

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

DEPARTAMENTO DE DESENVOLVIMENTO DE ENSINO

COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

BEATRIZ NÚBIA SOUZA SILVA

**ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO: CÁLCULO MANUAL X SOFTWARE
DE DIMENSIONAMENTO**

MONOGRAFIA

.

ARACAJU

2017

BEATRIZ NÚBIA SOUZA SILVA

**ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO: CÁLCULO MANUAL X SOFTWARE
DE DIMENSIONAMENTO**

Monografia apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, da Coordenação do Curso de Engenharia Civil, do Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju.

Orientador: Prof. M.Sc. Rodolfo Santos da Conceição

ARACAJU

2017

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

Título da Monografia Nº XXX

**ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO: CÁLCULO MANUAL X SOFTWARE
DE DIMENSIONAMENTO**

BEATRIZ NÚBIA SOUZA SILVA

Esta monografia foi apresentada às 10 horas do dia 24 de janeiro de 2017 como requisito parcial para a obtenção do título de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL. O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. M.Sc. Euler Wagner Freitas Santos
(Instituto Federal de Sergipe)

Prof. M.Sc. Marcílio Fabiano Goivinho da Silva
(Instituto Federal de Sergipe)

Prof. M.Sc. Rodolfo Santos da Conceição
(Instituto Federal de Sergipe)
Orientador(a)

Prof. M.Sc. Rodolfo Santos da Conceição
(IFS – Campus Aracaju)
Coordenador(a) da COEC

Dedico este trabalho à minha família, amigos e professores
que estiveram presentes nessa jornada

.

AGRADECIMENTOS

Uma fase da minha vida se encerra para novos caminhos serem trilhados, na faculdade passei por momentos felizes e árduos, mas com garra e perseverança conseguir vence-los. Porém, nada seria possível sem a presença de certas pessoas que estiveram presentes.

Agradeço a minha família, pela paciência, carinho e sabedoria de me ajudar com palavras e atitudes que amenizassem os meus dias de stress.

Agradeço ao meu orientador Prof. Msc. Rodolfo, pelo conhecimento, contribuição ao meu trabalho e os ensinamentos do dia a dia.

Aos meus amigos e colegas do IFS que estiveram presentes no aprendizado, nas noites e dias de estudo, sem eles nada disso seria possível.

Aos meus professores, que contribuíram de modo geral para esta pesquisa, pois sem os ensinamentos do decorrer da faculdade, não teria possibilidade de iniciar e finalizar o trabalho.

Enfim, gostaria de deixar registrado o meu agradecimento a todos que de alguma forma contribuíram para o desenvolvimento dessa pesquisa.

“Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades, lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram conquistadas do que parecia impossível.”
(Charles Chaplin)

RESUMO

SILVA, Beatriz Núbia Souza. **Estruturas em concreto armado: cálculo manual x software de dimensionamento**. 72p. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2017.

Diante da competitividade no mercado atual, a engenharia civil vem sofrendo grandes mudanças, acompanhado a essas alterações, cresce a procura por programas de projetos estruturais cada vez mais eficientes. A elaboração de um projeto estrutural é um trabalho minucioso que envolve certas particularidades, por se tratar de um trabalho preponderantemente intelectual, exigir tanto o conhecimento teórico como prático e envolver grandes responsabilidades. Diante disto, o objetivo deste trabalho é realizar um estudo comparativo entre o cálculo estrutural de forma manual com a informatizada através do *software* Eberick. No estudo foram observadas diferenças significativas nos resultados de todos elementos estruturais analisados, desde as lajes até os pilares.

Palavras Chave: concreto, Eberick, dimensionamento

ABSTRACT

SILVA, Beatriz Núbia Souza. **Estruturas em concreto armado: cálculo manual x software de dimensionamento**. 72p. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2017.

Given the competitiveness in the current market, civil engineering has undergone great changes, accompanied these changes, grows the demand for structural design more efficient programs. The development of a structural design is a painstaking work that involves certain particularities, by dealing with a predominantly intellectual work requires both theoretical knowledge and practical and involve great responsibilities. In view of this, the objective of this study is to conduct a comparative study of the structural calculation manually with the computerized through Eberick *software*. In the study, no significant differences were observed in the results of all structural elements analyzed, from the slabs to the pillars.

Keywords: concrete, Eberick, scaling

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Ação dos carregamentos na estrutura.	21
Figura 2 – Estrutura elementar	22
Figura 3 – Comportamento do concreto na flexão pura (ESTÀDIO I)	27
Figura 4 – Comportamento do concreto na flexão pura (ESTÀDIO II)	28
Figura 5 – Comportamento do concreto na flexão pura (ESTÀDIO III)	28
Figura 6 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	29
Figura 7 – Vão livre e vão teórico	31
Figura 8 – Tipos de apoio	31
Figura 9 – Exemplos de aplicação dos processos das áreas	33
Figura 10 – Vão livre e vão teórico	35
Figura 11 – Disposição construtivas de vigas	36
Figura 12 – Viga de seção retangular com armadura simples	36
Figura 13 – Viga de seção retangular com armadura dupla	38
Figura 14 – Processo das áreas de influência	39
Figura 15 – Vão teórico e vão efetivo	40
Figura 16 – Resumo estrutural CAD/TQS	45
Figura 17 – Ilustração no CYPECAD	46
Figura 18 – Interface do SAP 2000	47
Figura 19 – Pórtico espacial para visualização dos esforços da estrutura	49
Figura 20 – Representação dos estribos e armaduras de pele nas vigas	50
Figura 21 – Planta de locação e cargas	50
Figura 22 – Planta baixa	52
Figura 23 – Planta de fôrma do pavimento tipo	53

