento fletor para o modelo de pórtico



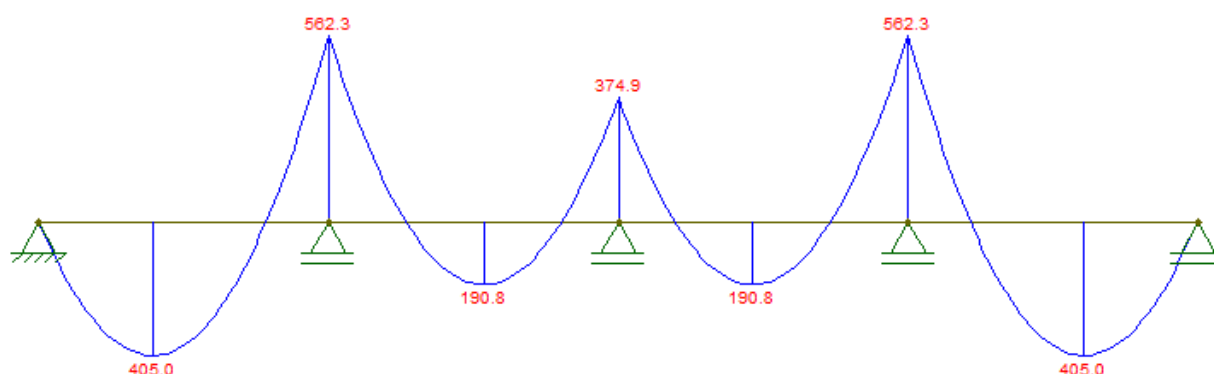
Fonte: Autor (2016)

Figura 44 – Modelo de viga contínua para o pavimento tipo



Fonte: Autor (2016)

Figura 45 – Diagrama de Momento Fletor para o modelo de viga contínua



Fonte: Autor (2016)

Como explicação dos modelos adotados, entende-se que a estrutura da laje está apoiada em vigas de borda e engastada nos pilares internos, por isto, utilizou-se o modelo de pórtico dado na figura 42. Para o segundo caso, é adotado o sistema como viga contínua, devido aos pilares de bordo estarem todos apoiados, é aconselhável realizar essa análise. Segundo José Milton de Araújo (2014), a estrutura calculada para lajes lisas com vigas de borda deverá ser obtido com vigas contínuas e é conveniente realizar um segundo cálculo engastando os pilares internos, sendo o dimensionamento da armadura dos vãos positivos devendo ser utilizado os maiores momentos considerando as duas situações de cálculo.

Para o caso estudado, foram considerados os momentos negativos do modelo de pórtico, e para os momentos positivos, adotou-se o valor dos vãos internos para o pórtico e os momentos dos vãos externos para a viga contínua. Feito isso, faz a distribuição dos momentos para a laje com os momentos adotados.

5.5 PROCESSO ELÁSTICO ESTIMADO

Como já foi dito anteriormente, de acordo com a NBR 6118/2014 é atribuído uma porcentagem do momento de referência para cada faixa (externa e interna), que segundo Milton de Araújo (2014), deve utilizar os maiores momentos positivos obtidos de acordo com cada um dos modelos adotados (viga contínua ou pórtico). Para o Processo Elástico Aproximado (P.E.A), são analisados os modelos que devem ser utilizados, e então fazer sua

distribuição de forma adequada. Segue então o cálculo da distribuição dos momentos na laje lisa.

Quadro 12 – Momentos de referência para o Pavimento Tipo

Vão (m)	Carregamento distribuído (kN/m)	Momentos de Referência (kN.m)			
		Positivo Tramo externo	Positivo Tramo Interno	Negativo Pilar Interno	Negativo Pilar Central
8,00	82,00	405,00	212,60	636,00	425,20

Fonte: Autor (2016)

Para o cálculo da distribuição, multiplica-se cada momento de referência (seja negativo ou positivo) por suas respectivas porcentagens, de acordo com cada faixa especificada, como a seguir:

$$M_{k(distribuído)} = \frac{(x\% \cdot M_k)}{L_f} \quad (5.1)$$

$$M_{sd(distribuído)} = M_{k(distribuído)} \cdot \gamma_c \quad (5.2)$$

Onde:

M_k = Momento de referência Característico

M_{sd} = Momento solicitante de Cálculo

L_f = Comprimento da faixa em questão

γ_c = Coeficiente de majoração

$X\%$ = Porcentagem estipulada por norma de acordo com suas faixas, sendo:

- 45 % dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- 27,5 % dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;
- 25 % dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- 37,5 % dos momentos negativos para cada uma das faixas externas.

Aplicando as fórmulas 5.1 e 5.2, encontram-se os seguintes resultados para as faixas:

Quadro 13 – Momentos (M_k) distribuídos nas faixas do Pavimento Tipo

Faixas	Momentos Positivos (kN.m) (cada 2 m)		Momentos Negativos (kN.m) (cada 2 m)	
	Tramo Externo	Tramo Interno	Pilar Interno	Pilar Central

Faixa externa	55,69	29,23	119,25	79,725
Faixa interna	45,56	23,92	39,75	26,575

Fonte: Autor (2016)

Quadro 14 – Momentos de Cálculo (Msd) distribuídos nas faixas do Pavimento Tipo

Faixas	Momentos Positivos (kN.m) (cada 2 m)		Momentos Negativos (kN.m) (cada 2 m)	
	Tramo Externo	Tramo Interno	Pilar Interm.	Pilar Central
Faixa externa	77,96	40,92	166,95	111,61
Faixa interna	63,78	33,48	55,65	37,20

Fonte: Autor (2016)

Figura 46 – Momentos de Cálculo distribuídos nas faixas de 2m da laje



Fonte: Autor (2016)

Em tópicos posteriores, serão realizados os cálculos das armaduras de flexão, colapso progressivo e de punção, os quais serão comparados com os resultados calculados pelo Eberick v8.

5.6 CÁLCULO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO PELO MODELO SIMPLIFICADO

Para procedimento do cálculo das armaduras de flexão, é necessário levar em consideração que suas armaduras são calculadas com os esforços de cálculo em cada faixa analisada. Sendo assim, inicia-se o cálculo como procedimento adotado:

➤ Para o Tramo externo (Faixa externa):

1. Coleta dos dados para a armadura:

- $Msd = 77,966 \text{ kN.m}$
- $h = 25 \text{ cm}$
- $bw = 200 \text{ cm}$ (por ser uma faixa de 2 metros)
- $c = 2,5 \text{ cm}$
- $d = h - c = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$
- $fck = 30 \text{ Mpa}$
- $fyk_{CA-50} = 500 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,4$
- $\gamma_f = 1,15$

2. Cálculo da posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 \cdot bw \cdot d^2 \cdot fcd}} \right) = 1,25 \cdot 22,5 \left(1 - 1 \sqrt{1 - \frac{7796,6}{0,425 \cdot 200 \cdot 22,5^2 \cdot \left(\frac{3}{1,4}\right)}} \right)$$

$$x = 1,22 \text{ cm}$$

$$x_{23} = 0,259d = 0,259(22,5) = 5,83 \text{ cm}$$

$$E_{yd} = \frac{fyd_{CA-50}}{21000} = \frac{(50/1,15)}{21000} = 0,00207$$

$$x_{34} = \frac{0,0035d}{0,0035 + E_{yd}} = \frac{0,0035 \cdot 22,5}{0,0035 + 0,00207} = 14,14 \text{ cm}$$

Logo, o domínio em questão é o 2.

3. Cálculo da Armadura de flexão

$$As = \frac{Msd}{fyd(d-0,4x)} = \frac{7796,6}{\left(\frac{50}{1,15}\right) \cdot (22,5 - (0,4 \cdot 1,22))} = 8,15 \text{ cm}^2/m$$

$$As_{min} = 0,67 \cdot \rho(\%) \cdot bw \cdot h = 0,67 * 0,0015 \cdot 100 \cdot 25 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Logo, $As_{(adotado)} = 8,15 \text{ cm}^2$ para as faixas externas ($\emptyset 12,5 \text{ c/ } 15 \text{ cm}$)

➤ Para o tramo externo (Faixa interna):

1. Coleta dos dados para a armadura:

- $Msd = 63,784 \text{ kN.m}$
- $h = 25 \text{ cm}$
- $bw = 200 \text{ cm}$ (por ser uma faixa de 2 metros)
- $c = 2,5 \text{ cm}$
- $d = h - c = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$
- $fck = 30 \text{ Mpa}$
- $fyk_{CA-50} = 500 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,4$
- $\gamma_f = 1,15$

2. Cálculo da posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 \cdot bw \cdot d^2 \cdot fcd}} \right) = 1,25 \cdot 22,5 \left(1 - 1 \sqrt{1 - \frac{6378,4}{0,425 \cdot 200 \cdot 22,5^2 \cdot \left(\frac{3}{1,4}\right)}} \right)$$

$$x = 0,99 \text{ cm}$$

$$x_{23} = 0,259d = 0,259(22,5) = 5,83 \text{ cm}$$

$$E_{yd} = \frac{fyd_{CA-50}}{21000} = \frac{(50/1,15)}{21000} = 0,00207$$

$$x_{34} = \frac{0,0035d}{0,0035 + E_{yd}} = \frac{0,0035 \cdot 22,5}{0,0035 + 0,00207} = 14,14 \text{ cm}$$

Logo, o domínio em questão é o 2.

3. Cálculo da Armadura de flexão

$$As = \frac{Msd}{fyd(d - 0,4x)} = \frac{6978,4}{\left(\frac{50}{1,15}\right) \cdot (22,5 - (0,4 \cdot 0,99))} = 6,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{min} = 0,67 \cdot \rho(\%) \cdot bw \cdot h = 0,67 \cdot 0,0015 \cdot 100 \cdot 25 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Logo, $As_{(adotado)} = 6,64 \text{ cm}^2$ para a faixas internas ($\emptyset 12,5\text{mm}$ c/ 16 cm)

➤ Para o tramo interno (Faixa externa):

1. Coleta dos dados para a armadura:

- $Msd = 40,922 \text{ kN.m}$
- $h = 25 \text{ cm}$
- $bw = 200 \text{ cm}$ (por ser uma faixa de 2 metros)
- $c = 2,5 \text{ cm}$

- $d = h - c = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$
- $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
- $f_{yk_{CA-50}} = 500 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,4$
- $\gamma_f = 1,15$

2. Cálculo da posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 \cdot bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = 1,25 \cdot 22,5 \left(1 - 1 \sqrt{1 - \frac{4092,2}{0,425 \cdot 200 \cdot 22,5^2 \cdot \left(\frac{3}{1,4}\right)}} \right)$$

$$x = 0,63 \text{ cm}$$

$$x_{23} = 0,259d = 0,259(22,5) = 5,83 \text{ cm}$$

$$E_{yd} = \frac{f_{yd_{CA-50}}}{21000} = \frac{(50/1,15)}{21000} = 0,00207$$

$$x_{34} = \frac{0,0035d}{0,0035 + E_{yd}} = \frac{0,0035 \cdot 22,5}{0,0035 + 0,00207} = 14,14 \text{ cm}$$

Logo, o domínio em questão é o 2.

3. Cálculo da Armadura de flexão

$$A_s = \frac{Msd}{f_{yd} (d - 0,4x)} = \frac{4092,2}{\left(\frac{50}{1,15}\right) * (22,5 - (0,4 \cdot 0,63))} = 4,23 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{s_{min}} = 0,67 \cdot \rho(\%) \cdot bw \cdot h = 0,67 \cdot 0,0015 \cdot 100 \cdot 25 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Logo, $A_{s(\text{adotado})} = 4,23 \text{ cm}^2$ para as faixas externas (Ø12,5 mm c/ 20)

➤ Para o tramo interno (Faixa interna):

1. Coleta dos dados para a armadura:

- $Msd = 33,488 \text{ kN.m}$
- $h = 25 \text{ cm}$
- $bw = 200 \text{ cm}$ (por ser uma faixa de 2 metros)
- $c = 2,5 \text{ cm}$

- $d = h - c = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$
- $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
- $f_{yk_{CA-50}} = 500 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,4$
- $\gamma_f = 1,15$

2. Cálculo da posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 \cdot bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = 1,25 \cdot 22,5 \left(1 - 1 \sqrt{1 - \frac{3348,8}{0,425 \cdot 200 \cdot 22,5^2 \cdot \left(\frac{3}{1,4}\right)}} \right)$$

$$x = 0,52 \text{ cm}$$

$$x_{23} = 0,259d = 0,259(22,5) = 5,83 \text{ cm}$$

$$E_{yd} = \frac{f_{yd_{CA-50}}}{21000} = \frac{(50/1,15)}{21000} = 0,00207$$

$$x_{34} = \frac{0,0035d}{0,0035 + E_{yd}} = \frac{0,0035 \cdot 22,5}{0,0035 + 0,00207} = 14,14 \text{ cm}$$

Logo, o domínio em questão é o 2.

3. Cálculo da Armadura de flexão

$$A_s = \frac{Msd}{f_{yd} (d - 0,4x)} = \frac{3348,8}{\left(\frac{50}{1,15}\right) * (22,5 - (0,4 \cdot 0,52))} = 3,46 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{s_{min}} = 0,67 \cdot \rho(\%) \cdot bw \cdot h = 0,67 \cdot 0,0015 \cdot 100 \cdot 25 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Logo, $A_{s(\text{adotado})} = 3,75 \text{ cm}^2$ para as faixas internas ($\emptyset 12,5 \text{ mm } c/20$)

➤ Para os pilares internos (Faixa externa):

1. Coleta dos dados para a armadura:

- $Msd = -166,95 \text{ kN.m}$
- $h = 25 \text{ cm}$
- $bw = 200 \text{ cm}$ (por ser uma faixa de 2 metros)
- $c = 2,5 \text{ cm}$

- $d = h - c = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$
- $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
- $f_{yk_{CA-50}} = 500 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,4$
- $\gamma_f = 1,15$

2. Cálculo da posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 \cdot bw \cdot d^2 \cdot fcd}} \right) = 1,25 \cdot 22,5 \left(1 - 1 \sqrt{1 - \frac{16695}{0,425 \cdot 200 \cdot 22,5^2 \cdot \left(\frac{3}{1,4}\right)}} \right)$$

$x = 2,68 \text{ cm}$

$$x_{23} = 0,259d = 0,259(22,5) = 5,83 \text{ cm}$$

$$E_{yd} = \frac{f_{yd_{CA-50}}}{21000} = \frac{(50/1,15)}{21000} = 0,00207$$

$$x_{34} = \frac{0,0035d}{0,0035 + E_{yd}} = \frac{0,0035 \cdot 22,5}{0,0035 + 0,00207} = 14,14 \text{ cm}$$

Logo, o domínio em questão é o 2.

3. Cálculo da Armadura de flexão

$$A_s = \frac{Msd}{f_{yd} (d - 0,4x)} = \frac{16695}{\left(\frac{50}{1,15}\right) \cdot (22,5 - (0,4 \cdot 2,68))} = 17,92 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{s_{min}} = 0,00075 \cdot h \cdot l = 0,0015 \cdot 800 \cdot 25 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Logo, $A_{s(\text{adotado})} = 17,92 \text{ cm}^2$ para as faixas externas ($\varnothing 16 \text{ mm c/11}$)

➤ Para os pilares internos (Faixa interna):

1. Coleta dos dados para a armadura:

- $Msd = -55,65 \text{ kN.m}$
- $h = 25 \text{ cm}$
- $bw = 200 \text{ cm}$ (por ser uma faixa de 2 metros)
- $c = 2,5 \text{ cm}$

- $d = h - c = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$
- $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
- $f_{yk_{CA-50}} = 500 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,4$
- $\gamma_f = 1,15$

2. Cálculo da posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 \cdot bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = 1,25 \cdot 22,5 \left(1 - 1 \sqrt{1 - \frac{5565}{0,425 \cdot 200 \cdot 22,5^2 \cdot \left(\frac{3}{1,4}\right)}} \right)$$

$$x = 0,86 \text{ cm}$$

$$x_{23} = 0,259d = 0,259(22,5) = 5,83 \text{ cm}$$

$$E_{yd} = \frac{f_{yd_{CA-50}}}{21000} = \frac{(50/1,15)}{21000} = 0,00207$$

$$x_{34} = \frac{0,0035d}{0,0035 + E_{yd}} = \frac{0,0035 \cdot 22,5}{0,0035 + 0,00207} = 14,14 \text{ cm}$$

Logo, o domínio em questão é o 2.

3. Cálculo da Armadura de flexão

$$A_s = \frac{Msd}{f_{yd} (d - 0,4x)} = \frac{5565}{\left(\frac{50}{1,15}\right) \cdot (22,5 - (0,4 \cdot 0,86))} = 5,78 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s_{min}} = \rho(\%) \cdot bw \cdot h = 0,0015 \cdot 100 \cdot 25 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Logo, $A_{s(\text{adotado})} = 5,78 \text{ cm}^2$ para as faixas internas ($\emptyset 12,5 \text{ mm } c/20$)

➤ Para o Pilar Central (Faixa externa):

1. Coleta dos dados para a armadura:

- $Msd = -111,615 \text{ kN.m}$
- $h = 25 \text{ cm}$
- $bw = 200 \text{ cm}$ (por ser uma faixa de 2 metros)

- $c = 2,5$ cm
- $d = h - c = 25 - 2,5 = 22,5$ cm
- $f_{ck} = 30$ Mpa
- $f_{yk_{CA-50}} = 500$ MPa
- $\gamma_c = 1,4$
- $\gamma_f = 1,15$

2. Cálculo da posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 \cdot bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = 1,25 \cdot 22,5 \left(1 - 1 \sqrt{1 - \frac{11161,5}{0,425 \cdot 200 \cdot 22,5^2 \cdot \left(\frac{3}{1,4}\right)}} \right)$$

$$x = 1,76$$
 cm

$$x_{23} = 0,259d = 0,259(22,5) = 5,83$$
 cm

$$E_{yd} = \frac{f_{yd_{CA-50}}}{21000} = \frac{(50/1,15)}{21000} = 0,00207$$

$$x_{34} = \frac{0,0035d}{0,0035 + E_{yd}} = \frac{0,0035 \cdot 22,5}{0,0035 + 0,00207} = 14,14$$
 cm

Logo, o domínio em questão é o 2.

3. Cálculo da Armadura de flexão

$$A_s = \frac{Msd}{f_{yd} (d - 0,4x)} = \frac{11161,5}{\left(\frac{50}{1,15}\right) \cdot (22,5 - (0,4 \cdot 1,76))} = 11,78$$
 cm²/m

$$A_{s_{min}} = \rho(\%) \cdot bw \cdot h = 0,0015 \cdot 100 \cdot 25 = 3,75$$
 cm²

Logo, $A_{s(\text{adotado})} = 11,78$ cm² para as faixas externas (Ø16mm c/17)

➤ Para o Pilar Central (Faixa interna):

1. Coleta dos dados para a armadura:

- $Msd = -37,205$ kN.m
- $h = 25$ cm
- $bw = 200$ cm (por ser uma faixa de 2 metros)
- $c = 2,5$ cm

- $d = h - c = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$
- $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
- $f_{yk_{CA-50}} = 500 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,4$
- $\gamma_f = 1,15$

2. Cálculo da posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 \cdot bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = 1,25 \cdot 22,5 \left(1 - 1 \sqrt{1 - \frac{3720,5}{0,425 \cdot 200 \cdot 22,5^2 \cdot \left(\frac{3}{1,4}\right)}} \right)$$

$$x = 0,57 \text{ cm}$$

$$x_{23} = 0,259d = 0,259(22,5) = 5,83 \text{ cm}$$

$$E_{yd} = \frac{f_{yd_{CA-50}}}{21000} = \frac{(50/1,15)}{21000} = 0,00207$$

$$x_{34} = \frac{0,0035d}{0,0035 + E_{yd}} = \frac{0,0035 \cdot 22,5}{0,0035 + 0,00207} = 14,14 \text{ cm}$$

Logo, o domínio em questão é o 2.

3. Cálculo da Armadura de flexão

$$A_s = \frac{Msd}{f_{yd} (d - 0,4x)} = \frac{3720,5}{\left(\frac{50}{1,15}\right) \cdot (22,5 - (0,4 \cdot 0,57))} = 3,84 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s_{min}} = \rho(\%) \cdot bw \cdot h = 0,0015 \cdot 100 \cdot 25 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Logo, $A_{s(\text{adotado})} = 3,84 \text{ cm}^2$ para as faixas internas ($\emptyset 12,5 \text{ mm } c/20$)

Para os valores encontrados de espaçamento e número de barras, foram utilizados as tabelas de dimensionamento do anexo A. Após isto, foi feita a representação dos resultados na figura 47, mostrando as armações atribuídas, que são postas a seguir:

Figura 47 – Representação das armaduras nas faixas

Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	
Ø12,5 e/ 16	Ø12,5 e/ 20	Ø12,5 e/ 20	Ø12,5 e/ 20	Ø12,5 e/ 20	Ø12,5 e/ 15	Ø12,5 e/ 16	FI
Ø12,5 e/ 15	Ø16 e/ 11	Ø12,5 e/ 20	Ø16 e/ 17	Ø12,5 e/ 20	Ø16 e/ 11	Ø12,5 e/ 15	FE
Ø12,5 e/ 15	Ø16 e/ 11	Ø12,5 e/ 20	Ø16 e/ 17	Ø12,5 e/ 20	Ø16 e/ 11	Ø12,5 e/ 15	FE
Ø12,5 e/ 16	Ø12,5 e/ 20	Ø12,5 e/ 20	Ø12,5 e/ 20	Ø12,5 e/ 20	Ø12,5 e/ 15	Ø12,5 e/ 16	FI

Fonte: Autor (2016)

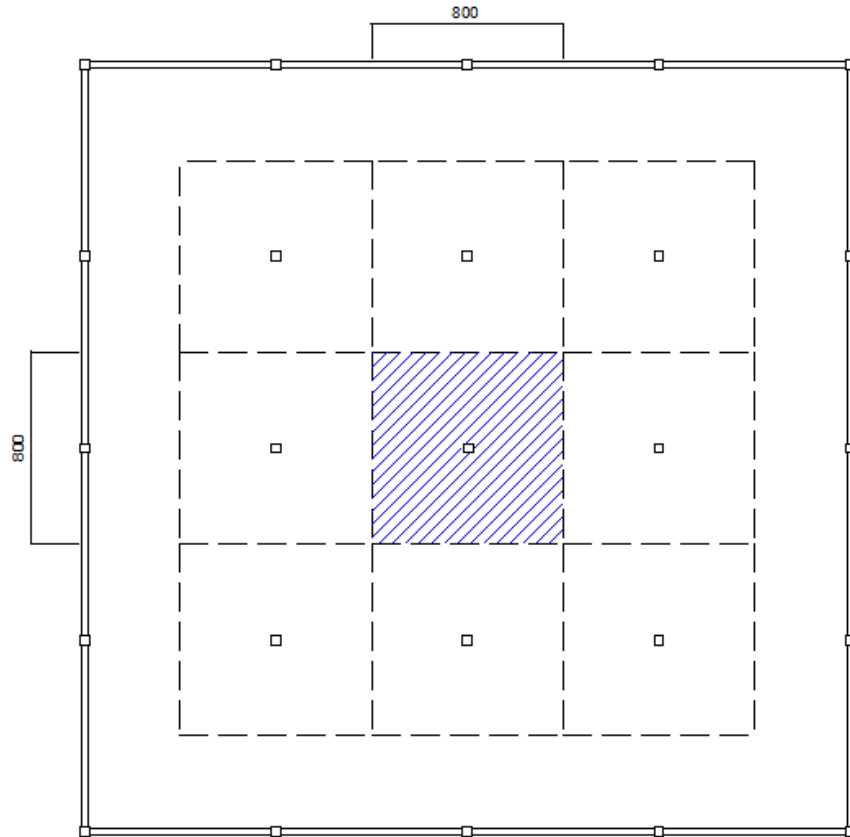
5.7 ARMADURA CONTRA COLAPSO PROGRESSIVO PELO MODELO SIMPLIFICADO

Para o cálculo da armadura contra o colapso progressivo, é necessário que a armadura resista a força transversal total aplicada na estrutura (F_{sd}) e então, o cálculo pela equação 4.18:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 1,5 \cdot F_{sd}$$

Para isto, necessita-se calcular a área de influência de laje para cada pilar, que são indicadas na figura 48 a seguir:

Figura 48 – Áreas de influência dos pilares



Fonte: Autor (2016)

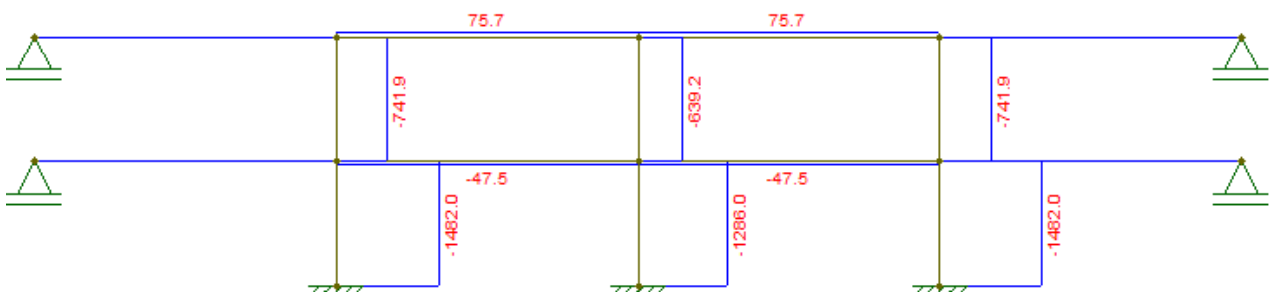
Este cálculo nos permite ter uma estimativa das cargas normais nos pilares, porém, considera-se que as reações nos pilares são iguais para todos, visto que sua área de influência gera os mesmos resultados para cada pilar na planta acima.

Os pilares internos recebem uma área de 8m x 8m, e totalizando um carregamento de 10,25 kN/m² e armadura de CA-50, logo:

$$Fsd = 10,25 * 8 * 8 * 1,4 = 918,4 \text{ kN}$$

Este valor é um valor estimado. Portanto, será utilizado o modelo de pórtico já calculado anteriormente, onde se encontrou os seguintes resultados de acordo com o *software* Ftool:

Figura 49 – Diagrama Normal realizado no Ftool para o pórtico



Fonte: Autor (2016)

Como a armadura contra o colapso progressivo é baseada em um critério para resistir ao colapso da laje, será atribuído a reação de apenas uma laje para pilar, e não as duas, visto que a resistência ao colapso é dada em função da reação da laje no pilar. Serão considerados para o pilar central e para os pilares internos o cálculo destas forças, e seu cálculo segundo o item 19.5.4 da NBR 6118/2014.

$$Fsd_{central} = 639,2 * 1,4 = 894,88 \text{ kN}$$

$$Fsd_{internos} = 741,9 * 1,4 = 1038,66 \text{ kN}$$

Estes valores estão coerentes com o que ocorre na laje e a favor da segurança, visto que os valores encontrados no Eberick v8 são de acordo com o quadro 15, resultados que foram obtidos a partir do procedimento no tópico 5.11.1, sendo:

Quadro 15 – Reações nos pilares calculados pelo Eberick v8

Pilares	LAJE 1		LAJE COB	
	NPos (kN)	NNeg	NPos (kN)	NNeg
P1	370.57	0.00	182.94	0.00
P2	791.32	0.00	359.33	0.00
P3	683.22	0.00	322.93	0.00
P4	791.32	0.00	359.33	0.00
P5	370.57	0.00	182.94	0.00
P6	791.32	0.00	359.33	0.00
P7	1648.33	0.00	823.71	0.00
P8	1460.53	0.00	729.95	0.00
P9	1648.33	0.00	823.71	0.00
P10	791.32	0.00	359.33	0.00
P11	683.22	0.00	322.93	0.00
P12	1460.53	0.00	729.95	0.00
P13	1237.08	0.00	615.74	0.00
P14	1460.53	0.00	729.95	0.00
P15	683.22	0.00	322.93	0.00
P16	791.32	0.00	359.33	0.00
P17	1648.33	0.00	823.71	0.00
P18	1460.53	0.00	729.95	0.00
P19	1648.33	0.00	823.71	0.00
P20	791.32	0.00	359.33	0.00

Pilares	LAJE 1		LAJE COB	
	NPos (kN)	NNeg	NPos (kN)	NNeg
P21	370.57	0.00	182.94	0.00
P22	791.32	0.00	359.33	0.00
P23	683.22	0.00	322.93	0.00
P24	791.32	0.00	359.33	0.00
P25	370.57	0.00	182.94	0.00

Fonte: Autor (2016)

Portanto, utilizando os valores para os pilares da laje de cobertura (sustentada apenas por uma laje), entende-se que as reações de cálculo com o cálculo pelo modelo simplificado estão a favor da segurança. Assim, pode-se realizar o cálculo para sua armadura contra o colapso progressivo pela fórmula já mencionada anteriormente:

Para o pilar central:

$$A_s = 1,5 * \frac{F_{sd}}{f_{yd}} = 1,5 * \frac{894,88}{\frac{50}{1,15}} \Rightarrow A_s = 30,87 \text{ cm}^2$$

Para os pilares internos:

$$A_s = 1,5 * \frac{F_{sd}}{f_{yd}} = 1,5 * \frac{1038,66}{\frac{50}{1,15}} \Rightarrow A_s = 35,83 \text{ cm}^2$$

Estes valores correspondem a todas armaduras de flexão que passam na parte inferior da laje que cruzam cada uma das faces do pilar, portanto, devemos calcular apenas o que deverá ser acrescido (retirando as armaduras de flexão já existentes na região). Os cálculos dos comprimentos foram feitos com o auxílio do anexo B para o cálculo do comprimento de ancoragem somado com 0 espaço disponível, estando de acordo, fora calculado os comprimentos e as armaduras necessárias, apresentadas no quadro 16 a seguir:

Quadro 16 – Cálculo da armadura que deverá ser acrescentada

PILAR	L(m)	Fsd (kN)	As necessário (cm ²)	As existente (cm ²)	As colapso progressivo (cm ²)	Armação	As armação (cm ²)
P7	8	1038,66	35,83	4,91	30,92	8Ø 22mm – 277 cm	30,41
P8	8	1038,66	35,83	4,91	30,92	8Ø 22mm	30,41

						- 277 cm	
P9	8	1038,66	35,83	4,91	30,92	8Ø 22mm - 277 cm	30,41
P14	8	1038,66	35,83	4,91	30,92	8Ø 22mm - 277 cm	30,41
P13	8	894,88	30,87	2,45	28,42	6Ø 25mm -297 cm	29,45
P12	8	1038,66	35,83	4,91	30,92	8Ø 22mm - 277 cm	30,41
P17	8	1038,66	35,83	4,91	30,92	8Ø 22mm - 277 cm	30,41
P18	8	1038,66	35,83	4,91	30,92	8Ø 22mm - 277 cm	30,41
P19	8	1038,66	35,83	4,91	30,92	8Ø 22mm - 277 cm	30,41

Fonte: Autor (2016)

5.8 CÁLCULO DA ARMADURA À PUNÇÃO POR MODELO SIMPLIFICADO

Na estrutura em questão, há apenas pilares internos e um pilar central que deve ser analisado. Devido a estrutura ser simétrica e os valores das forças atuantes nos pilares calculadas para os pilares internos serem iguais, serão calculados a punção apenas para três pilares, sendo o cálculo é idêntico para os outros pilares.

Apesar da NBR 6118/2014 não prever uma força efetiva de punção, segundo Milton de Araújo (2014), o cálculo da força concentrada de cálculo deve ser corrigida, encontrando uma Força de puncionamento efetiva de cálculo ($F_{sd,ef}$), adotada segundo a literatura para maior segurança, onde:

$$F_{sd,ef} = Fsd(1 + k * (\frac{M_{sd} \mu}{F_{sd} W_p})) \quad \text{ou} \quad F_{sd,ef} = \beta * Fsd \quad (5.3)$$

Onde :

$$\beta = 1 + k * (\frac{M_{sd} \mu}{F_{sd} W_p})$$

Por questões usuais, utiliza-se de $\beta=1,15$ para pilares internos , $\beta=1,40$ para pilares de borda e $\beta=1,50$ para pilares de canto;

- Cálculo da armadura para o Pilar Central

Dados para o cálculo:

Seção do pilar: 40 cm x 40 cm

Espessura da laje: $h = 25$ cm

$d = 22,5$

$F_{ck} = 30$ MPa

Reação de apoio no pilar: $F_{sd} = 894,88$

$\beta = 1,15$ (para pilares internos)

$A_{S_{flexão}} = 30,87$ cm²

- 1) Determinação dos contornos críticos e propriedades da seção:

Pilar de 40 x 40, logo: $C = 40$ cm

$$\mu_0 = 2(C_1 + C_2) = 2(40 + 40) \rightarrow \mu_0 = 160 \text{ cm}$$

$$C' = C + 2d, \text{ logo: } C' = 40 + 2 * 22,5 \rightarrow C' = 85 \text{ cm}$$

$$\mu = 2(C_1 + C_2) + 4\pi d = 2(40 + 40) + 4 * \pi * 22,5 \rightarrow \mu = 442,75$$

$K = 0,6$ (ver quadro 1)

$$Wp = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 = \frac{40^2}{2} + 40 * 40 + 16 * 22,5^2 + 4 * 40 * 22,5 + 2\pi * 22,5 * 40 \rightarrow Wp = 19754,86$$

- 2) Verificação da necessidade de armadura junto ao pilar e no contorno crítico C' :

$$F_{sd,ef} = \beta * F_{sd} = 1,15 * 864,88 = 994,61 \text{ kN}$$

a) Junto ao pilar:

$$Tsd_0 = \frac{F_{sd,ef}}{\mu_0 \cdot d} = \frac{994,61}{160 \cdot 22,5} = 0,276 \frac{kN}{cm^2} = 2,76 MPa$$

$$Trd_2 = 0,27 * \alpha_v * fcd = 0,27 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) * \frac{30}{1,4} = 5,09 MPa$$

$Tsd_0 = 2,76 \leq 5,09$; Portanto, fica garantido a resistência contra o esmagamento do concreto junto ao pilar.

b) No contorno crítico C':

$$Tsd = \frac{F_{sd,ef}}{\mu \cdot d} = \frac{994,61}{442,75 \cdot 22,5} = 0,0998 \frac{kN}{cm^2} = 0,998 \cong 1 MPa$$

$$\rho = \frac{As}{bw \cdot h} = \frac{30,87}{100 \cdot 25} = 0,0123 = 1,23\%$$

$$Trd_1 = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) (100\rho fck)^{\frac{1}{3}} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{22,5}}\right) (100 * 0,0123 * 30)^{\frac{1}{3}} \rightarrow$$

$$Trd_1 = 0,84 \cong 0,9 MPa$$

$Trd_1 < Tsd$, portanto, é necessária a armadura de punção.

Perímetro crítico para C'':

$$\mu'' = 2(c1 + c2) + 2\pi R''$$

Onde:

$$Tsd = \frac{Fsd}{\mu''d} = \frac{994,61}{\mu'' \cdot 22,5} = 0,09 \rightarrow \mu'' = 564,84 cm \text{ (Já verifica a zona de C'')}$$

Raio para C'':

$$564,84 = 2(40 + 40) + 2 * \pi * R'' \rightarrow R'' = 64,43 cm$$

c) Definição do espaçamento radial dos conectores

$$R'' = Asp + 2 * d \rightarrow 64,43 = Asp + 2 * 22,5 \rightarrow Asp = 19,43 \text{ cm}$$

$$Sr \geq 0,75d = 0,75 * 22,5 \rightarrow Sr \leq 16,875$$

$$Asp = 0,5 * d + (n - 1) * 0,75 * d \rightarrow 19,5 = 0,5 * 22,5 + (n - 1) * 0,75 * 22,5 \rightarrow n = 2 \text{ conectores} \Rightarrow n = 3 \text{ conectores (mínimo adotado)}$$

Adotando $So \approx 10$

$$Sr = \frac{Asp - So}{N} = \frac{19,5 - 10}{2} \rightarrow Sr = 5 \text{ cm}$$

Adotando $Sr = 5 \text{ cm} < 16,875$ (ok)!