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Cobrimento nominal	32
Tabela 2 – Lajes, vigas e pilares com as mesmas características	53
Tabela 3 – Momentos fletores nas lajes do pavimento tipo obtidos através do cálculo manual	54
Tabela 4 – Momentos fletores nas lajes da cobertura obtidos através do cálculo manual	54
Tabela 5 – Área de aço das lajes no pavimento tipo obtidas através do cálculo manual	54
Tabela 6 – Área de aço das lajes da cobertura obtidas através do cálculo manual	55
Tabela 7 – Dimensionamento manual da armadura longitudinal positiva das vigas do pavimento tipo	55
Tabela 8 – Dimensionamento manual da armadura longitudinal positiva das vigas da cobertura	56
Tabela 9 – Dimensionamento manual da armadura transversal das vigas do pavimento tipo	56
Tabela 10 – Dimensionamento manual da armadura transversal das vigas da cobertura	57
Tabela 11 – Dimensionamento da armadura longitudinal da cobertura na direção x	58
Tabela 12 – Dimensionamento da armadura longitudinal do 3º pavimento na direção x	58
Tabela 13 – Momentos fletores nas lajes do pavimento tipo obtidos no Eberick	59
Tabela 14 – Momentos fletores nas lajes da cobertura obtidos no Eberick	59
Tabela 15 – Área de aço das lajes no pavimento tipo obtidos no Eberick	59
Tabela 16 – Área de aço das lajes da cobertura obtidas no Eberick	60
Tabela 17 – Dimensionamento no Eberick da armadura longitudinal positiva do pavimento tipo	60
Tabela 18 – Dimensionamento no Eberick da armadura longitudinal positiva da cobertura	61
Tabela 19 – Dimensionamento no Eberick da armadura transversal das vigas do pavimento tipo	61
Tabela 20 – Dimensionamento no Eberick da armadura transversal das vigas da cobertura	62
Tabela 21 – Dimensionamento da armadura longitudinal da cobertura na direção x	63
Tabela 22 – Dimensionamento da armadura longitudinal do 3º pavimento na direção x	63
Tabela 23 – Comparativo Eberick-Manual das lajes do pavimento tipo	63
Tabela 24 – Comparativo Eberick-Manual das lajes da cobertura	64
Tabela 25 – Comparativo Eberick-Manual da armadura longitudinal positiva das vigas do pavimento tipo	64
Tabela 26 – Comparativo Eberick-Manual da armadura longitudinal positiva das vigas da cobertura	65

Tabela 27 – Comparativo Eberick-Manual da armadura transversal das vigas do pavimento tipo	66
Tabela 28 – Comparativo Eberick-Manual da armadura transversal das vigas da cobertura ...	67
Tabela 29 – Comparativo Eberick-Manual da armadura longitudinal do pavimento tipo	68
Tabela 30 – Comparativo Eberick-Manual da armadura longitudinal da cobertura	68

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	MOTIVAÇÃO.....	16
1.2	HISTÓRICO DO PROJETO ESTRUTURAL	16
1.3	OBJETIVOS.....	18
1.3.1	Objetivo geral	18
1.3.2	Objetivo específico	18
1.4	METODOLOGIA.....	18
1.5	ESCOPO DO TRABALHO.....	18
2	FUNDAMENTOS DO CÁLCULO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO	20
2.1	SISTEMA ESTRUTURAL	20
2.2	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	22
2.2.1	Locação de pilares	23
2.2.2	Locação de vigas	23
2.3	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	24
2.3.1	Concreto	24
2.3.2	Aço	26
2.3.3	Concreto Armado	27
2.4	CRITÉRIOS E PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	30
2.4.1	Lajes	30
2.4.2	Vigas	34
2.4.2.1	Viga de seção retangular com armadura simples	36
2.4.2.2	Viga de seção retangular com armadura dupla	37
2.4.3	Pilares	39
3	PROGRAMAS COMPUTACIONAIS	43
3.1	RECOMENDAÇÕES E RESTRIÇÕES	43
3.2	PROGRAMAS MAIS UTILIZADOS E SUAS FUNÇÕES	44
3.3	EBERICK	47
3.3.1	Histórico	47
3.3.2	Funções	48
4	ESTUDO DE CASO	51
4.1	DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO	51
4.2	DIMENSIONAMENTO MANUAL	53

4.3	DIMENSIONAMENTO COM O SOFTWARE EBERICK	58
4.4	ANÁLISES DOS RESULTADOS	63
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DO TRABALHO	69
5.1	CONCLUSÕES	69
5.2	SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DO TRABALHO	70

1.INTRODUÇÃO

Inicialmente, os primeiros materiais utilizados na construção eram a pedra natural e a madeira, posteriormente houve a introdução do ferro e do aço, o concreto armado apareceu apenas por volta de 1850. Este pode ter surgido com a necessidade de se associar as qualidades da pedra, que seriam a resistência à compressão e a durabilidade com as do aço devido as resistências mecânicas, adquirindo assim vantagens como rapidez, qualidade e a proteção do aço contra corrosão (BASTOS, 2006).

Atualmente, o concreto é considerado o segundo material mais utilizado no mundo perdendo somente para a água. O Brasil é um dos grandes produtores mundiais desse material, cuja propensão é de ampliação em todo o mundo, sempre sendo estudado e pesquisado buscando inovações e novas aplicabilidades (LARANJEIRAS, 2010). Esse crescimento se acentuou por volta da década de 1950, com o desenvolvimento das cidades, devido a ampliação do êxodo rural, quando os indivíduos em busca de melhores condições de vida começaram a migrar do campo para as cidades, logo precisando de mais espaços e consequentemente a utilização de novas tecnologias como o concreto armado.

Nos edifícios usuais de concreto armado os elementos estruturais, que compõem o sistema estrutural global, são formados pelas lajes, vigas e pilares ou pela junção destes elementos. Cada elemento deve ter função compatível com os esforços solicitantes e sua segurança deve ser garantida conforme os Estados Limites Últimos e de Serviço. O arranjo dos elementos é muito importante para a segurança da estrutura e deve estar compatível com o projeto arquitetônico e os demais projetos complementares.

Os primeiros dimensionamentos de estruturas em concreto armado eram feitos manualmente, mas com o passar dos anos e o advento da tecnologia surgiram, por volta de 1960 e 1970, os primeiros *softwares* para auxiliar os engenheiros civis no cálculo estrutural (FRANCO, 2012). Estes vem sendo inovados cada vez mais, surgindo inúmeros programas com diversas funções, alterando significativamente a relação custo-benefício e tempo de execução dos cálculos necessários ao detalhamento da estrutura.

As etapas de um projeto de uma edificação, desde o lançamento dos dados, seguido da análise estrutural, dimensionamento e detalhamento dos elementos, até a impressão, são influenciadas pela rapidez e precisão trazidas pela informática (KIMURA, 2007).

Conforme PRESSMAN (2011), um *software* consiste em: instruções que quando desenvolvidas, fornecem informações desejadas; estruturas de dados que possibilitam aos programas manipular dados corretamente; e informação descritiva, tanto na forma impressa quanto na virtual, descrevendo a funcionalidade do programa.

Hoje, existem no mercado inúmeros programas para calcular estruturas. Neste trabalho serão citados alguns *softwares* comerciais como o CYPECAD, o SAP, o TQS e o Eberick. Este último, desenvolvido pela AltoQi, empresa de tecnologia aplicada a engenharia, pode ser utilizado com auxílio de alguns outros *softwares* em conjunto. A utilização destas ferramentas em situações reais exige responsabilidade e experiência do profissional responsável.

1.1 MOTIVAÇÃO

Com os avanços tecnológicos, influenciando consideravelmente na área de projetos estruturais de concreto armado, são fundamentais o preparo e o conhecimento do profissional para a utilização dos *softwares*. De modo geral, é importante que o projetista saiba, além de manusear o programa, identificar e possuir uma visão crítica, através de conhecimentos teóricos necessários, para a comparação e argumentação de possíveis resultados fornecidos pelo programa. Portanto, devido a esse crescimento na área de projeto estrutural com o auxílio dos *softwares*, despertou-se o interesse em desenvolver este trabalho comparativo entre o cálculo manual e no Eberick para estruturas de concreto armado.

1.2 HISTÓRICO DO PROJETO ESTRUTURAL

A elaboração de um projeto estrutural é bastante detalhista que envolve certas particularidades, por se tratar de um trabalho racional, exigir tanto o conhecimento teórico como prático e envolver grandes responsabilidades. A criação de um projeto pode ser subdividida em quatro etapas: definição de dados ou concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento e emissão das plantas finais, logo para ser considerado um bom projeto é necessário atender a alguns requisitos como: segurança, funcionalidade, durabilidade, compatibilização com outros projetos e construtibilidade (KIMURA, 2007).

Os primeiros projetos estruturais nos anos 1950 eram feitos de forma manual, onde os engenheiros levavam dias e até mesmo semanas para obter os resultados necessários, auxiliados pelas régua de cálculo e baseando-se no Método de Cross para criar vigas contínuas e pórticos

deslocáveis e indelocáveis, explorando somente as quatro operações fundamentais. Ao final dos anos 1960, as régua de cálculo começaram a ser substituídas devido ao surgimento das primeiras máquinas eletrônicas, que possibilitaram evoluções significativas para o cálculo de projetos das lajes através dos primeiros programas matriciais (FRANCO, 2012).

No final dos anos 1960 e início dos anos 1970, com o surgimento de calculadoras eletrônicas e a utilização dos programas de análises matriciais, tornou-se possível projetar vigas contínuas e a realização de cálculos de meio elásticos contínuos que acarretaram na primeira construção industrial em pré-fabricado no Brasil. O marco para o desenvolvimento ocorreu na década de 1980, quando a calculadora HP 9845 possibilitou projetar as primeiras vigas em concreto de alto desempenho (FRANCO, 2012).

Com o advento dos microcomputadores nos anos 1990, permitiu-se a automatização dos projetos e maior facilidade na preparação de projetos estruturais. A informática apresenta desenvolvimento contínuo, conseqüentemente traz pontos positivos como o surgimento de novos facilitadores, como os *softwares* (FRANCO, 2012).

Os primeiros programas de cálculo estrutural reproduziam de maneira automática, os modelos simples de análise das estruturas. Hoje, há no mercado a disponibilidade de programas mais complexos e completos que permitem análises mais realistas das estruturas e melhoria no detalhamento e dimensionamento da edificação.

Segundo KIMURA (2007), atualmente é praticamente impossível elaborar projetos sem o uso de um sistema computacional. O nível de produtividade exigido é muito grande. Todas as etapas de um projeto são largamente influenciadas pelo uso dos *softwares*.

Atualmente, é possível fazer diversas simulações de um mesmo projeto evitando possíveis erros e otimizando a estrutura, algo que era impossível antigamente, pois os processos eram bastante lentos e exigiam algumas simplificações. Logo, é preciso treinamento para a utilização das ferramentas computacionais pois um *software* é uma aplicação direta dos conceitos adquiridos na graduação e/ou pós-graduações, e deve ser somente uma ferramenta auxiliar (KIMURA, 2007).