3) Cálculo da armadura de punção

Para o cálculo da armadura, será utilizada a fórmula da NBR 6118 para cálculo da armadura deduzida por Mesquita filho (2004):

$$A_{sw} = \frac{\left(Tsd - 0,1 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} \right)}{1,5 * f_{yd}} * \mu * d * S_r$$

Logo:

$$A_{sw} = \frac{\left(0,9 - 0,1 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{25}} \right) (100 * 0,0123 * 30)^{1/3} \right)}{1,5 * \left(\frac{250}{1,15} \right)} * 564,84 * 22,5 * 5 = 2,19 \text{ cm}^2$$

Portanto:

$A_{sw} = 2,19 \text{ cm}^2$ para cada linha de conectores espaçados radialmente

$A_{\text{útil}} = 2,50 \text{ cm}^2$ (8 Ø 6,3 mm)

- Cálculo da armadura para os Pilares intermediários (P8=P12=P14=P18)

Dados para o cálculo:

Seção do pilar: 40 cm x 40 cm

Espessura da laje: $h = 25$ cm

$d = 22,5$ cm

$F_{ck} = 30$ MPa

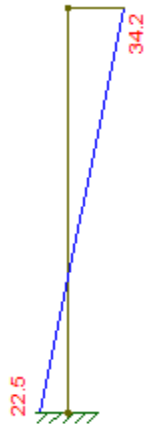
Reação de apoio no pilar: $F_{sd} = 1038,66$

Momentos fletores: M_k (apenas em uma direção) = $-11,70$ kN.m (obtidos por ftool – ver figura 50)

$\beta = 1,15$ (para pilares internos)

$A_{S_{flexão}} = 35,83$ cm²

Figura 50 – Diagrama do momento no pilar



Fonte: Autor (2016)

1) Determinação dos contornos críticos e propriedades da seção:

Pilar de 40 x 40, logo: $C = 40$ cm

$$\mu_0 = 2(C_1 C_2) = 2(40 + 40) \rightarrow \mu_0 = 160 \text{ cm}$$

$$Wp_0 = \frac{c_1^2}{2} + C_1 C_2 = \frac{0,4^2}{2} + 0,4 * 0,4 = 0,24$$

$$C' = C + 2d, \text{ logo: } C' = 40 + 2 * 22,5 \rightarrow C' = 85 \text{ cm}$$

$$\mu = 2(C_1 + C_2) + 4\pi d = 2(40 + 40) + 4 * \pi * 22,5 \rightarrow \mu = 442,75$$

$K = 0,6$ (ver quadro 1)

$$Wp = \frac{c_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 = \frac{40^2}{2} + 40 * 40 + 4 * 40 * 22,5 + 16 * 22,5^2 + 2\pi * 22,5 * 40 \rightarrow Wp = 19754,86$$

2) Verificação da necessidade de armadura junto ao pilar e no contorno crítico C':

$$F_{sd,ef} = \beta * F_{sd} = 1,15 * 1038,66 = 1194,46 \text{ kN}$$

a) Junto ao pilar:

$$Tsd_0 = \frac{F_{sd,ef}}{\mu_0 \cdot d} + \frac{K \cdot Msd}{Wp \cdot d} = \frac{1194,46}{1,6 * 0,225} + \frac{0,6 * 11,70 * 1,4}{0,24 * 0,225} = 3499,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3,50 \text{ MPa}$$

$$Trd_2 = 0,27 * \alpha_v * fcd = 0,27 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) * \frac{30}{1,4} = 5,09 \text{ MPa}$$

$Tsd_0 = 3,50 \leq 5,09$; Portanto, fica garantido a resistência contra o esmagamento do concreto junto ao pilar.

b) No contorno crítico C':

$$Tsd = \frac{F_{sd,ef}}{\mu \cdot d} + \frac{K \cdot Msd}{Wp \cdot d} = \frac{1194,46}{4,4275 * 0,225} + \frac{0,6 * 11,70 * 1,4}{1,975 * 0,225} = 1221,147 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * h} = \frac{35,83}{100 * 25} = 0,0143 = 1,43\%$$

$$Trd_1 = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{22,5}} \right) (100 * 0,0143 * 30)^{\frac{1}{3}} =$$

$$0,88 \text{ MPa} \cong 0,90 \text{ MPa}$$

$Trd_1 < Tsd$, portanto, é necessária a armadura de punção

c) Definição do espaçamento radial dos conectores

Perímetro crítico para C'':

$$\mu'' = 2(c_1 + c_2) + 2\pi R''$$

Onde:

$$Tsd = \frac{Fsd}{\mu'' d} = \frac{1194,46}{\mu'' * 22,5} = 0,09 \rightarrow \mu'' = 589,86 \text{ (Já verifica o contorno C'')}$$

Raio para C'':

$$589,86 = 2(40 + 40) + 2 * \pi * R'' \rightarrow R'' = 68,41 \text{ cm}$$

$$R'' = Asp + 2 * d \rightarrow 68,41 = Asp + 2 * 22,5 \rightarrow Asp = 23,41 \text{ cm}$$

$$Sr \geq 0,75d = 0,75 * 22,5 \rightarrow Sr \leq 16,875$$

$$Asp = 0,5 * d + (n - 1) * 0,75 * d \rightarrow 23,41 = 0,5 * 22,5 + (n - 1) * 0,75 * 22,5 \rightarrow n =$$

2 conectores => n = 3 conectores (mínimo adotado)

$$Sr = \frac{Asp - S_0}{N} = \frac{23,41 - 10}{2} \rightarrow Sr = 6,70 \text{ cm}$$

Adotando $Sr = 5 \text{ cm} < 16,875$ (ok)!

3) Cálculo da armadura de punção

Para o cálculo da armadura, será utilizada a fórmula da NBR 6118 para cálculo da armadura deduzida por Mesquita filho (2004):

$$A_{sw} = \frac{\left(T_{sd} - 0,1 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \right)}{1,5 \cdot f_{yd}} * \mu * d * S_r$$

Logo:

$$A_{sw} = \frac{\left(0,9 - 0,1 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{25}} \right) (100 \cdot 0,0143 \cdot 30)^{1/3} \right)}{1,5 \cdot \left(\frac{250}{1,15} \right)} * 442,75 * 22,5 * 5 = 1,988 \text{ cm}^2$$

Portanto:

$A_{sw} = 2,0 \text{ cm}^2$ para cada linha de conectores espaçados radialmente

$A_{\text{útil}} = 2,18 \text{ cm}^2$ (7 Ø 6,3 mm)

- Cálculo da armadura para os Pilares intermediários (P7=P9=P17=P19)

Dados para o cálculo:

Seção do pilar: 40 cm x 40 cm

Espessura da laje: $h = 25 \text{ cm}$

$d = 22,5 \text{ cm}$

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Reação de apoio no pilar: $F_{sd} = 1038,66$

Momentos fletores: $M_{kx} = M_{ky} = -11,70 \text{ kN.m}$ (obtidos por ftool – ver figura 50)

$\beta = 1,15$ (para pilares internos)

$A_{\text{flexão}} = 35,83 \text{ cm}^2$

- 1) Determinação dos contornos críticos e propriedades da seção:

Pilar de 40 x 40, logo: $C = 40 \text{ cm}$

$$\mu_0 = 2(C_1 C_2) = 2(40 + 40) \rightarrow \mu_0 = 160 \text{ cm}$$

$$Wp_0 = \frac{c_1^2}{2} + C_1 C_2 = \frac{0,4^2}{2} + 0,4 * 0,4 = 0,24$$

$$C' = C + 2d, \text{ logo: } C' = 40 + 2 * 22,5 \rightarrow C' = 85 \text{ cm}$$

$$\mu = 2(C_1 + C_2) + 4\pi d = 2(40 + 40) + 4 * \pi * 22,5 \rightarrow \mu = 442,75$$

$K = 0,6$ (ver quadro 1)

$$Wp = \frac{c_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 = \frac{40^2}{2} + 40 * 40 + 4 * 40 * 22,5 + 16 * 22,5^2 + 2\pi * 22,5 * 40 \rightarrow Wp = 19754,86$$

2) Verificação da necessidade de armadura junto ao pilar e no contorno crítico C':

$$F_{sd,ef} = \beta * F_{sd} = 1,15 * 1038,66 = 1194,46 \text{ kN}$$

a) Junto ao pilar:

$$Tsd_0 = \frac{F_{sd,ef}}{\mu_0 \cdot d} + \left(\frac{K \cdot M_{sd}}{Wp \cdot d} \right) * 2 = \frac{1194,46}{1,6 * 0,225} + \left(\frac{0,6 * 11,70 * 1,4}{0,24 * 0,225} \right) * 2 = 3681,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3,68 \text{ MPa} \cong 3,70 \text{ MPa}$$

$$Trd_2 = 0,27 * \alpha_v * fcd = 0,27 * \left(1 - \frac{30}{250} \right) * \frac{30}{1,4} = 5,09 \text{ MPa}$$

$Tsd_0 = 3,70 \leq 5,09$; Portanto, fica garantido a resistência contra o esmagamento do concreto junto ao pilar.

b) No contorno crítico C':

$$Tsd = \frac{F_{sd,ef}}{\mu \cdot d} + \frac{K \cdot Msd}{Wp \cdot d} = \frac{1194,46}{4,4275 \cdot 0,225} + \left(\frac{0,6 \cdot 11,70 \cdot 1,4}{1,975 \cdot 0,225} \right) * 2 \rightarrow Tsd = 1243,264 \frac{kN}{m^2} = 1,24 MPa \cong 1,25 MPa$$

$$\rho = \frac{As}{bw \cdot h} = \frac{35,83}{100 \cdot 25} = 0,0143 = 1,43\%$$

$$Trd_1 = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho fck)^{\frac{1}{3}} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{22,5}} \right) (100 * 0,0143 * 30)^{\frac{1}{3}} = 0,88 MPa \cong 0,90 MPa$$

$Trd_1 < Tsd$, portanto, é necessária a armadura de punção

c) Definição do espaçamento radial dos conectores

Perímetro crítico para C'':

$$\mu'' = 2(c1 + c2) + 2\pi R''$$

Onde:

$$Tsd = \frac{Fsd}{\mu'' d} = \frac{1194,46}{\mu'' * 22,5} = 0,09 \rightarrow \mu'' = 589,86 \text{ cm (Já verifica o contorno C'')}$$

Raio para C'':

$$589,86 = 2(40 + 40) + 2 * \pi * R'' \rightarrow R'' = 68,41 \text{ cm}$$

$$R'' = Asp + 2 * d \rightarrow 68,41 = Asp + 2 * 22,5 \rightarrow Asp = 23,41 \text{ cm}$$

$$Sr \geq 0,75d = 0,75 * 22,5 \rightarrow Sr \leq 16,875 \text{ cm}$$

$$Asp = 0,5 * d + (n - 1) * 0,75 * d \rightarrow 23,41 = 0,5 * 22,5 + (n - 1) * 0,75 * 22,5 \rightarrow n = 2 \text{ conectores} \Rightarrow n = 3 \text{ conectores (mínimo adotado)}$$

$$Sr = \frac{Asp - So}{N} = \frac{23,41 - 0,5 * 22,5}{2} \rightarrow Sr = 6,08 \text{ cm}$$

Adotando $S_r = 5\text{cm} < 16,875$ (ok)!

3) Cálculo da armadura de punção

Para o cálculo da armadura, será utilizada a fórmula da NBR 6118 para cálculo da armadura deduzida por Mesquita filho (2004):

$$A_{sw} = \frac{\left(Tsd - 0,1 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} \right)}{1,5 * f_{yd}} * \mu * d * S_r$$

Logo:

$$A_{sw} = \frac{\left(0,9 - 0,1 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{25}} \right) (100 * 0,0123 * 30)^{1/3} \right)}{1,5 * \left(\frac{250}{1,15} \right)} ** 22,5 * 5 = 1,998 \text{cm}^2$$

Portanto:

$A_{sw} = 2 \text{ cm}^2$ para cada linha de conectores espaçados radialmente

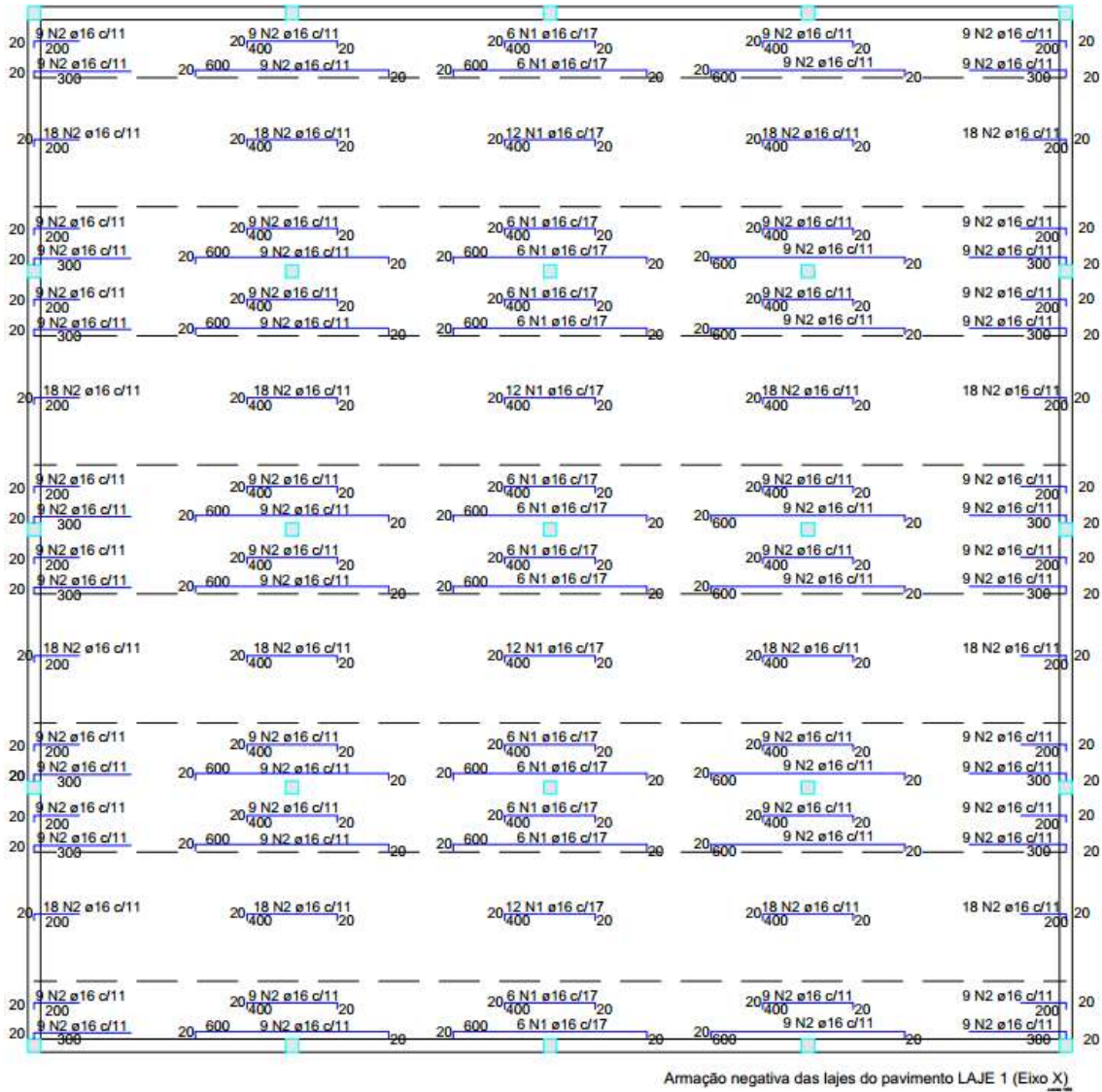
$A_{s\text{útil}} = 2,18 \text{ cm}^2$ (7 \emptyset 6,3mm)

5.9 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS CALCULADAS MANUALMENTE

Com os devidos cálculos das armaduras, pode-se então realizar o detalhamento das armaduras de flexão, colapso progressivo e punção, realizar os quadros de resumo de aço e coloca-los em prancha. Serão apresentados os detalhamentos das armaduras calculadas para uma futura comparação com os detalhamentos realizados pelo software utilizado.

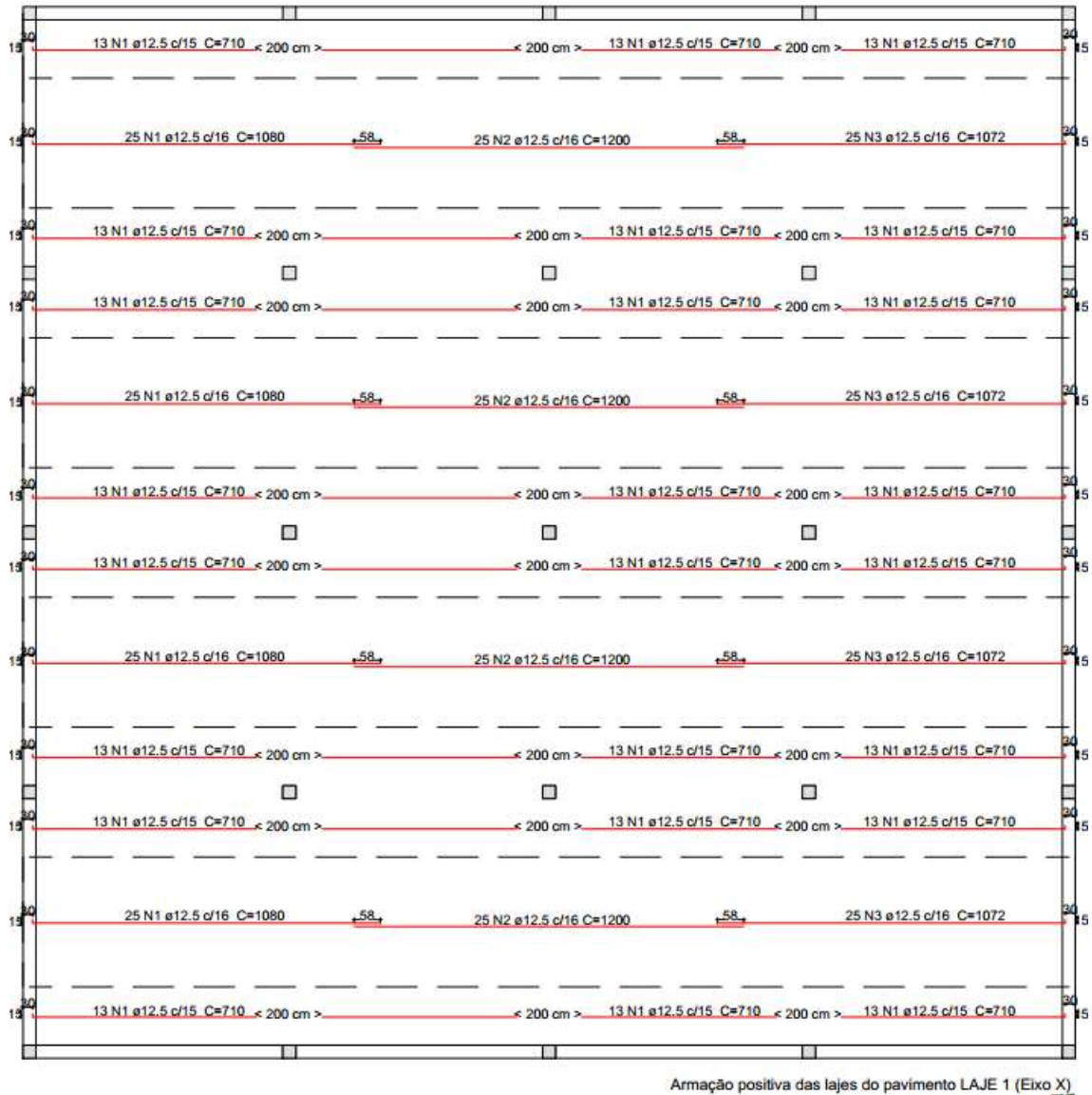
O detalhamento das armaduras devem seguir o proposto por Norma, de acordo com o que foi visto no tópico 4.9 deste trabalho. As barras de flexão (superiores) devem ter comprimento maior que 0,35 vezes o comprimento do vão para cada lado do pilar para as faixas externas, podendo diminuir para 0,25 vezes o vão nas faixas internas. Para as barras inferiores, tem a possibilidade de interromper as barras em até 0,125 do comprimento do vão. Com estes dados, foi possível detalhar a armadura da laje proposta na direção x, visto que a laje é simétrica e as armaduras também, estando de acordo com as figuras 51 a 55 a seguir:

Figura 51 – Detalhamento das armaduras de flexão superior



Fonte: Autor (2016)

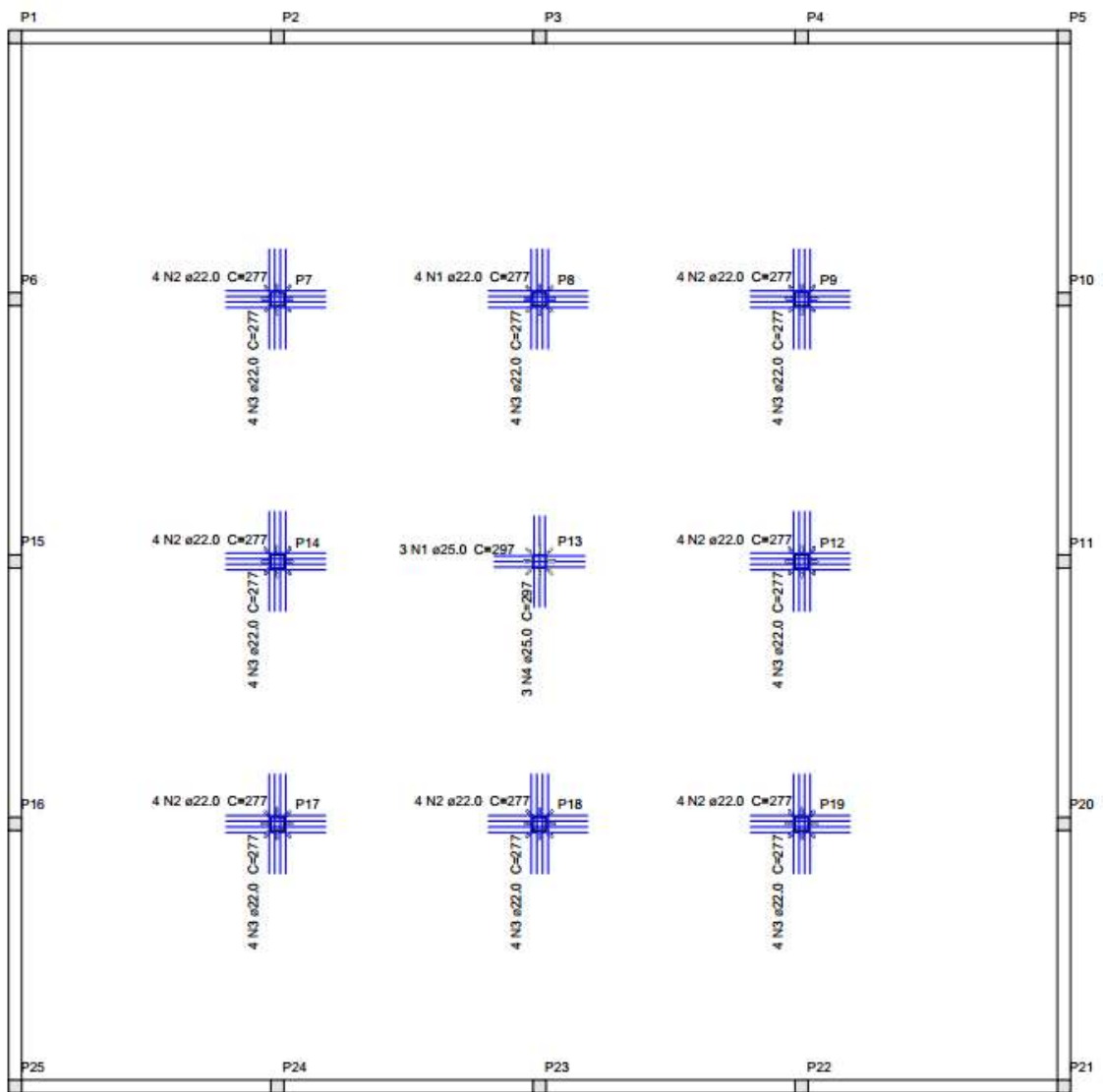
Figura 52 – Detalhamento das armaduras de flexão inferior



Armação positiva das lajes do pavimento LAJE 1 (Eixo X)

Fonte: Autor (2016)

Figura 53 – Detalhamento das armaduras de punção e colapso progressivo

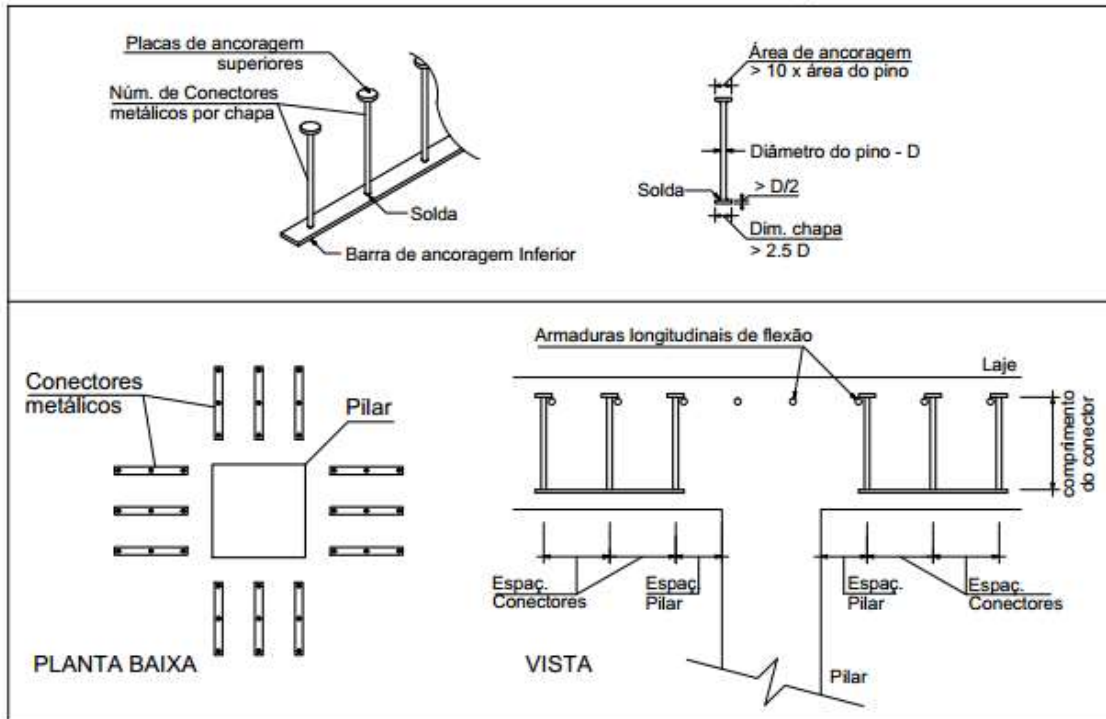


Detalhamento de punção e cisalhamento das lajes do pavimento LAJE 1 (Nível 330).
escala 1:50

Fonte: Autor (2016)

Figura 54 – Detalhes das ligações para o combate de punção

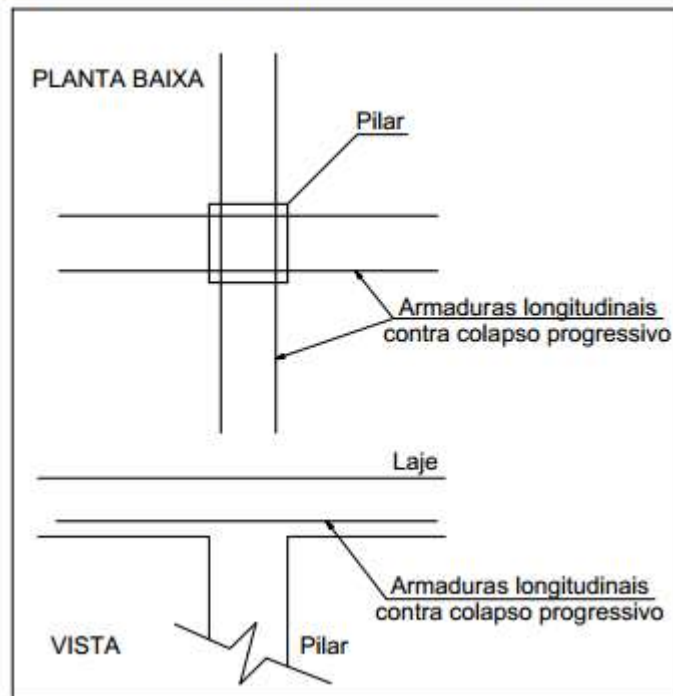
DETALHE DA ARMADURA DE PUNÇÃO



Fonte: Autor (2016)

Figura 55 – Vistas da armadura contra colapso progressivo

DET. DA ARMADURA CONTRA COLAPSO PROGRESSIVO



Fonte: Autor (2016)

5.10 PROCESSO POR ANALOGIA DE GRELHA

A analogia de grelha ou grelha equivalente, é um procedimento simplificado para cálculo dos esforços e deslocamentos de lajes e vigas em pavimentos (CARVALHO e PINHEIRO, 2009), sendo permitidos segundo a NBR 6118/2014 a utilização deste método para o estudo de estruturas.

Este método, dispõe lajes em grelhas equivalentes, substituindo as placas por malhas de grelhas com tamanho pré-definido pelo projetista, onde os esforços são calculados barra por barra, com suas cargas distribuídas de acordo com a área de influência de cada uma, e as cargas concentradas aplicadas em nós.

No caso das lajes lisas, tem apresentado dados bem coerentes, onde neste caso, substitui as placas por uma malha equivalente de vigas, representando faixas de laje, de acordo com a abertura da malha escolhida (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

De acordo com Park & gamble (1980): “A substituição de uma laje por uma série de vigas ortogonais que se cruzam, é provavelmente o mais antigo dos procedimentos. Os momentos fletores assim calculados podem diferir consideravelmente da distribuição verdadeira da teoria elástica devido à omissão dos momentos de torção atuantes em cada elemento da laje, que é comparável a omissão do termo cruzado da equação diferencial de equilíbrio das lajes. Este procedimento é, de fato, um método de projeto baseado na teoria de análise limite inferior”.

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 m_{yx}}{\partial x \cdot \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -q \quad (5.4)$$

As características geométricas que devem ser consideradas são de acordo com uma faixa de largura b (igual à soma da metade dos espaços entre os elementos vizinhos) e a espessura da placa (h). Com isto, pode-se determinar os seguintes parâmetros de grande importância para o modelo estrutural, na qual sua formulação incorreta deverá trazer diferenças nas deformações da estrutura:

Momento de inércia à flexão:

$$I = b \cdot \frac{h^3}{12} \quad (5.5)$$

Momento de inércia à torção por uma unidade de uma placa:

$$C = \frac{h^3}{6}$$

(5.6)

Momento de inércia à torção para uma largura b da placa:

$$C = \frac{b \cdot h^3}{6}$$

(5.7)

Momento de inércia à torção para um elemento (viga) da grelha:

$$C = 2 * I$$

(5.8)

Este procedimento é bastante conhecido por dar resultados bem próximos ao método dos elementos finitos, com maior precisão quanto menor for os elementos das grelhas. Para o cálculo da estrutura por analogia de grelha, foi utilizado o software Eberick v8, o qual será melhor explicado nos tópicos seguintes.

5.11 MODELAGEM E DIMENSIONAMENTO COM O *SOFTWARE* EBERICK

O Eberick v8 é um dos principais softwares que existem no mercado. Ele realiza análise da estrutura, dimensionamento, detalhamento dos elementos estruturais, para projetos em concreto armado. Como já foi falado, o programa calcula os elementos pela analogia de grelhas, possuindo grande confiabilidade nos resultados, porém, não retira a responsabilidade do engenheiro, ou substitui a sua função. O software deve ser utilizado com prudência e com o devido julgamento do engenheiro para os dados obtidos.

O processo da estrutura no sistema é realizado de tal forma: Os painéis de laje são montados e calculados pelas grelhas, as reações das lajes são transmitidas às vigas e então passadas para os pilares (Caso das lajes convencionais); O processo realiza um pórtico espacial, recebendo os carregamentos das lajes; O pórtico é processado e os esforços

resultantes são utilizados para o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais. A análise é feita segundo o método matricial da rigidez direta, encontrando os efeitos na estrutura para serem feitas verificações dos estados limites últimos e de utilização (CUSTÓDIO, p. 54, 2010).

5.11.1 Entrada de dados no sistema

Com o programa aberto e pronto para utilização, realizou-se os seguintes procedimentos para fins de lançamento e processamento da estrutura:

- 1) Definição dos pavimentos a serem lançados

Figura 56 – Janela para lançamento dos pavimentos

	Pavimento	Altura (m)	Nível (m)	Lance
1	LAJE COB	3.30	6.60	3
2	LAJE 1	3.30	3.30	2
3	TÉRREO	1.50	0.00	1
4				
5				
6				
7				

Título: LAJE LISA - ESTACIONAMENTO

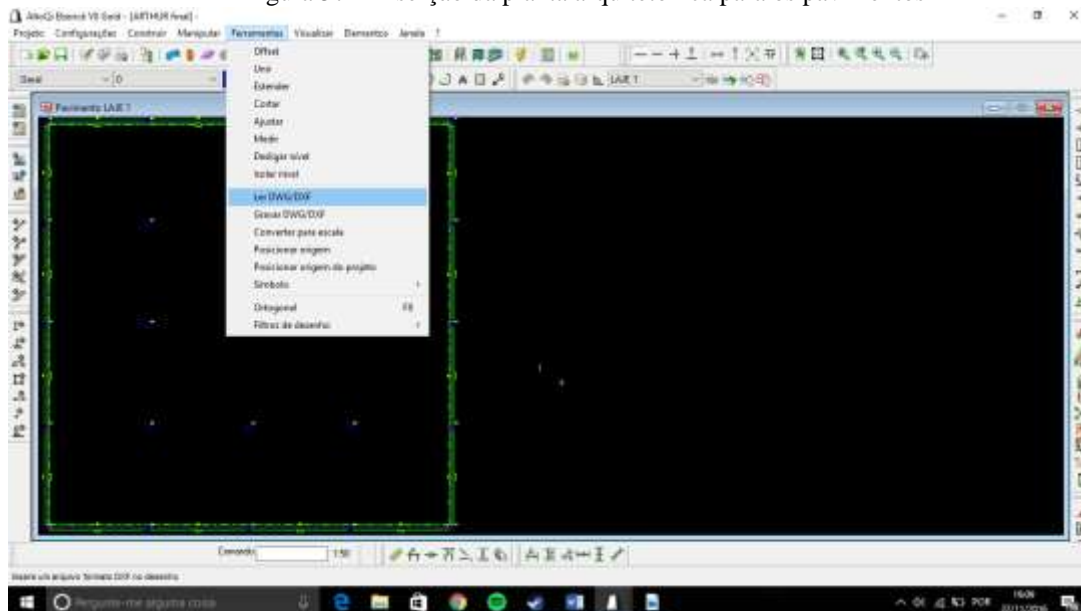
Nível inferior: 0 m

Lance inicial: 1

Fonte: Autor (2016)

- 2) Importação da planta arquitetônica para o programa em formato DWG ou DXF

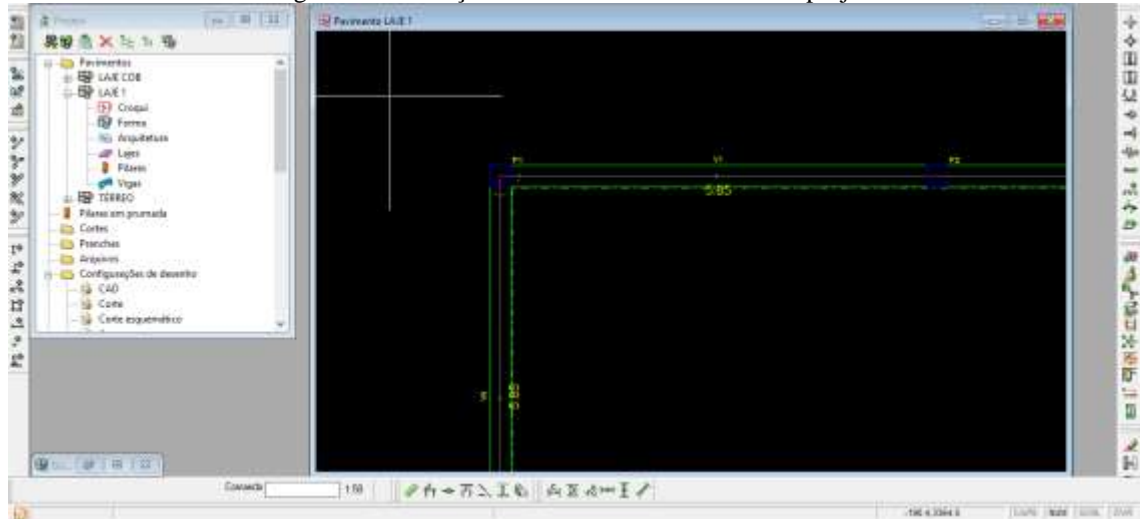
Figura 57 – Inserção da planta arquitetônica para os pavimentos



Fonte: Autor (2016)

- 3) Inserção dos elementos estruturais na planta arquitetônica, como pilares, vigas, lajes, barras, etc.