Hoje, com tanto avanço tecnológico, vivenciamos a era do *Building Information Modeling* (BIM), no qual é possível criar digitalmente um ou mais modelos virtuais precisos de uma construção e a automação do uso da informação, buscando precisão e capacidade para lidar com muitas informações e melhorar a compatibilização dos projetos de uma edificação.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Realizar o cálculo estrutural de uma edificação com auxílio do *software* Eberick e por cálculos manuais para uma edificação de quatro pavimentos, considerando-se a fundação e todos os pavimentos.

1.3.2 Objetivos Específicos

Analisar os resultados obtidos com o cálculo manual e o computacional, identificando possíveis diferenças entre os mesmos.

Discutir a utilização do *software* Eberick, de modo a explorar suas ferramentas e conhecer possíveis vantagens que trazem ao projeto de estruturas.

1.4 METODOLOGIA

Realizou-se pesquisa através de livros, artigos acadêmicos, revistas técnicas, normas técnicas para obtenção de informações teóricas com relação ao estudo do concreto armado e do *software* Eberick.

Consultou-se os manuais e *site* do fabricante para aprendizado do *software* e aquisição de dados para o embasamento teórico.

Selecionou-se uma planta baixa de um projeto arquitetônico de uma edificação de 4 pavimentos composta por 4 apartamentos por andar, a fim de realizar a concepção estrutural dos elementos estruturais, obtenção das cargas atuantes e dimensionamento dos elementos estruturais.

1.5 ESCOPO DO TRABALHO

Este estudo divide-se em 5 capítulos. No capítulo 2 são demonstrados alguns fundamentos do cálculo de estruturas de concreto armado mostrando as características e a composição do sistema estrutural, a concepção estrutural de uma edificação, as características dos componentes do concreto armado como o concreto e o aço e os critérios e procedimentos de dimensionamento e disposições construtivas dos principais elementos estruturais como as lajes, as vigas e os pilares. No capítulo 3 são mostrados alguns *softwares* para cálculo estrutural, assim como as recomendações e restrições para uso desses programas, sobretudo o Eberick, programa utilizado no desenvolvimento deste trabalho. O capítulo 4 apresenta a estrutura que

será estudada, seu dimensionamento no método manual e no Eberick, além do comparativo entre os dois modelos e análise dos resultados. Por fim, no capítulo 5, são mostradas as conclusões e algumas sugestões para continuidade deste trabalho.

2. FUNDAMENTOS DO CÁLCULO DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

2.1. SISTEMA ESTRUTURAL

As construções, em grande maioria, são compostas através da disposição racional e do conjunto dos elementos estruturais formando a estrutura, os quais podem ser divididos e classificados como: elementos lineares (vigas e pilares), elementos bidimensionais (lajes) e elementos tridimensionais (sapatas e blocos). A estrutura é a parte resistente da construção e é responsável por suportar as ações e transmiti-las para o solo, sofrendo deformações como consequências.

A estrutura tem como objetivo assegurar a forma espacial projetada garantindo integridade à edificação ao longo da sua vida útil. A efetivação de uma construção implica em uma estrutura suporte, que requer projeto, planejamento e execução.

O sistema estrutural pode ser de diversos tipos e a sua escolha depende de fatores econômicos e técnicos como: a arquitetura, mão-de-obra, disponibilidade de materiais além de equipamentos e conhecimentos técnicos para execução da obra.

A estrutura deve ser projetada para resistir além das ações verticais, às ações horizontais que possam ocorrer durante a vida útil da construção. As ações são responsáveis pelo surgimento dos esforços e deformações na estrutura.

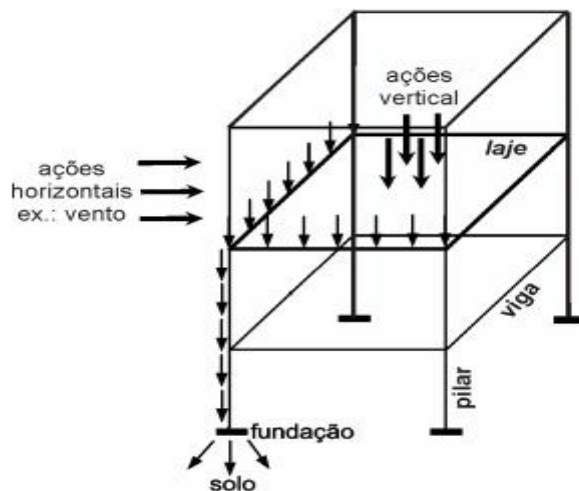
O percurso das ações verticais tem início nas lajes, as quais recebem a maior parte das ações na estrutura. Além dos pesos próprios, suportam outras ações permanentes como revestimentos e paredes que se apoiam diretamente sobre elas, além de ações variáveis de uso como carga de móveis, pessoas e veículos.

As vigas são responsáveis por receber as reações das lajes, de outras vigas, de paredes de alvenaria e em alguns casos dos pilares. Em geral, trabalham à flexão e ao cisalhamento e são responsáveis por vencer vãos e transmitir as ações para os apoios, geralmente pilares.

Os pilares recebem as reações das vigas e juntamente com seu peso próprio, são transferidas sucessivamente para os andares inferiores e para o solo através das fundações.

As ações horizontais são semelhantes as verticais, são absorvidas e percorrem o mesmo caminho até serem transmitidas ao solo (Figura 1). Porém, geralmente leva em consideração essas ações quando se trata de um empreendimento de grande porte, pois ao contrário os efeitos de 2ª ordem são pouco significativos.

Figura 1 - Ação dos carregamentos na estrutura



Fonte: SILVA, 2010

Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações (ABNT NBR 8681, 2003). Devem ser combinadas de diferentes modos para se estabelecer os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura e assim, a segurança ser verificada conforme os possíveis estados limites últimos e de serviço (ABNT NBR 6118, 2014).