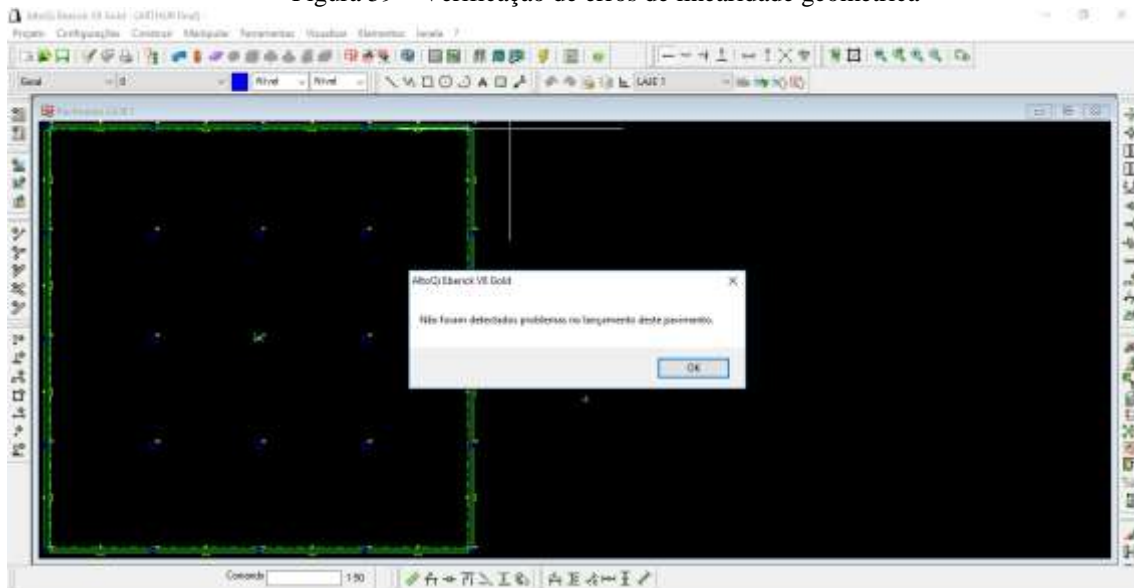
Figura 58 – Inserção dos elementos estruturais ao projeto



Fonte: Custódio (2010)

- 4) Verificação de erros no lançamento do projeto

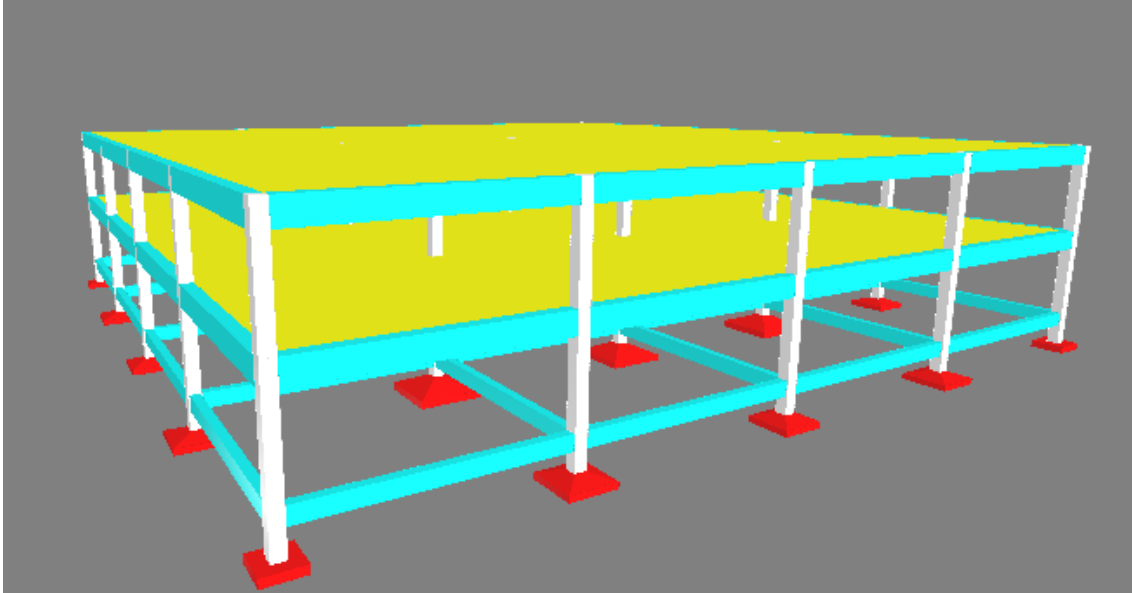
Figura 59 – Verificação de erros de linearidade geométrica



Fonte: Autor (2016)

5) Visualização do pórtico espacial da Estrutura

Figura 60 – Visualização 3D da estrutura



Fonte: Autor (2016)

6) Predefinição de parâmetros de projeto e propriedades dos materiais como bitolas de armaduras, concreto utilizado, cobrimentos, etc

Figura 61 – Definição de parâmetros de projeto

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 LAJE COB
 LAJE 1
 TÉRREO

Avisos
 Todas as informações estão definidas corretamente
 Detalhes...

Geral

Classe de agressividade: II (moderada) ...

Dimensão do agregado: 19 mm

Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Abertura máxima das fissuras

Contato com o solo: 0.2 mm

Contato com a água: 0.1 mm

Demais peças: 0.3 mm

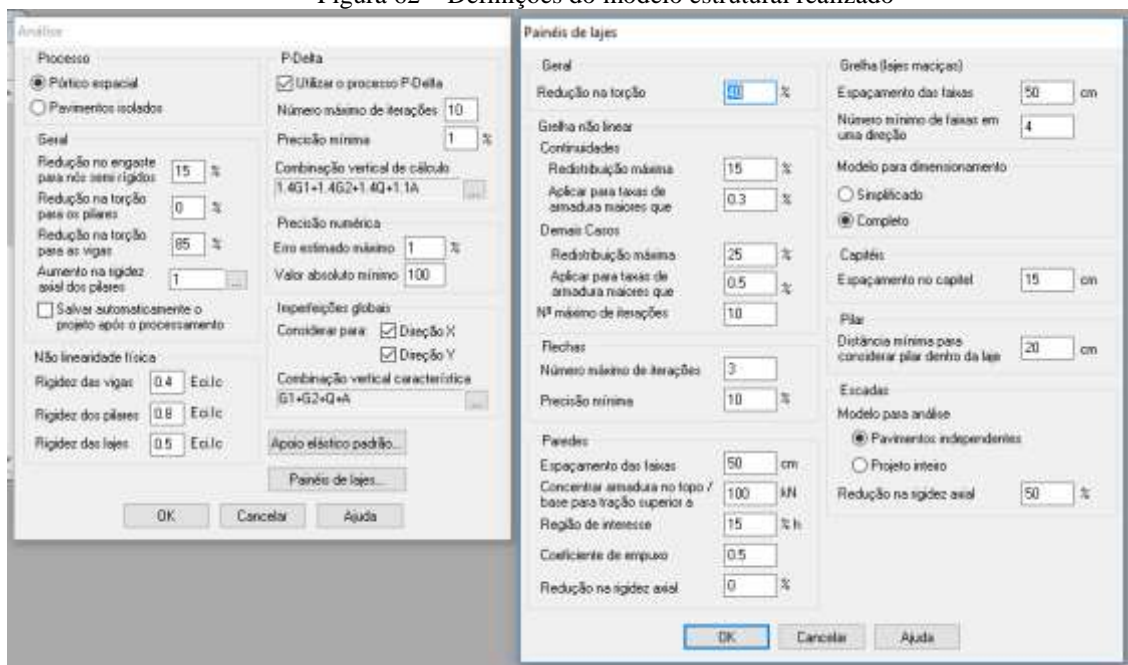
Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	
Vigas	C-30	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	3 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2.5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-30	3 cm		Bitolas...
Blocos	C-30	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-30	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-30	3 cm		Bitolas...
Muros	C-30	3 cm		Bitolas...
Radier	C-25	3 cm		Bitolas...

OK Cancelar Ajuda Fluência... Barras... Classes...

Fonte: Autor (2016)

7) Definição do modelo estrutural utilizado

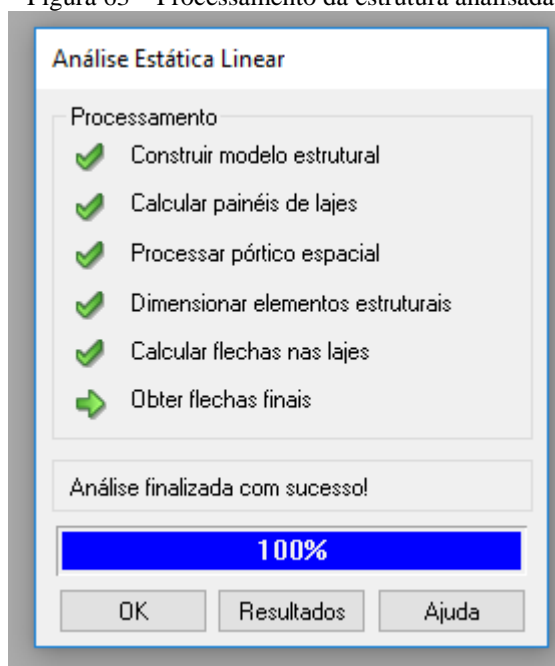
Figura 62 – Definições do modelo estrutural realizado



Fonte: Autor (2016)

8) Processamento da estrutura:

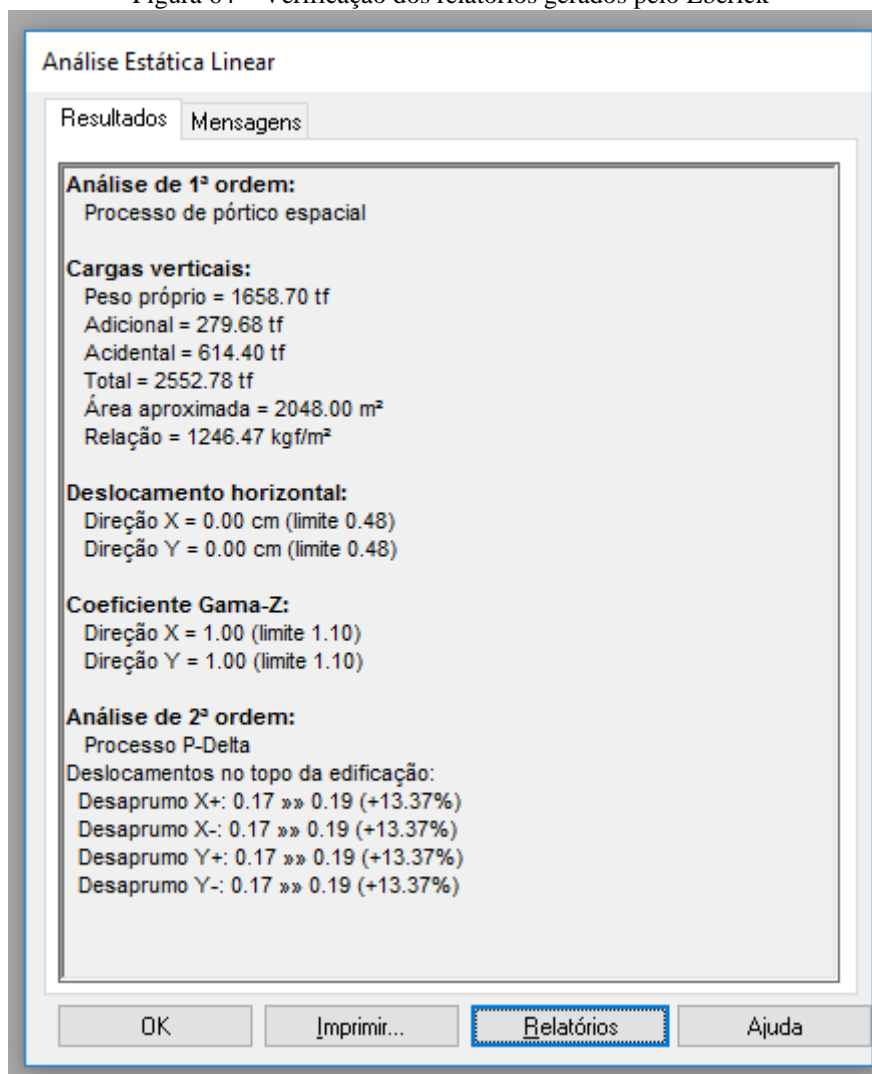
Figura 63 – Processamento da estrutura analisada



Fonte: Autor (2016)

9) Verificação dos resultados globais da estrutura para a estrutura

Figura 64 – Verificação dos relatórios gerados pelo Eberick



Fonte: Autor (2016)

10) Verificação da estrutura por checklist para correção de possíveis erros

Para verificação da estrutura, verificou-se os seguintes itens do checklist para a estrutura em questão, facilitando o processo para identificação de erros ou anomalias em resultados apresentados pelo programa, de acordo com o quadro 17 a seguir:

Quadro 17 – Checklist para verificação do projeto

ITENS A SEREM VERIFICADOS NO PROJETO ESTRUTURAL	STATUS	OBSERVAÇÕES
Lançamento Estrutural		
Verificar características utilizadas de fluência	OK	
Verificar a escolha do sistema de lajes adotado que define o arranjo estrutural	OK	
Verificar altura dos elementos estruturais fletidos estão compatíveis com o pré-dimensionamento	OK	
Avaliar a existência de pórticos simétricos e equidistantes	OK	
Avaliar a estrutura considerando os indicadores de projeto presentes na literatura	OK	
Avaliar relação peso total da edificação por área e comparar com os parâmetros presentes na literatura. Para edificações residenciais, o valor deve estar entre 900 kgf/m ² e 1100 kgf/m ²	OK	
Elemento Estrutural Pilar		
Em pilares de grandes dimensões, avaliar o detalhamento de ganchos para contenção da flambagem das barras longitudinais centrais	OK	
Onde existir pilares quadrados, verificar se as armaduras são simétricas	OK	
Elemento Estrutural Viga		
Verificar compatibilidade entre as bases das vigas e as espessuras dos pilares evitando dentes e requadros a serem executados nas fôrmas	OK	
Avaliar as posições de ancoragem das armaduras protendidas observando a correta instalação das armaduras de fretagem	OK	
Em vigas de grandes alturas, verificar a necessidade de armaduras de pele	OK	
Elemento Estrutural Laje		
Em situações onde a laje se apoia diretamente no pilar, avaliar adequadamente a armadura de punção	OK	
Verificar o detalhamento da ancoragem de lajes em vigas	OK	
Alvenarias de Vedação		
Atentar para a possibilidade de existência de alvenarias com revestimentos que caracterizem peso específico maior que 1300 kgf/m ³	OK	
Material Concreto		
Verificar o recobrimento de elementos estruturais em contato com o solo	OK	

Fonte: Autor (2016)

5.11.1 Resultados do *software Eberick*

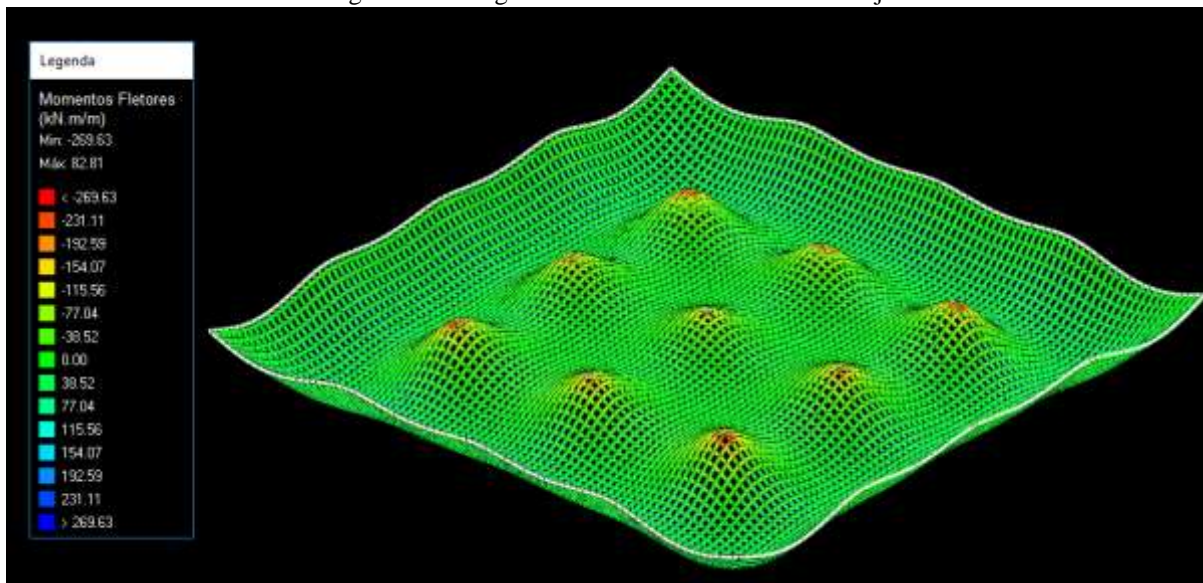
Após a realização das etapas descritas no tópico anterior, realizou-se a modelagem e a análise dos resultados apresentados para as lajes. A estrutura foi então renderizada e dada como finalizada. Então foi obtida a imagem da estrutura com vista tridimensional de acordo com a figura 65 e os diagramas de esforços de momento fletor na laje (figura 66).

Figura 65 – Modelagem e renderização da estrutura estudada



Fonte: Autor (2016)

Figura 66 – Diagrama dos momentos fletores da Laje L1



Fonte: Autor (2016)

Figura 67 – Momento fletor para o pilar intermediário da seção central



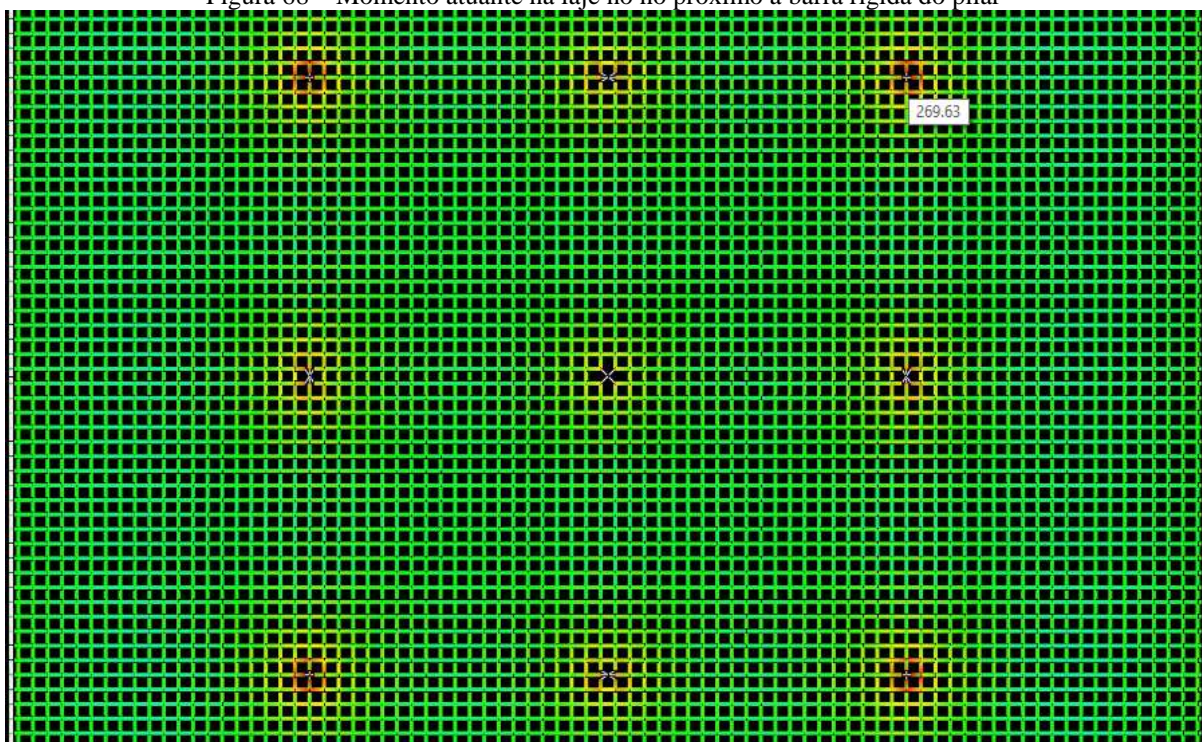
Fonte: Autor (2016)

O processo de analogia de grelha substitui a laje por barras fictícias, onde cada barra possui seus esforços nela que são calculados como uma estrutura hiperestática através de uma matriz de rigidez. A estrutura em questão pode ser bastante antieconômica, levando em consideração os momentos nela calculados, quando comparados com os cálculos

manuais. O processo do cálculo dos momentos deve se fazer uma análise, para realizar o dimensionamento correto da estrutura, levando em consideração de que o *software* por si só, não é indicado sem a análise de um engenheiro para conferir os dados calculados.