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003), as ações podem ser subdivididas em permanentes, variáveis e excepcionais.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) descreve ações permanentes como as que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construções análogas.

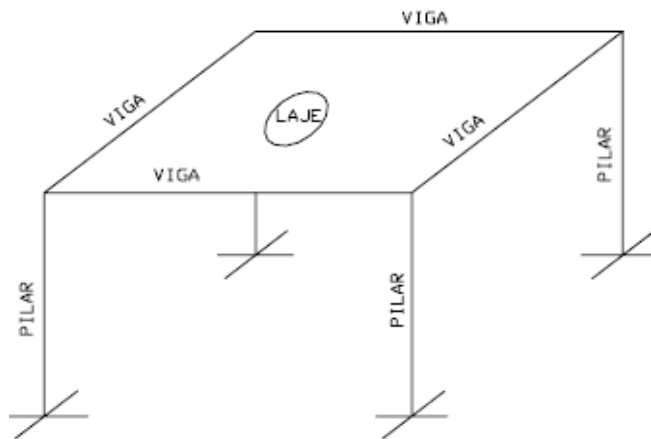
As ações variáveis ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção. As cargas acidentais são as ações variáveis que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos etc.) (ABNT NBR 8681, 2003).

Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas (ABNT NBR 8681, 2003).

2.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural equivale em escolher o sistema estrutural da edificação, ou seja, definir os elementos estruturais e os materiais (Figura 2) que serão utilizados e alocá-los para buscar uma melhor eficiência.

Figura 2 - Estrutura elementar



Fonte: PEF 2303- Estruturas de Concreto I

Os lançamentos da estrutura não contêm regras definitivas e precisas para o arranjo estrutural, a melhor solução não existe. Baseia-se em uma solução que atenda uma melhor hierarquia de pré-requisitos dependendo de fatores externos como: estética, custos, disposições construtivas, materiais e etc (REBELLO, 2000).

A concepção se dá através de tentativas e de bastante conhecimento e prática para encontrar o caminho mais harmônico com relação a estrutura, a arquitetura, as instalações hidráulicas, elétricas, gás, e entre outras (REBELLO, 2000). Portanto, algumas diretrizes são sugeridas para um melhor desenvolvimento como:

- a transferência de cargas deve ser a mais direta possível;
- os elementos estruturais devem ser os mais uniformes possíveis, quanto à geometria e quanto às solicitações;
- atender às condições de segurança estrutural do edifício e as condições estéticas definidas no projeto arquitetônico;
- o posicionamento dos elementos estruturais na estrutura da construção pode ser feito com base no comportamento primário dos mesmos;
- gerar condições de resistência às ações verticais e horizontais;
- evitar a instabilidade global da estrutura;

- toda caixa de escada deve ter pilares e vigas no seu contorno ou núcleo rígido de concreto armado;
- deve-se observar a necessidade ou não de juntas de dilatação na estrutura. A consideração dos efeitos térmicos em uma estrutura é complexa e, portanto, deve ser evitada;

Segundo REBELLO (2000), normalmente os projetistas iniciam a locação pelos pilares, porém este início pode causar indefinição devido a presença de aberturas em qualquer posição. Contudo, é também possível começar o lançamento pelas vigas e posteriormente passar para os pilares.

2.2.1 Locação de Pilares

Em qualquer edificação, um pilar seria suficiente, entretanto isto causaria uma estrutura mais complexa e cara. A quantidade de pilares deve ser controlada para uma sustentação de fácil execução e economicamente viável (REBELLO, 2000).

Inicialmente, recomenda-se locar os pilares pelos cantos e, logo em seguida pelas áreas comuns a todos os pavimentos como: área de elevadores e de escadas. Posteriormente, são lançados os pilares internos e os de extremidade procurando-se respeitar a compatibilização dos projetos (PINHEIRO, 2003).

Sempre que possível, os pilares devem estar alinhados para se formar pórticos com as vigas que os unem e evitar descontinuidades desde a fundação até a cobertura. Com isto, evita-se uso de vigas de transição que podem encarecer a estrutura.

A experiência mostra que os espaçamentos mais econômicos ocorrem quando os pilares são dispostos de forma que resultem distâncias entre seus eixos da ordem de 4 m a 6 m (PINHEIRO, 2003). Eles devem ser locados de modo que resultem em vigas com vãos de mesma ordem de grandeza e nos encontros das vigas, pois evita-se que vigas apoiem-se sobre vigas.

2.2.2 Locação de Vigas

As vigas devem ser locadas não somente para ligar os pilares, mas também para dividir painéis de lajes com grandes dimensões, para suportar uma parede divisória e evitar que a

mesma se apoie diretamente sobre a laje e para que resultem em lajes com dimensões da mesma ordem de grandeza.

As larguras das vigas são adotadas em função das larguras das alvenarias devido ao melhor aproveitamento de espaços, à estética e a facilidades no acabamento. As alturas ficam limitadas aos espaços livres devido a abertura de portas e janelas.

Suas disposições devem levar em consideração o valor econômico do menor vão das lajes, que, para lajes maciças, é da ordem de 3,5 m a 5,0 m (PINHEIRO, 2003). Sempre que possível, as vigas devem ser locadas sob a alvenaria, devido a rigidez da viga ser maior que a da laje, ou sobre elas, pois evita que as lajes se apoiem de forma irregular nas alvenarias e acarrete em esforços não previstos (REBELLO, 2000).

O lançamento das lajes é o último passo a ser seguido, pois seu posicionamento é basicamente definido pelo arranjo das vigas.