Os resultados apresentados pelo programa pode existir uma grande variabilidade com o calculado manualmente, visto que de acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), os resultados para a grelha equivalente conduz a maiores valores, principalmente perto dos pilares, devido o modelo de grelha define o pilar por apenas um nó não deslocável na vertical, o que difere da estrutura real em questão, onde todo o apoio da placa nos pilares é pontual, tendo então uma variação nestes pontos, possuindo valores de momentos bastantes altos, como no exemplo da figura 68, onde registrou o pico na estrutura, de -269,63 kN.m junto ao pilar interno da seção superior da estrutura (primeira linha de pilares na direção x) bem próxima de seu centro, de tal forma que nos cálculos pelo modelo dos pórticos equivalentes fora encontrado de -166,95 kN.m, sendo considerado uma diferença bastante grande para o dimensionamento (cerca de 60% maior).

Figura 68 – Momento atuante na laje no nó próximo a barra rígida do pilar



Fonte: Autor (2016)

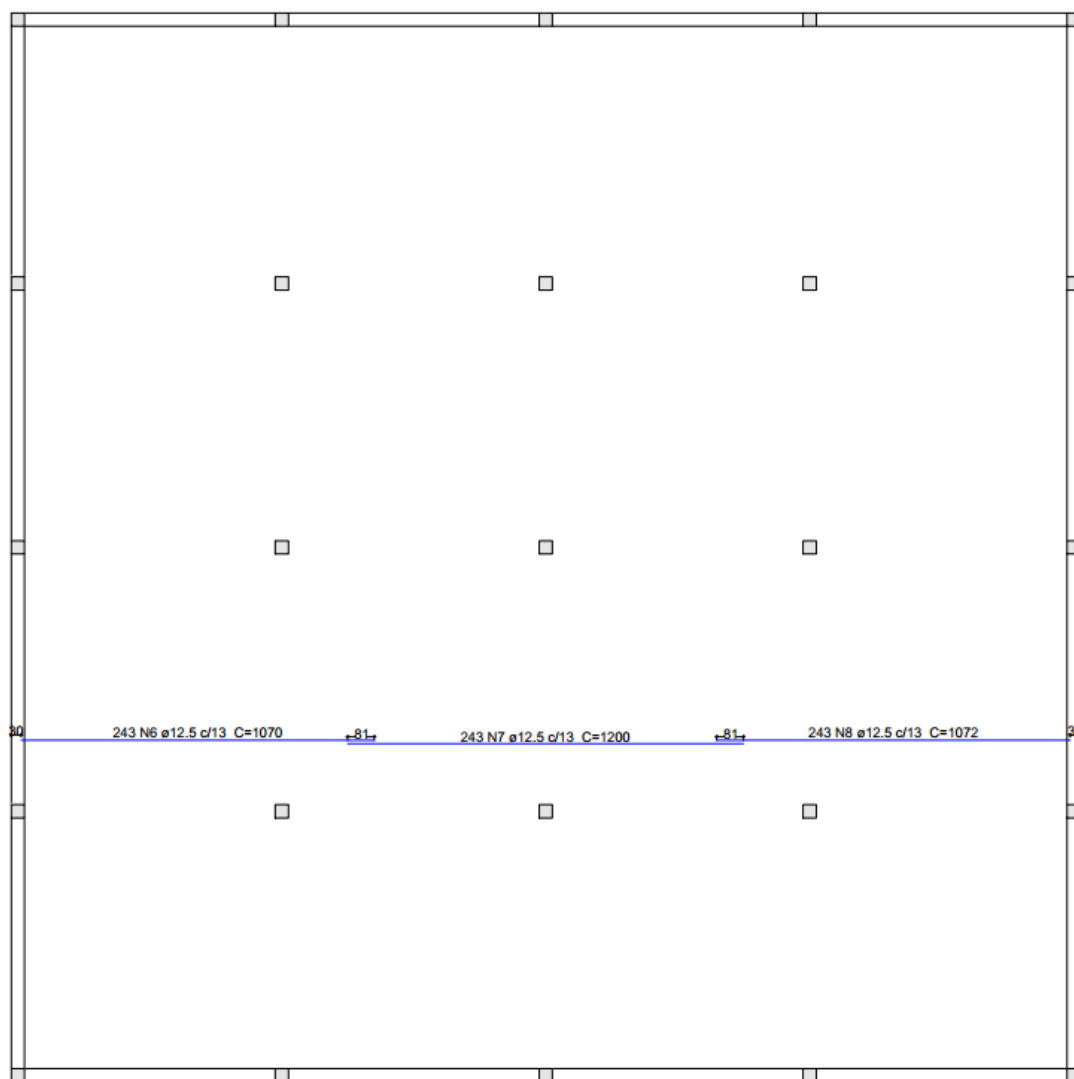
Segundo o *software*, gerando o memorial de cálculo para as lajes analisadas, obtêm-se os seguintes dados:

Quadro 18 – Resumo da memória de cálculo do Eberick v8

		MOMENTOS ATUANTES			ARMADURAS	
Laje	Direção	Momento positivo		Momento negativo	Armadura Inferior	Armadura superior
		Seção	Flexão	Flexão		
L1	X	bw = 100.0 cm h = 25.0 cm	Md = 82.25 kN.m/m As = 9.10 cm ² /m	Md = 269.63 kN.m/m As = 36.42 cm ² /m	As = 9.10 cm ² /m ø12.5 c/13 (9.44 cm ² /m) fiss = 0.21 mm	As = 35.05 cm ² /m ø25.0 c/14 (35.06 cm ² /m)
	Y	bw = 100.0 cm h = 25.0 cm	Md = 82.25 kN.m/m As = 9.65 cm ² /m	Md = 269.63 kN.m/m As = 38.45 cm ² /m	As = 9.65 cm ² /m ø10.0 c/8 (9.82 cm ² /m) fiss = 0.17 mm	As = 37.19 cm ² /m ø25.0 c/13 (37.76 cm ² /m)

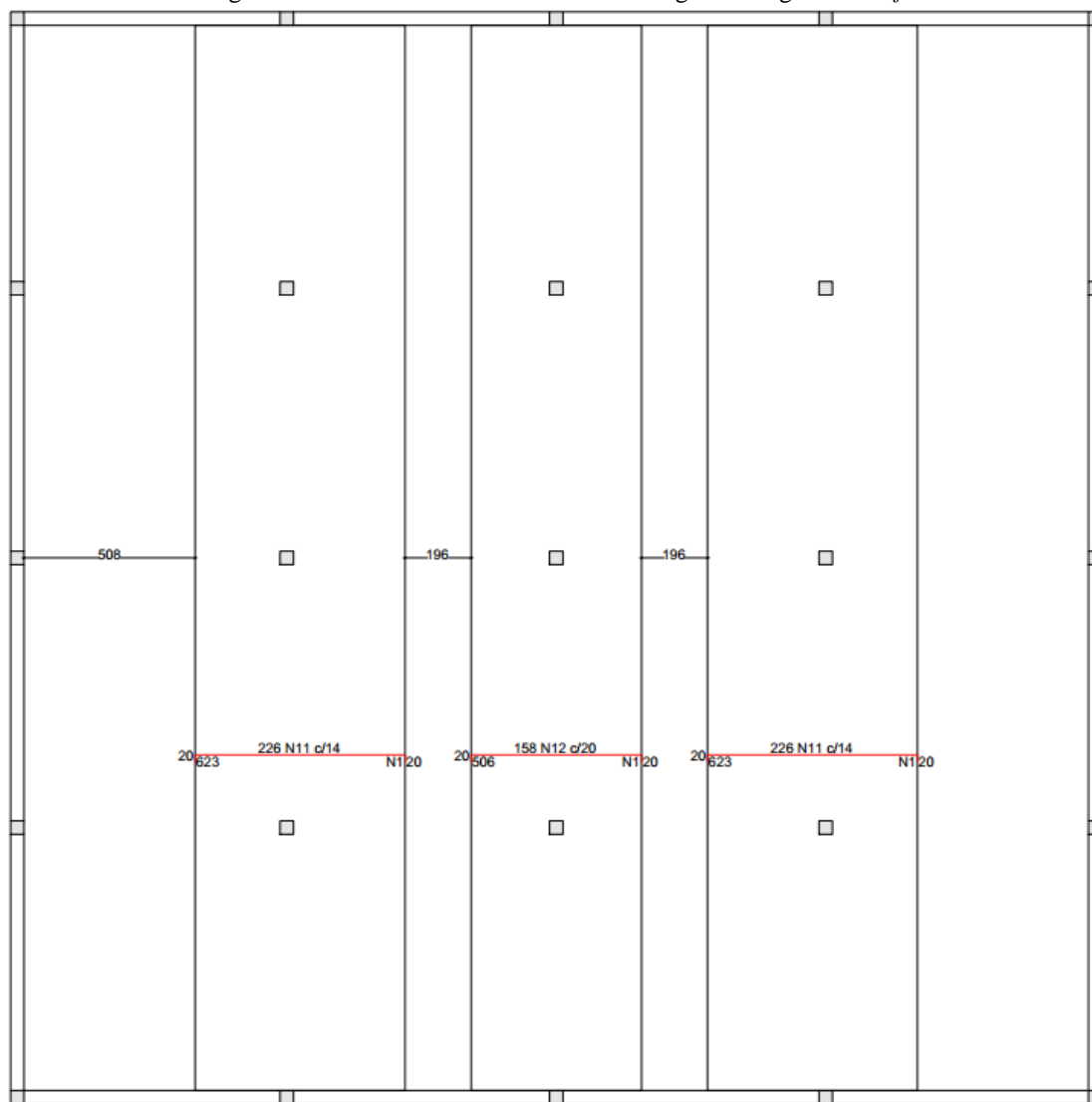
Fonte: Autor (2016)

De acordo com estes dados, foi realizado pelo programa o detalhamento da estrutura segundo o Eberick, sem nenhuma mudança ou otimização na armação adotada, apenas foi escolhido os diâmetros para melhor padronização dos valores adotados, que está de acordo com as figuras 69, 70 e 71.

Figura 69 – Detalhamento das armaduras positivas segundo o *software*

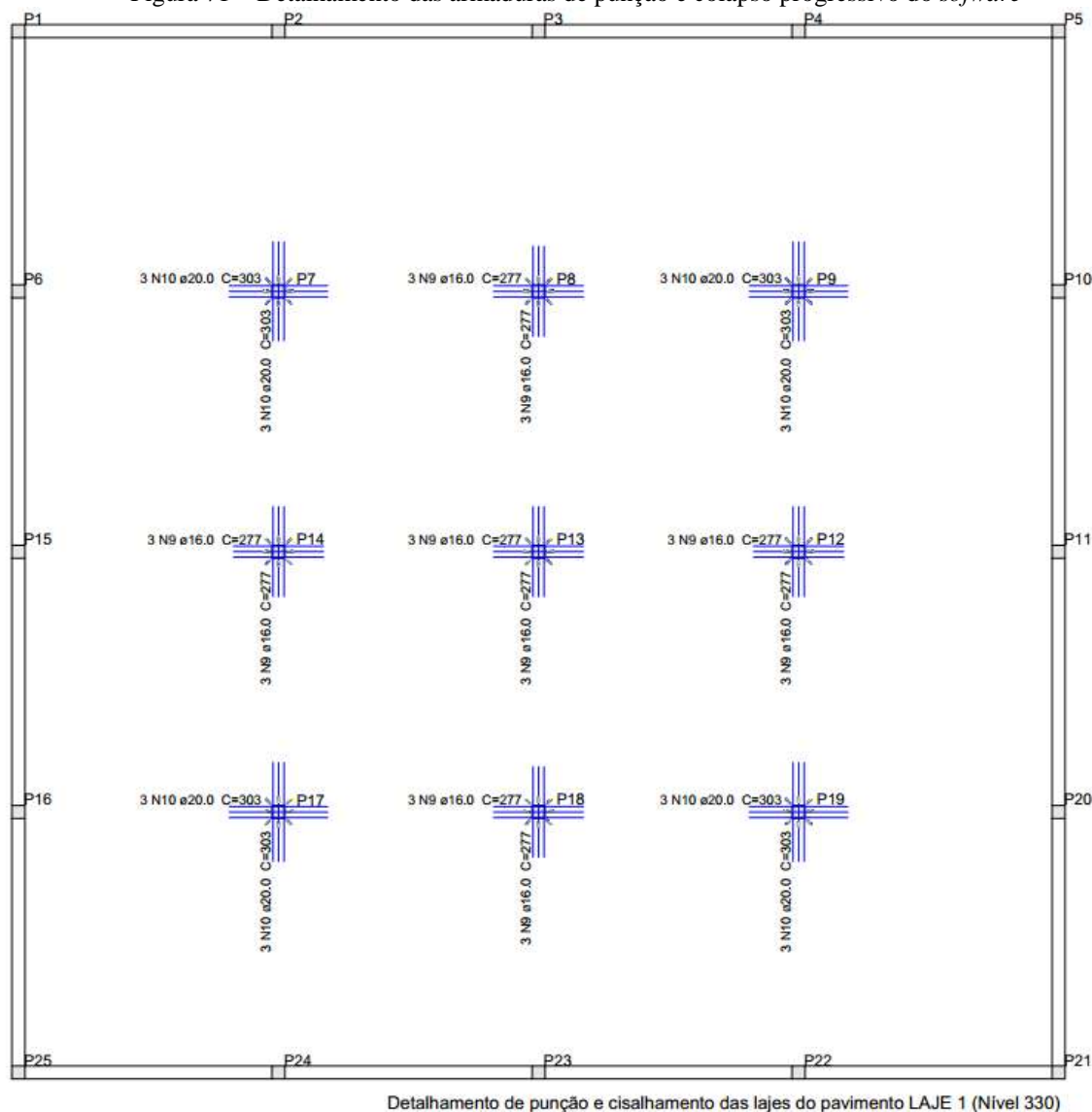
Armação positiva das lajes do pavimento LAJE 1 (Eixo X)

Fonte: Autor (2016)

Figura 70 – Detalhamento das armaduras negativas segundo o *software*

Armação negativa das lajes do pavimento LAJE 1 (Eixo X)

Fonte: Autor (2016)

Figura 71 – Detalhamento das armaduras de punção e colapso progressivo do *software*

5.11.2 Análise e comparações de resultados

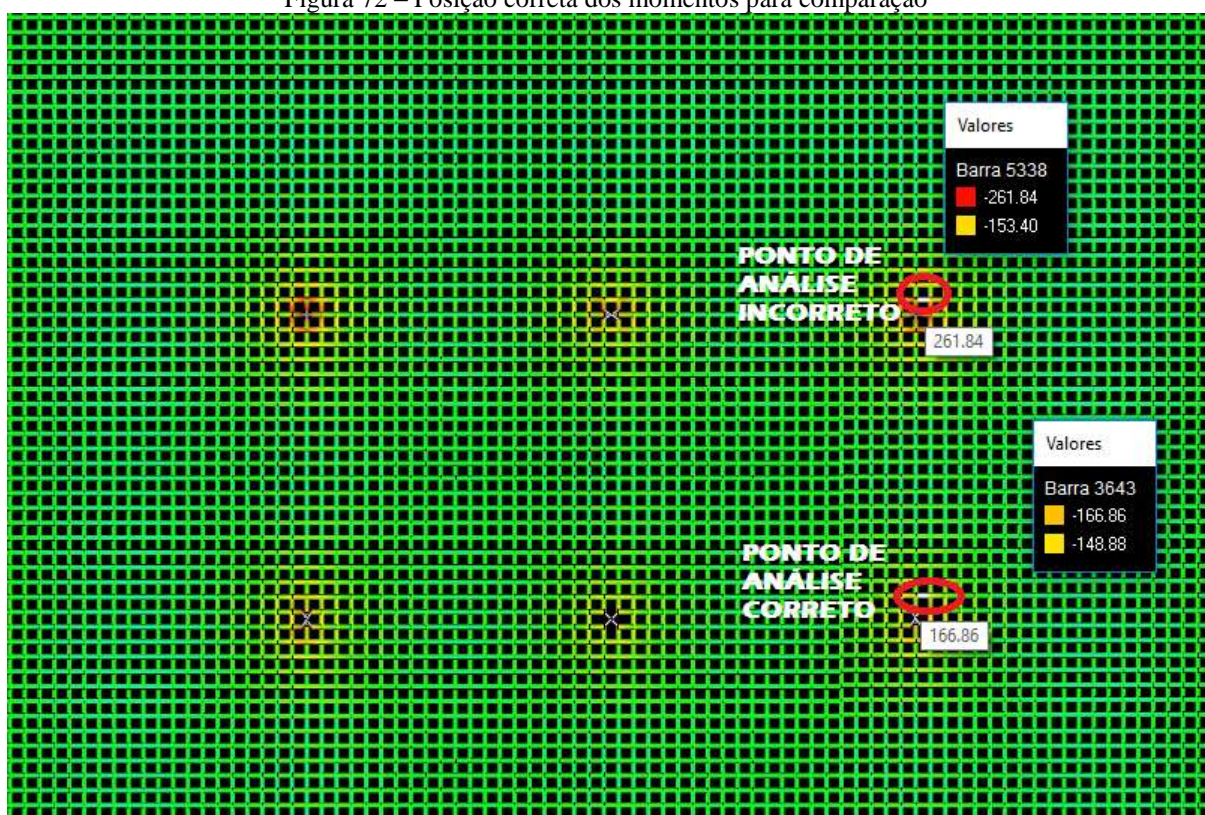
Como já foi dito, os dois modelos apresentados não representam a laje com os resultados reais da estrutura, visto que o modelo simplificado adota os momentos em faixas da laje, considerando que os momentos sejam homogêneos para as faixas, não representando a estrutura com valores idênticos ao que ocorre na estrutura, o que na estrutura real, varia-se os momentos em cada ponto analisado e não apenas por faixas. Já o modelo de analogia de grelha, demonstra os momentos em barras fictícias e não definindo a estrutura como placa, portanto, não apresentando como a estrutura realmente atua.

Apesar disto, os dois modelos reforçam a segurança para o cálculo da estrutura, demonstrando resultados mais expressivos pelo *software* Eberick, onde sua estrutura é sem dúvidas mais segura.

Para correção do efeito com os momentos no programa, recomenda-se empregar o momento atuante na face do pilar, frisa-se não deve ser realizado no nó que representa o pilar, aumentar a quantidade de nós próximo ao pilar e considerar uma redistribuição dos momentos diminuindo a rigidez dos elementos que concorrem no pilar (CARVALHO e PINHEIRO, 2009, p.127). Sendo assim, fora adotado pontos da grelha de forma que sejam de encontro exatamente na face do pilar, com uma maior quantidade de pontos próximo ao pilar, encontrando valores bastante parecidos com a estrutura analisada manualmente.