2.3. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

2.3.1 Concreto

O concreto é composto pela junção de aglomerantes, agregados, água e, em algumas situações, de aditivos e adições. Suas principais características no estado fresco são: a consistência que corresponde a capacidade que o concreto tem de se deformar, a trabalhabilidade que se refere basicamente à maneira de efetuar o seu adensamento e a homogeneidade pois deve possuir as mesmas características em toda sua extensão.

Após o adensamento, etapa bastante importante pois interfere nas características e propriedades finais do concreto, o início do endurecimento (pega) começa em pouco tempo, período em que o concreto já não permite mais a sua trabalhabilidade e começa a desenvolver a sua resistência influenciado pela cura que se baseia em molhar a superfície do concreto para evitar evaporação desconsiderada e consequentemente a retração e prejuízo a resistência final, devido à má hidratação do concreto.

No estado endurecido as principais propriedades mecânicas do concreto são: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. A resistência à compressão é a característica mais importante e pode ser determinada através de ensaio de corpos de prova submetidos à compressão. Diversos são os fatores que podem influenciar a resistência do

concreto endurecido, porém os principais são as relações entre a quantidade de cimento, agregados e água e a idade do concreto (CARVALHO e FILHO, 2007).

Após ensaios realizados com os corpos de prova pode ser feito um gráfico com os valores obtidos da resistência à compressão (f_c) e da densidade da frequência.

A resistência à tração pode estar relacionada diretamente com a fissuração, apesar do concreto resistir mal a tração, é preciso conhecê-la. Existem três ensaios para se obter a resistência à tração: por flexotração, compressão diametral e tração direta.

Conforme CARVALHO e FILHO (2007), a resistência à tração pura é aproximadamente 85% da resistência a tração por compressão diametral, e 60% da resistência obtida pelo ensaio de flexotração; este último método não é prático, dada a dificuldade do ensaio.

Na falta de ensaios, as resistências à tração direta podem ser adquiridas a partir da resistência à compressão f_{ck} (ABNT NBR 6118, 2014):

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Eq. 01})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ctm} \quad (\text{Eq. 02})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ctm} \quad (\text{Eq. 03})$$

O módulo de elasticidade é definido pela relação entre as tensões e as deformações, e consiste em uma grandeza mecânica que mede a rigidez de um material sólido.

Para o concreto, a expressão do módulo de elasticidade (módulo de deformação tangente inicial, E_{ci}) é aplicada somente à parte retilínea da curva tensão versus deformação ou, quando não existir uma parte retilínea, a expressão é aplicada à tangente da curva na origem (PINHEIRO, 2003).

Quando os ensaios não forem feitos, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando as expressões abaixo (ABNT NBR 6118, 2014):

$$E_{ci} = \alpha E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad , \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (\text{Eq. 04})$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f_{ck}} \quad , \text{ para } f_{ck} \text{ de 55MPa a 90MPa} \quad (\text{Eq. 05})$$

Onde α é igual a 1,2 para basalto e diabásio, 1,0 para granito e gnaiss, 0,9 para calcário e 0,7 para arenito.

Através do módulo de elasticidade secante (E_{cs}) se determina os esforços solicitantes e a verificação de estados limites de serviço. O módulo secante é dado pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (\text{Eq. 06})$$

Os principais fatores que influenciam nas propriedades do concreto são: presença de aditivos e adições, relação água-cimento, relação agregado-cimento, tipo e quantidade de cimento, condições de adensamento e de cura, umidade, temperatura, idade do concreto e tipo de agregado graúdo.

2.3.2 Aço

O aço é uma liga de ferro e carbono ligado a elementos como: silício, manganês, fósforo e cobre, além de outros e elementos adicionados para melhorar as características físicas e mecânicas do material.

A expansão acentuada do aço na engenharia deve-se a algumas características como: resistência à tração, ductilidade, flexão e torção, resistência a impacto, trabalhabilidade, compressão, abrasão e desgaste.

O aço pode ser classificado como barras ou fios, as barras são os produtos de diâmetro nominal 6,3mm ou superior, são obtidos por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica e são classificadas nas categorias CA-25 e CA-50. Os fios são aqueles de diâmetro nominal 10mm ou inferior, obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio e são classificados na categoria CA-60 (ABNT NBR 7480, 2007).

As características mecânicas mais importantes do aço, obtidas em ensaios de tração, são: o limite elástico que é ponto máximo de resistência da barra, a resistência que se caracteriza a máxima tensão que o fio ou a barra devem suportar e o alongamento na ruptura que corresponde ao aumento do comprimento do corpo de prova correspondente à ruptura (CARVALHO e FILHO, 2007).

Para o cálculo do aço emprega-se o diagrama tensão-deformação para um material elastoplástico perfeito. Os aços que são utilizados no concreto armado devem obedecer aos requisitos: ductilidade e homogeneidade, valor elevado da relação entre limite de resistência e limite de escoamento.

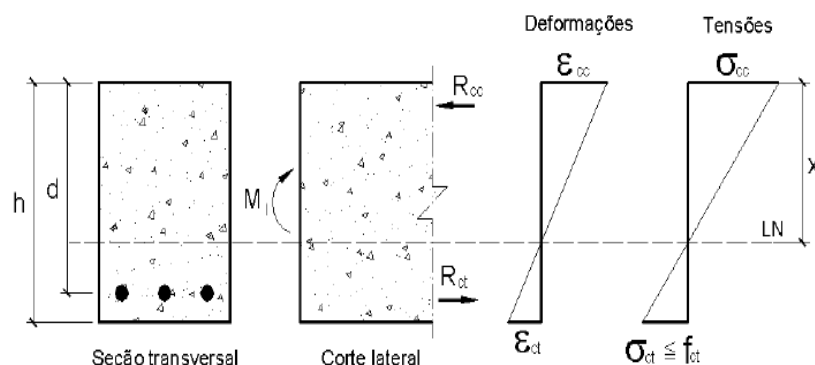
2.3.3 Concreto Armado

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), elementos de concreto armado são aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência. Essa introdução da armadura garante ao concreto melhor resistência à tração, pois em estado simples possui baixa resistência.

As forças de aderência entre a superfície do aço e do concreto contribui para que os materiais trabalhem solidariamente, pois as barras de aço tracionadas começam a ser alongadas quando o concreto passa a ser deformado. A aderência faz com que o concreto armado se mantenha como material estrutural (CARVALHO e FILHO, 2007).

Os estádios, fases pelas quais passa à seção do concreto, são divididos em três tipos. No estágio I (Figura 3) as tensões normais que aparecem são de baixa relevância, logo o concreto consegue resistir às tensões de tração.

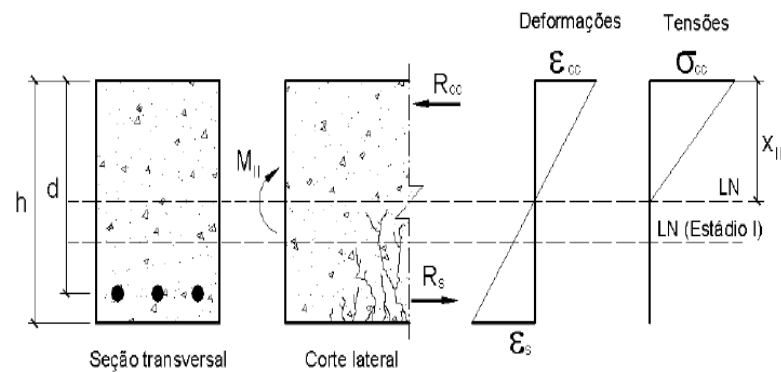
Figura 3 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I)



Fonte: Pinheiro, 2003

O estágio II serve para verificar a peça em serviço, pois o concreto já não resiste a tração e a seção se apresenta fissurada na região de tração. Porém, apesar da contribuição do concreto na zona tracionada ser desprezada, a parte comprimida ainda possui um diagrama linear de tensões devido a lei de Hooke (Figura 4). O fim desse estágio se dá com o início da plastificação do concreto comprimido.

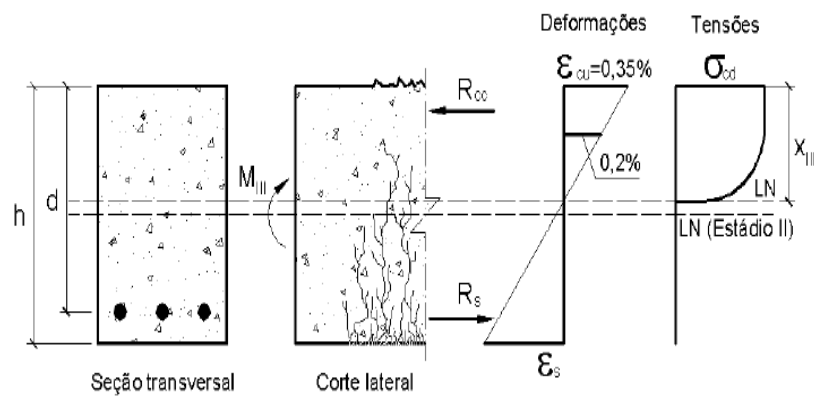
Figura 4 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II)



Fonte: Pinheiro, 2003

O dimensionamento é feito no estágio III, no qual a zona encontra-se plastificada e o concreto está na iminência da ruptura (Figura 5).

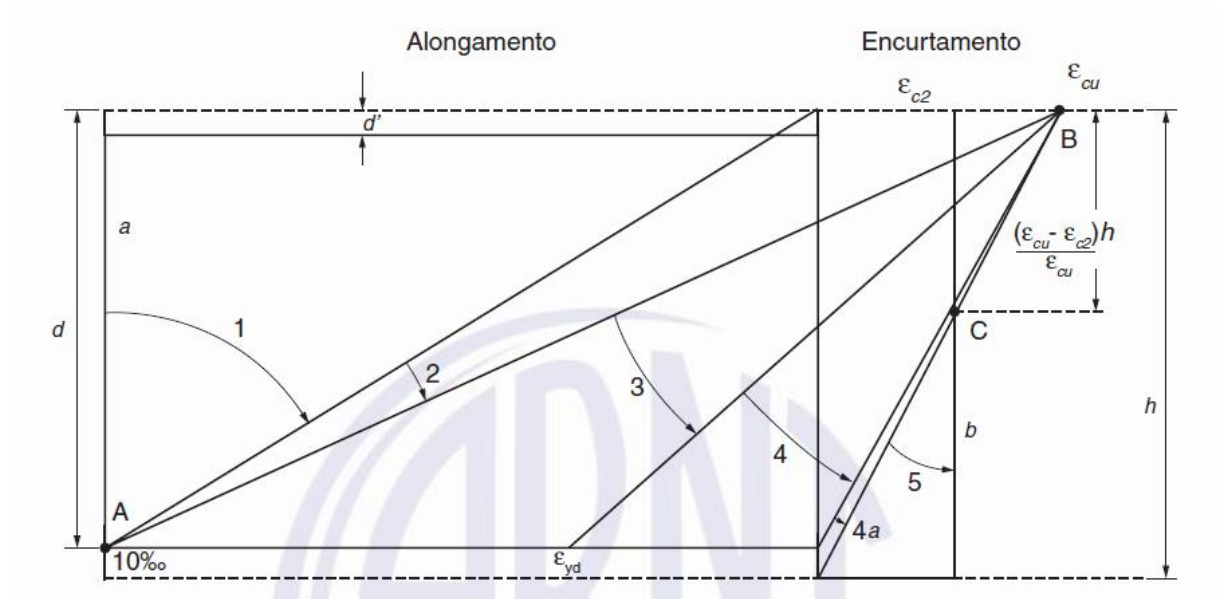
Figura 5 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III)



Fonte: Pinheiro, 2003

A ruína da seção transversal de qualquer tipo de flexão no estado limite último é caracterizada pelas deformações específicas de cálculo do concreto e do aço, essas deformações definem seis domínios (Figura 6).