Portanto, é necessário avaliar com cuidado o processo dos momentos para dimensionamento, visto que os momentos são maiores que o usual. Para isto, a figura 72 a seguir demonstra como foi encontrado os momentos atuantes segundo o modelo para comparação com os momentos de cálculo com o método dos pórticos equivalentes.

Figura 72 – Posição correta dos momentos para comparação



Fonte: Autor (2016)

Como apresentado na figura acima, os momentos fletores devem ser considerados os da face dos pilares, e não no centro, para análise de comparação dos

momentos. Logo, podemos realizar a seguinte comparação dos momentos através do quadro a seguir:

Quadro 19 – Momentos Positivos de comparação pelo processo Manual x Eberick

FAIXA	MANUAL		EBERICK	
	MOMENTOS POSITIVOS			
	TRAMO EXTERNO	TRAMO INTERNO	TRAMO EXTERNO	TRAMO INTERNO
FAIXA EXTERNA	77,96 kN.m	40,92 kN.m	62,43 kN.m	40,59, kN.m
FAIXA INTERNA	63,78 kN.m	33,48 kN.m	82,81 kN.m	58,70 kN.m

Fonte: Autor (2016)

Quadro 20 – Momentos Negativos de comparação pelo processo Manual x Eberick

FAIXA	MANUAL		EBERICK	
	MOMENTOS NEGATIVOS			
	PILAR CENTRAL	PILAR INTERM.	PILAR CENTRAL	PILAR INTERM.
FAIXA EXTERNA	166,95 kN.m	111,61 kN.m	166,86 kN.m	202,86 kN.m
FAIXA INTERNA	55,65 kN.m	37,20 kN.m	36,81 kN.m	37,25 kN.m

Fonte: Autor (2016)

Estes valores encontrados no Eberick para comparação são diversos dos momentos de dimensionamento do programa, visto que são encontrados valores maiores do que as de comparação do quadro, devido a consideração dos momentos das barras fictícias próximas ao pilar geradas pelo *software*. Há de se destacar que os momentos encontrados não são considerados maiores pelo Eberick na sua totalidade, devendo ser considerado ponto a ponto.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho demonstrou os procedimentos de cálculo para dimensionamento de lajes lisas em concreto armado, tendo enfoque na análise e dimensionamento das lajes lisas segundo a NBR 6118/2014, realizando um comparativo entre o método dos pórticos equivalentes – previsto pela norma – e o dimensionamento através do método de grelhas equivalentes, com o *software* Eberick. Estudou-se como parâmetro principal os momentos atuantes na estrutura.

Há de notar-se que o Eberick possui os maiores momentos atuantes na estrutura de modo geral e a favor da segurança, mas apresenta pontos onde acontece o oposto, fazendo com que esta análise dos momentos ocorra de maneira singular em cada ponto, devendo ser considerado cada uma das suas peculiaridades para cada projeto.

Já o modelo dos pórticos equivalentes ou múltiplos, encontrou valores menores para momentos negativos das faixas externas, no qual os valores do programa conseguiu obter valores em até 60% maiores, sendo necessário a correção dos pontos de análise da grelha para comparação, como foi sugerido por Carvalho e Pinheiro (2009) e então, deve ser realizado como sugestão também para o projetista a utilização de novas porcentagens de acordo com o projeto, analisando suas características e peculiaridades para cada área.

Em sumo, na literatura foram encontradas estruturas de lajes lisas que foram analisadas por diversos métodos, como as encontradas na literatura através de Carvalho e Pinheiro (2009) e Milton de Araújo (2014), onde o processo que possui os maiores momentos atuantes são os de estruturas modeladas a partir de grelhas, logo após vem o pórtico equivalente, e então o método dos Elementos finitos, considerado o menor.

Apesar da estrutura apresentar alguns valores divergentes no qual já se referiu as causas em tópicos anteriores, os outros valores de modo geral são bem similares, principalmente em relação aos momentos positivos, sendo os negativos maiores no método das grelhas. Além disto, os valores adotados pela grelha são valores adotados para cada barra, e como são muitas, foram analisadas os maiores valores para cada faixa estudada, considerando o momento a partir da face dos pilares e não no centro, como já foi citado.

Por estes fatos, há de se concluir que a utilização de *softwares* para análise estrutural e dimensionamento de estruturas é bastante comum na vida de um engenheiro de projetos, devendo ser utilizado com prudência para encontrar resultados fieis e seguros para estrutura, devendo ser ressaltado a análise do engenheiro para verificação dos dados apresentados pelo programa que é indispensável, tendo em vista que o mais difícil da

elaboração de um projeto estrutural é sua concepção, onde nenhum programa poderá realizar sozinho.

Os valores apresentados apresentam bastante similaridade na sua grande maioria, confirmando que os dois processos são válidos e seguros, cabendo ao projetista tirar conclusões e analisar a estrutura corretamente. O processo dos pórticos múltiplos ao início se tem uma impressão que seu modelo é um pouco ultrapassado, principalmente por obter resultados iguais para cada linha de pórtico (no caso da estrutura analisada), sendo fácil de constatar que não ocorre na prática igualmente para cada linha, podendo ser um dos elementos no qual se deu a diferença dos maiores momentos encontrados próximo aos pilares intermediários mais próximos à borda e do canto.

Portanto, fica proposto como sugestões para trabalhos futuros a criação de um método para correção das diferenças para cada linhas de pórtico, aproximando a estrutura mais ainda do real, realçando a importância de aprimorar e apurar cada vez mais os valores obtidos pela norma, e também, a criação de um *software* computacional capaz de realizar cálculo segundo o modelo simplificado por norma e adequar ou melhorar os resultados obtidos realizando comparações com a modelagem computacional utilizando o método de analogia de grelha ou outro método computacional.

Por fim, conclui-se que o trabalho apresentado foi realizado a partir da literatura disponível para então análise dos dados obtidos por norma e pelo programa computacional, sendo de grande importância a comparação dos métodos, pois demonstra maior segurança dos modelos adotados e dando maior confiança para o modelo adotado de lajes lisas, que é considerado um dos tipos de estruturas de grande tendência ao mercado, fazendo com que este esta análise seja parâmetro para maior utilização do modelo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI Committee 318 (2002). **Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318 – 02) and Commentary (ACI 318R-02)**. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002, 391f.

ALBUQUERQUE, A.T. **Análise de alternativas para edifícios em concreto armado**. 1998. 100f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1999.

ALTOQI. **Fatos históricos importantes**. [2016]. Disponível em <<http://www.altoqi.com.br/linha-do-tempo>> Acesso: set. 2016.

ARAÚJO, A. R. **Estudo técnico comparativo entre pavimentos executados com lajes nervuradas e convencionais**. 2008. 113f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia e Tecnologia, Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. Rio Grande: Dunas, 2014 (5 volumes).

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

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

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2007b.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003a.

BASTOS, P. S. S. **Estruturas de concreto armado**. Bauru – SP: Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, 2014 (Notas de aula).

BAVARESCO, D. **Análise e dimensionamento de lajes lisas em concreto armado**. Maringá. 2010. 83 p.

BORGES, L.L.J. **Comportamento ao Puncionamento de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Pilares Retangulares e Furos de Grandes Dimensões**. 2004. Tese de Doutorado, Publicação E.TD-002A/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 367 p.

CAMACHO, J. S. **Curso de Concreto Armado (NBR 6118/2003): Estudo das lajes**. São Paulo: UNESP, 2004.

CARVALHO, C. B. **Análise Crítica dos Critérios Normativos de dimensionamento à punção em lajes lisas**. 2008. 215f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

CARVALHO, Roberto Chust & PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, Volume 2**. São Paulo, Editora Pini. 2009.

CASTELO BRANCO, A. F. V. **Contribuição para o projeto de lajes cogumelo**. Dissertação de Mestrado. São Carlos, 1989.

COELHO, J. D. **Modelagem de lajes de concreto armado por analogia de grelha - conceitos iniciais**. 2013. Disponível em < http://faq.altoqi.com.br/faq/content/245/600/pt-br/modelagem-de-lajes-de-concreto-armado-por-analogia-de-grelha_-conceitos-iniciais.html> Acesso: set. 2016. Concreto, 2007, 22p.

CORDOVIL, F. A. B. **Lajes de Concreto Armado - Punção**. São Paulo: Editora da UFSC, 1997.

DAMASCENO, L. S. R. e OLIVEIRA, D. R. C. Dissertação (Mestrado em Construção Civil). **Análise Experimental de Lajes Lisas Unidirecionais de Concreto Armado com Pilares Retangulares ao Puncionamento**, Anais do 49º Congresso Brasileiro do São Carlos, 2002.

DONIN, C. **Análise numérica de lajes nervuradas por meio do método dos elementos finitos**. 2002, 138f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

FIGUEIREDO, J. R. F. **Sistemas estruturais de lajes sem vigas: Subsídios para o projeto e execução**. 1989, 262f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 1989.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 1. Ed, 4. Tiragem. São Paulo: Pini, 1995.

HENNRICHS, C. A. **Estudo sobre modelagem de lajes planas. 2003**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

MALMANN, William. **Concreto protendido como solução na Arquitetura**. 2013. Dissertação (Trabalho acadêmico) – IMED – Complexo de Ensino Superior Meridional.

MELGES, J. L. P. **Punção em lajes: Exemplos de cálculo e análise teórico experimental**. 1995. 217f. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

NERVO, Ricardo. **Análise comparativa dos sistemas estruturas de lajes convencionais e lajes nervuradas**. 2012. 76 p.

PEREIRA, et al. **Concreto Protendido e Lajes Protendidas com Monocordoalhas Engraxadas - Noções Gerais Solução Estrutural e Correta Execução**. ABCP, Curitiba, mar. 2005. Disponível em:

<http://www.abcp.org.br/comunidades/curitiba/download/LNK04/Apostila_Curso_Concreto_Protendido.pdf>. Acesso em: out. 2016.

SCHMID, M. T. **Lajes planas protendidas**. 3. Ed. Ver. E aum. São Paulo: Rudloff, 2009.

SILVA, M. A. F. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado**. 2005.

SPOHR, V. H. **Análise comparativa: sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas**. 2008. 107 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

VASCONCELLOS, Juliano. **Lajes nervuradas**. Disponível em: <<https://cddcarqfeevale.wordpress.com/2012/07/11/lajes-nervuradas/>> Acesso em: set. 2016.

VERGUTZ, J. A.; CUSTÓDIO R. **Análise comparativa de resultados obtidos de softwares de dimensionamento de estruturas de concreto**. 2010. 207 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010. [Orientador: Prof. Cláudio L. Curotto]. Disponível em: <http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/3/31/Tfc_2010_juliano_ricardo.pdf>. Acesso em: nov. 2016.

WOOD, J. G. M. **Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March, 1997**. Pipers Row Car, Wolverhampton.

ANEXOS

ANEXO A – Tabelas para dimensionamento de aço (Rafael Otávio – UEMA)

FLEXÃO NORMAL SIMPLES EM SEÇÕES RETANGULARES											
kx	kc							ks			Domínio
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-25A	CA-50A	CA-60B	
0,02	51,886	41,509	34,590	29,649	25,943	23,060	20,754	0,046	0,023	0,019	2
0,04	26,154	20,923	17,436	14,945	13,077	11,624	10,462	0,047	0,023	0,019	
0,06	17,579	14,063	11,719	10,045	8,789	7,813	7,032	0,047	0,024	0,020	
0,08	13,293	10,634	8,862	7,596	6,647	5,908	5,317	0,048	0,024	0,020	
0,10	10,723	8,578	7,149	6,127	5,362	4,766	4,289	0,048	0,024	0,020	
0,12	9,011	7,209	6,007	5,149	4,505	4,005	3,604	0,048	0,024	0,020	
0,14	7,789	6,231	5,193	4,451	3,895	3,462	3,116	0,049	0,024	0,020	
0,16	6,874	5,499	4,582	3,928	3,437	3,055	2,749	0,049	0,025	0,020	
0,18	6,163	4,930	4,108	3,522	3,081	2,739	2,465	0,050	0,025	0,021	
0,20	5,595	4,476	3,730	3,197	2,797	2,487	2,238	0,050	0,025	0,021	
0,22	5,131	4,105	3,420	2,932	2,565	2,280	2,052	0,050	0,025	0,021	
0,24	4,745	3,796	3,163	2,711	2,372	2,109	1,898	0,051	0,025	0,021	
0,259	4,430	3,544	2,953	2,531	2,215	1,969	1,772	0,051	0,026	0,021	
0,26	4,419	3,535	2,946	2,525	2,209	1,964	1,768	0,051	0,026	0,021	
0,28	4,140	3,312	2,760	2,366	2,070	1,840	1,656	0,052	0,026	0,022	
0,30	3,899	3,119	2,600	2,228	1,950	1,733	1,560	0,052	0,026	0,022	
0,32	3,689	2,951	2,459	2,108	1,845	1,640	1,476	0,053	0,026	0,022	
0,34	3,504	2,803	2,336	2,002	1,752	1,557	1,402	0,053	0,027	0,022	
0,36	3,341	2,672	2,227	1,909	1,670	1,485	1,336	0,054	0,027	0,022	
0,38	3,195	2,556	2,130	1,825	1,597	1,420	1,278	0,054	0,027	0,023	
0,40	3,064	2,451	2,042	1,751	1,532	1,362	1,225	0,055	0,027	0,023	
0,42	2,946	2,357	1,964	1,683	1,473	1,309	1,178	0,055	0,028	0,023	
0,438	2,848	2,278	1,898	1,627	1,424	1,266	1,139	0,056	0,028	0,023	
0,44	2,839	2,271	1,893	1,622	1,420	1,262	1,136	0,056	0,028	-	
0,45	2,790	2,232	1,860	1,594	1,395	1,240	1,116	0,056	0,028	-	
0,46	2,742	2,194	1,828	1,567	1,371	1,219	1,097	0,056	0,028	-	
0,48	2,654	2,123	1,769	1,517	1,327	1,180	1,062	0,057	0,028	-	
0,50	2,574	2,059	1,716	1,471	1,287	1,144	1,029	0,058	0,029	-	
0,52	2,500	2,000	1,666	1,428	1,250	1,111	1,000	0,058	0,029	-	
0,54	2,432	1,945	1,621	1,389	1,216	1,081	0,973	0,059	0,029	-	
0,56	2,369	1,895	1,579	1,354	1,184	1,053	0,948	0,059	0,030	-	
0,58	2,311	1,849	1,541	1,321	1,155	1,027	0,924	0,060	0,030	-	
0,60	2,257	1,806	1,505	1,290	1,129	1,003	0,903	0,061	0,030	-	
0,62	2,208	1,766	1,472	1,262	1,104	0,981	0,883	0,061	0,031	-	
0,628	2,188	1,751	1,459	1,250	1,094	0,973	0,875	0,061	0,031	-	
0,64	2,162	1,730	1,441	1,235	1,081	0,961	0,865	0,062	-	-	
0,66	2,119	1,695	1,413	1,211	1,060	0,942	0,848	0,063	-	-	
0,68	2,079	1,664	1,386	1,188	1,040	0,924	0,832	0,063	-	-	
0,70	2,042	1,634	1,362	1,167	1,021	0,908	0,817	0,064	-	-	
0,72	2,008	1,606	1,339	1,147	1,004	0,892	0,803	0,065	-	-	
0,74	1,976	1,581	1,317	1,129	0,988	0,878	0,790	0,065	-	-	
0,76	1,946	1,557	1,297	1,112	0,973	0,865	0,778	0,066	-	-	
0,772	1,930	1,544	1,286	1,103	0,965	0,858	0,772	0,067	-	-	

$$k_x = \frac{x}{d}$$

$$k_c = \frac{bd^2}{M_d} \text{ (cm}^2/\text{kN)}$$

$$k_s = \frac{A_s d}{M_d} \text{ (cm}^2/\text{kN)}$$

FLEXÃO NORMAL SIMPLES EM SEÇÕES RETANGULARES											
kx	kc	ks			Domínio	kx	kc	ks			Domínio
	C55	CA-25A	CA-50A	CA-60B			C60	CA-25A	CA-50A	CA-60B	
0,02	19,656	0,046	0,023	0,019	2	0,02	18,788	0,046	0,023	0,019	2
0,04	9,907	0,047	0,023	0,019		0,04	9,468	0,047	0,023	0,019	
0,06	6,658	0,047	0,024	0,020		0,06	6,362	0,047	0,024	0,020	
0,08	5,034	0,047	0,024	0,020		0,08	4,810	0,047	0,024	0,020	
0,10	4,060	0,048	0,024	0,020		0,10	3,879	0,048	0,024	0,020	
0,12	3,411	0,048	0,024	0,020		0,12	3,259	0,048	0,024	0,020	
0,14	2,948	0,049	0,024	0,020		0,14	2,816	0,049	0,024	0,020	
0,16	2,602	0,049	0,025	0,020		0,16	2,484	0,049	0,025	0,020	
0,18	2,332	0,050	0,025	0,021		0,18	2,227	0,049	0,025	0,021	
0,20	2,117	0,050	0,025	0,021		0,20	2,021	0,050	0,025	0,021	
0,22	1,941	0,050	0,025	0,021		0,22	1,853	0,050	0,025	0,021	
0,238	1,807	0,050	0,025	0,021		0,224	1,824	0,050	0,025	0,021	
0,24	1,795	0,051	0,025	0,021		0,24	1,713	0,051	0,025	0,021	
0,26	1,671	0,051	0,025	0,021		0,26	1,595	0,051	0,026	0,021	
0,28	1,566	0,051	0,026	0,021	0,28	1,494	0,052	0,026	0,021		
0,30	1,474	0,051	0,025	0,021	0,30	1,406	0,052	0,026	0,022		
0,32	1,395	0,051	0,026	0,021	0,32	1,330	0,053	0,026	0,022		
0,34	1,324	0,053	0,027	0,022	0,34	1,263	0,053	0,026	0,022		
0,35	1,292	0,053	0,027	0,022	0,35	1,232	0,053	0,027	0,022		
0,36	1,262	0,054	0,027	0,022	0,36	1,204	0,053	0,027	0,022		
0,38	1,207	0,054	0,027	0,023	0,38	1,151	0,054	0,027	0,022		
0,40	1,157	0,055	0,027	0,023	0,391	1,123	0,054	0,027	0,023		
0,411	1,133	0,055	0,027	0,023	0,40	1,103	0,054	0,027	-		
0,42	1,113	0,055	0,028	-	0,42	1,060	0,055	0,027	-		
0,44	1,072	0,056	0,028	-	0,44	1,022	0,055	0,028	-		
0,46	1,035	0,056	0,028	-	0,46	0,986	0,056	0,028	-		
0,48	1,002	0,057	0,028	-	0,48	0,954	0,057	0,028	-		
0,50	0,971	0,057	0,029	-	0,50	0,925	0,057	0,029	-		
0,52	0,943	0,058	0,029	-	0,52	0,898	0,058	0,029	-		
0,54	0,917	0,058	0,029	-	0,54	0,873	0,058	0,029	-		
0,56	0,893	0,059	0,030	-	0,56	0,850	0,059	0,029	-		
0,58	0,871	0,060	0,030	-	0,58	0,829	0,059	0,030	-		
0,60	0,851	0,060	0,030	-	0,582	0,827	0,059	0,030	-		
0,602	0,850	0,060	0,030	-	0,60	0,810	0,060	-	-		
0,62	0,832	0,061	-	-	0,62	0,792	0,061	-	-		
0,64	0,815	0,061	-	-	0,64	0,775	0,061	-	-		
0,66	0,798	0,062	-	-	0,66	0,759	0,062	-	-		
0,68	0,783	0,063	-	-	0,68	0,744	0,062	-	-		
0,70	0,769	0,064	-	-	0,70	0,731	0,063	-	-		
0,72	0,756	0,064	-	-	0,72	0,718	0,064	-	-		
0,74	0,744	0,065	-	-	0,736	0,709	0,064	-	-		
0,751	0,737	0,065	-	-							

$$k_x = \frac{x}{d}$$

$$k_c = \frac{bd^2}{M_d} (cm^2/kN)$$

$$k_s = \frac{A_s d}{M_d} (cm^2/kN)$$

FLEXÃO NORMAL SIMPLES EM SEÇÕES RETANGULARES											
kx	kc	ks			Domínio	kx	kc	ks			Domínio
	C65	CA-25A	CA-50A	CA-60B			C70	CA-25A	CA-50A	CA-60B	
0,02	18,101	0,046	0,023	0,019	2	0,02	17,561	0,046	0,023	0,019	2
0,04	9,121	0,047	0,023	0,019		0,04	8,847	0,047	0,023	0,019	
0,06	6,128	0,047	0,024	0,020		0,06	5,943	0,047	0,024	0,020	
0,08	4,632	0,047	0,024	0,020		0,08	4,492	0,047	0,024	0,020	
0,10	3,735	0,048	0,024	0,020		0,10	3,622	0,048	0,024	0,020	
0,12	3,137	0,048	0,024	0,020		0,12	3,042	0,048	0,024	0,020	
0,14	2,711	0,049	0,024	0,020		0,14	2,628	0,049	0,024	0,020	
0,16	2,391	0,049	0,024	0,020		0,16	2,318	0,049	0,024	0,020	
0,18	2,143	0,049	0,025	0,021		0,18	2,077	0,049	0,025	0,021	
0,20	1,945	0,050	0,025	0,021		0,20	1,884	0,050	0,025	0,021	
0,215	1,821	0,050	0,025	0,021	0,210	1,803	0,050	0,025	0,021		
0,22	1,783	0,050	0,025	0,021	3	0,22	1,727	0,050	0,025	0,021	3
0,24	1,648	0,051	0,025	0,021		0,24	1,596	0,051	0,025	0,021	
0,26	1,534	0,051	0,026	0,021		0,26	1,486	0,051	0,025	0,021	
0,28	1,436	0,051	0,026	0,021		0,28	1,391	0,051	0,026	0,021	
0,30	1,352	0,052	0,026	0,022		0,30	1,309	0,052	0,026	0,022	
0,32	1,279	0,052	0,026	0,022		0,32	1,238	0,052	0,026	0,022	
0,34	1,214	0,053	0,026	0,022		0,34	1,175	0,053	0,026	0,022	
0,35	1,185	0,053	0,027	0,022		0,35	1,146	0,053	0,026	0,022	
0,36	1,157	0,053	0,027	0,022		0,36	1,119	0,053	0,027	0,022	
0,379	1,108	0,054	0,027	0,022		0,372	1,089	0,053	0,027	0,022	
0,38	1,106	0,054	0,027	-	4	0,38	1,070	0,054	0,027	-	4
0,40	1,060	0,054	0,027	-		0,40	1,025	0,054	0,027	-	
0,42	1,018	0,055	0,027	-		0,42	0,985	0,055	0,027	-	
0,44	0,981	0,055	0,028	-		0,44	0,949	0,055	0,028	-	
0,46	0,947	0,056	0,028	-		0,46	0,916	0,056	0,028	-	
0,48	0,916	0,056	0,028	-		0,48	0,886	0,056	0,028	-	
0,50	0,888	0,057	0,028	-		0,50	0,858	0,057	0,028	-	
0,52	0,862	0,057	0,029	-		0,52	0,833	0,057	0,029	-	
0,54	0,838	0,058	0,029	-		0,54	0,809	0,058	0,029	-	
0,56	0,816	0,058	0,029	-		0,56	0,788	0,058	0,029	-	
0,569	0,806	0,059	0,029	-	0,562	0,786	0,058	0,029	-		
0,58	0,795	0,059	-	-	0,58	0,768	0,059	-	-		
0,60	0,776	0,060	-	-	0,60	0,750	0,059	-	-		
0,62	0,759	0,060	-	-	0,62	0,733	0,060	-	-		
0,64	0,743	0,061	-	-	0,64	0,717	0,061	-	-		
0,66	0,727	0,061	-	-	0,66	0,702	0,061	-	-		
0,68	0,713	0,062	-	-	0,68	0,688	0,062	-	-		
0,70	0,700	0,063	-	-	0,70	0,675	0,062	-	-		
0,72	0,688	0,063	-	-	0,720	0,663	0,063	-	-		
0,726	0,685	0,064	-	-							

$$k_x = \frac{x}{d}$$

$$k_c = \frac{bd^2}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$$

$$k_s = \frac{A_s d}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$$

FLEXÃO NORMAL SIMPLES EM SEÇÕES RETANGULARES													
kx	kc	ks			Domínio	kx	kc	ks			Domínio		
	C75	CA-25A	CA-50A	CA-60B			C80	CA-25A	CA-50A	CA-60B			
0,02	17,142	0,046	0,023	0,019	2	0,02	16,826	0,046	0,023	0,019	2		
0,04	8,635	0,047	0,023	0,019		0,04	8,475	0,047	0,023	0,019			
0,06	5,800	0,047	0,024	0,020		0,06	5,692	0,047	0,024	0,020			
0,08	4,383	0,047	0,024	0,020		0,08	4,301	0,047	0,024	0,020			
0,10	3,533	0,048	0,024	0,020		0,10	3,467	0,048	0,024	0,020			
0,12	2,967	0,048	0,024	0,020		0,12	2,911	0,048	0,024	0,020			
0,14	2,563	0,049	0,024	0,020		0,14	2,514	0,048	0,024	0,020			
0,16	2,260	0,049	0,024	0,020		0,16	2,217	0,049	0,024	0,020			
0,18	2,025	0,049	0,025	0,021		0,18	1,986	0,049	0,025	0,021			
0,20	1,837	0,050	0,025	0,021		0,20	1,801	0,050	0,025	0,021			
0,207	1,776	0,050	0,025	0,021		0,207	1,748	0,050	0,025	0,021			
0,22	1,683	0,050	0,025	0,021		3	0,22	1,650	0,050	0,025		0,021	3
0,24	1,556	0,050	0,025	0,021	0,24		1,525	0,050	0,025	0,021			
0,26	1,448	0,051	0,025	0,021	0,26		1,419	0,051	0,025	0,021			
0,28	1,355	0,051	0,026	0,021	0,28		1,328	0,051	0,026	0,021			
0,30	1,275	0,052	0,026	0,022	0,30		1,250	0,052	0,026	0,022			
0,32	1,206	0,052	0,026	0,022	0,32		1,181	0,052	0,026	0,022			
0,34	1,144	0,053	0,026	0,022	0,34		1,121	0,052	0,026	0,022			
0,35	1,116	0,053	0,026	0,022	0,35		1,093	0,053	0,026	0,022			
0,36	1,090	0,053	0,027	0,022	0,36		1,067	0,053	0,026	0,022			
0,369	1,069	0,053	0,027	0,022	0,367		1,049	0,053	0,027	0,022			
0,38	1,041	0,053	0,027	-	4		0,38	1,020	0,053	0,027	-	4	
0,40	0,998	0,054	0,027	-			0,40	0,977	0,054	0,027	-		
0,42	0,959	0,054	0,027	-		0,42	0,938	0,054	0,027	-			
0,44	0,923	0,055	0,027	-		0,44	0,903	0,055	0,027	-			
0,46	0,891	0,055	0,028	-		0,46	0,872	0,055	0,028	-			
0,48	0,861	0,056	0,028	-		0,48	0,843	0,056	0,028	-			
0,50	0,834	0,056	0,028	-		0,50	0,816	0,056	0,028	-			
0,52	0,810	0,057	0,028	-		0,52	0,792	0,057	0,028	-			
0,54	0,787	0,057	0,029	-		0,54	0,769	0,057	0,029	-			
0,558	0,767	0,058	0,029	-		0,557	0,752	0,058	0,029	-			
0,56	0,766	0,058	-	-		0,56	0,749	0,058	-	-			
0,58	0,746	0,058	-	-		0,58	0,729	0,058	-	-			
0,60	0,728	0,058	-	-	0,60	0,712	0,059	-	-				
0,62	0,712	0,058	-	-	0,62	0,695	0,059	-	-				
0,64	0,696	0,058	-	-	0,64	0,680	0,060	-	-				
0,66	0,681	0,058	-	-	0,66	0,665	0,060	-	-				
0,68	0,668	0,058	-	-	0,68	0,652	0,061	-	-				
0,70	0,655	0,058	-	-	0,70	0,640	0,062	-	-				
0,717	0,645	0,058	-	-	0,716	0,630	0,062	-	-				

$$k_x = \frac{x}{d}$$

$$k_c = \frac{bd^2}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$$

$$k_s = \frac{A_s d}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$$

FLEXÃO NORMAL SIMPLES EM SEÇÕES RETANGULARES											
kx	kc	ks			Domínio	kx	kc	ks			Domínio
	C85	CA-25A	CA-50A	CA-60B			C90	CA-25A	CA-50A	CA-60B	
0,02	16,601	0,046	0,023	0,019	2	0,02	16,455	0,046	0,023	0,019	2
0,04	8,360	0,047	0,023	0,019		0,04	8,286	0,047	0,023	0,019	
0,06	5,614	0,047	0,024	0,020		0,06	5,563	0,047	0,023	0,020	
0,08	4,241	0,047	0,024	0,020		0,08	4,203	0,047	0,024	0,020	
0,10	3,418	0,048	0,024	0,020		0,10	3,387	0,048	0,024	0,020	
0,12	2,870	0,048	0,024	0,020		0,12	2,843	0,048	0,024	0,020	
0,14	2,478	0,048	0,024	0,020		0,14	2,455	0,048	0,024	0,020	
0,16	2,185	0,049	0,024	0,020		0,16	2,164	0,049	0,024	0,020	
0,18	1,957	0,049	0,025	0,020		0,18	1,938	0,049	0,025	0,020	
0,20	1,775	0,050	0,025	0,021		0,20	1,757	0,049	0,025	0,021	
0,206	1,724	0,050	0,025	0,021	0,206	1,707	0,050	0,025	0,021		
0,22	1,626	0,050	0,025	0,021	3	0,22	1,609	0,050	0,025	0,021	3
0,24	1,502	0,050	0,025	0,021		0,24	1,487	0,050	0,025	0,021	
0,26	1,397	0,051	0,025	0,021		0,26	1,383	0,051	0,025	0,021	
0,28	1,308	0,051	0,026	0,021		0,28	1,294	0,051	0,025	0,021	
0,30	1,230	0,052	0,026	0,021		0,30	1,217	0,051	0,026	0,021	
0,32	1,163	0,052	0,026	0,022		0,32	1,150	0,052	0,026	0,022	
0,34	1,103	0,052	0,026	0,022		0,34	1,091	0,052	0,026	0,022	
0,35	1,076	0,053	0,026	0,022		0,35	1,064	0,052	0,026	0,022	
0,36	1,050	0,053	0,026	0,022		0,36	1,039	0,053	0,026	0,022	
0,367	1,033	0,053	0,026	0,022		0,367	1,022	0,053	0,026	0,022	
0,38	1,003	0,053	0,027	-	4	0,38	0,992	0,053	0,027	-	4
0,40	0,961	0,054	0,027	-		0,40	0,950	0,053	0,027	-	
0,42	0,923	0,054	0,027	-		0,42	0,912	0,054	0,027	-	
0,44	0,888	0,055	0,027	-		0,44	0,878	0,054	0,027	-	
0,46	0,857	0,055	0,028	-		0,46	0,847	0,055	0,027	-	
0,48	0,828	0,055	0,028	-		0,48	0,818	0,055	0,028	-	
0,50	0,802	0,056	0,028	-		0,50	0,792	0,056	0,028	-	
0,52	0,778	0,056	0,028	-		0,52	0,768	0,056	0,028	-	
0,54	0,756	0,057	0,028	-		0,54	0,746	0,057	0,028	-	
0,557	0,739	0,057	0,029	-		0,557	0,729	0,057	0,029	-	
0,56	0,735	0,057	-	-	0,56	0,726	0,057	-	-		
0,58	0,716	0,058	-	-	0,58	0,707	0,058	-	-		
0,60	0,699	0,059	-	-	0,60	0,689	0,058	-	-		
0,62	0,682	0,059	-	-	0,62	0,673	0,059	-	-		
0,64	0,667	0,060	-	-	0,64	0,658	0,059	-	-		
0,66	0,653	0,060	-	-	0,66	0,644	0,060	-	-		
0,68	0,640	0,061	-	-	0,68	0,631	0,060	-	-		
0,70	0,627	0,061	-	-	0,70	0,618	0,061	-	-		
0,715	0,618	0,062	-	-	0,715	0,609	0,061	-	-		

$$k_x = \frac{x}{d}$$

$$k_c = \frac{bd^2}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$$

$$k_s = \frac{A_s d}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$$

TAXA DE ARMADURA MÍNIMA PERMITIDA PELA ABNT NBR 6118:2014

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
ρ_{min}	0,0015 0	0,0015 0	0,0015 0	0,0016 4	0,0017 9	0,0019 4	0,0020 8	0,0021 1	0,0021 9	0,0022 6	0,0023 3	0,0023 9	0,0024 5	0,0025 1	0,0025 6

$$A_{s,min}$$

LIMITE PARA O EMPREGO DE ARMADURA DUPLA PARA O AÇO CA-50A

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
kc	2,092	1,674	1,395	1,196	1,046	0,930	0,837	0,969	0,924	0,888	0,860	0,837	0,820	0,807	0,798

ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA (cm ²)																
Diâmetro Nominal (mm)	Massa Nominal (kg/m)	Número de Barras														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5	0,154	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	2,16	2,36	2,55	2,75	2,95
6,3	0,245	0,31	0,62	0,94	1,25	1,56	1,87	2,18	2,49	2,81	3,12	3,43	3,74	4,05	4,36	4,68
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	5,53	6,03	6,53	7,04	7,54
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	8,64	9,42	10,21	11,00	11,78
12,5	0,963	1,23	2,45	3,68	4,91	6,14	7,36	8,59	9,82	11,04	12,27	13,50	14,73	15,95	17,18	18,41
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	22,12	24,13	26,14	28,15	30,16
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	34,56	37,70	40,84	43,98	47,12
22	2,984	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	41,81	45,62	49,42	53,22	57,02
25	3,853	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	54,00	58,90	63,81	68,72	73,63
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	88,47	96,51	104,55	112,59	120,64
40	9,865	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66	138,23	150,80	163,36	175,93	188,50

ÁREA DA SEÇÃO DA ARMADURA POR METRO (cm²/m)						
Espaçamento (cm)	Diâmetro Nominal (mm)					
	5	6,3	8	10	12,5	16
5	3,93	6,23	10,05	15,71	24,54	40,21
5,5	3,57	5,67	9,14	14,28	22,31	36,56
6	3,27	5,20	8,38	13,09	20,45	33,51
6,5	3,02	4,80	7,73	12,08	18,88	30,93
7	2,80	4,45	7,18	11,22	17,53	28,72
7,5	2,62	4,16	6,70	10,47	16,36	26,81
8	2,45	3,90	6,28	9,82	15,34	25,13
8,5	2,31	3,67	5,91	9,24	14,44	23,65
9	2,18	3,46	5,59	8,73	13,64	22,34
9,5	2,07	3,28	5,29	8,27	12,92	21,16
10	1,96	3,12	5,03	7,85	12,27	20,11
11	1,78	2,83	4,57	7,14	11,16	18,28
12	1,64	2,60	4,19	6,54	10,23	16,76
13	1,51	2,40	3,87	6,04	9,44	15,47
14	1,40	2,23	3,59	5,61	8,77	14,36
15	1,31	2,08	3,35	5,24	8,18	13,40
16	1,23	1,95	3,14	4,91	7,67	12,57
17	1,15	1,83	2,96	4,62	7,22	11,83
18	1,09	1,73	2,79	4,36	6,82	11,17
19	1,03	1,64	2,65	4,13	6,46	10,58
20	0,98	1,56	2,51	3,93	6,14	10,05
21	0,93	1,48	2,39	3,74	5,84	9,57
22	0,89	1,42	2,28	3,57	5,58	9,14
23	0,85	1,36	2,19	3,41	5,34	8,74
24	0,82	1,30	2,09	3,27	5,11	8,38
25	0,79	1,25	2,01	3,14	4,91	8,04
26	0,76	1,20	1,93	3,02	4,72	7,73
27	0,73	1,15	1,86	2,91	4,55	7,45
28	0,70	1,11	1,80	2,80	4,38	7,18
29	0,68	1,07	1,73	2,71	4,23	6,93
30	0,65	1,04	1,68	2,62	4,09	6,70
33	0,59	0,94	1,52	2,38	3,72	6,09

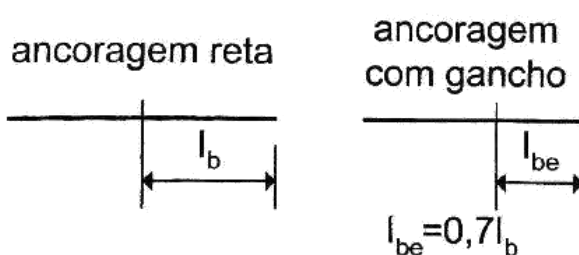
ANEXO B – Tabelas para detalhamento das armaduras (ARAÚJO, 2014)

Tabelas para detalhamento das armaduras

417

Tabela A3.4 - Comprimentos básicos de ancoragem (cm)

Aço CA-50 ; $f_{cd} = f_{ck}/1,4$; $f_{yd} = f_{yk}/1,15$



BOA ADERÊNCIA

Bitola	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$		$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$		$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	
	l_b	l_{be}	l_b	l_{be}	l_b	l_{be}
6,3	28	19	24	17	21	15
8	35	25	30	21	27	19
10	44	31	38	27	34	23
12,5	55	38	47	33	42	29
16	70	49	61	43	54	38
20	88	62	76	53	67	47
25	110	77	95	66	84	59

MÁ ADERÊNCIA

Bitola	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$		$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$		$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	
	l_b	l_{be}	l_b	l_{be}	l_b	l_{be}
6,3	40	28	34	24	30	21
8	50	35	43	30	38	27
10	63	44	54	38	48	34
12,5	79	55	68	47	60	42
16	100	70	87	61	77	54
20	126	88	108	76	96	67
25	157	110	135	95	120	84