Figura 6 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



Fonte: ABNT NBR 6118

Segundo CARVALHO e FILHO (2007), os domínios representam as diversas possibilidades de ruína da seção; a cada par de deformações específicas de cálculo ε_c e ε_s correspondem um esforço normal, se houver, e um momento fletor atuantes na seção.

O domínio 1 apresenta a tração não uniforme, não há tensões de compressão, a deformação excessiva da armadura ocorre quando a deformação da armadura mais tracionada atingir o valor de 10‰ e a linha neutra é externa à seção transversal. A seção resistente é composta do aço, não havendo participação do concreto.

No domínio 2, a flexão é simples ou flexotração sem ruptura à compressão de concreto, com o máximo alongamento permitido para as armaduras, a linha neutra corta a seção transversal com seção resistente composta do aço tracionado e do concreto comprimido e é o último caso em que a ruína ocorre com deformação plástica excessiva da armadura. As peças subarmadas rompem nesse domínio, por possuir uma pequena taxa de armadura.

No domínio 3 ocorre flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço, o concreto e o aço trabalham com suas resistências de cálculo, logo há o aproveitamento máximo do concreto e a ruína acontece com um aviso prévio.

A flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e o aço tracionado sem escoamento ocorre no domínio 4, ou seja, o concreto encontra-se na iminência de ruptura,

mas o aço não atinge o escoamento, causando um mal aproveitamento do aço e consequentemente peças superarmadas e ruína sem aviso prévio.

No domínio 4a ocorre flexão composta com armaduras comprimidas, a deformação na armadura na área de aço é muito pequena, logo é mal aproveitada. A linha neutra corta a seção transversal na região de cobrimento da armadura menos comprimida e a ruptura é frágil sem aviso prévio, pois o concreto se rompe com encurtamento da armadura.

No domínio 5 tem-se a seção toda comprimida, compressão não uniforme, a linha neutra não corta a seção transversal e a seção é frágil com ruptura sem aviso prévio devido ao concreto se romper com o encurtamento da armadura.

2.4 CRITÉRIOS E PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

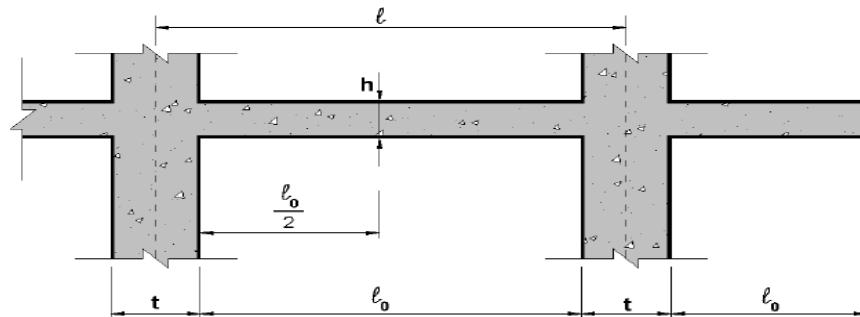
Para elaborar um projeto estrutural, além dos pré-requisitos que foram citados na fase de concepção estrutural, são necessários alguns esboços do que será trabalhado. Como por exemplo, elaborar desenhos que retratem a forma da estrutura para cada pavimento com a finalidade de tornar cada vez mais claro o raciocínio do projetista.

Segundo GIONGO (2007), as dimensões dos elementos estruturais precisam ser avaliadas nesta fase de anteprojeto, pois para a determinação dos esforços solicitantes finais e as inércias dos elementos são dados necessários para qualquer processo de cálculo.

As dimensões mínimas dos elementos estruturais são indicadas por normas, sejam elas nacionais ou internacionais, e devem ser adotadas na fase de anteprojeto. Além de fatores como ações que irão incidir na estrutura, vãos dos elementos e etc.

2.4.1 Lajes

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), lajes são elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações normais ao no seu plano. No projeto de lajes, o primeiro passo se baseia em determinar os vãos livres (l_o) e os vãos teóricos (l) conforme mostrado na Figura 7.

Figura 7 - Vão livre e vão teórico

Fonte: Pinheiro, 2003

Determinado os vãos teóricos, do ponto de vista de comportamento à flexão, as lajes retangulares maciças podem ser classificadas em:

Laje armada em uma direção:

$$\frac{l_y}{l_x} > 2 ; l_y = \text{maior vão}; l_x = \text{menor vão} \quad (\text{Eq. 07})$$

Laje armada em duas direções:

$$\frac{l_y}{l_x} \leq 2 \quad (\text{Eq. 08})$$

Nas lajes armadas em duas direções, as duas armaduras são calculadas para resistir os momentos fletores nessas direções. As lajes armadas em uma direção também possuem duas armaduras, porém na direção do maior vão utiliza-se armadura de distribuição com seção transversal mínima dada pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

O próximo passo a ser feito é a identificação dos vínculos das bordas. Estas podem ser de três tipos, livre (em balanço), simplesmente apoiada e engastada. As simbologias dos vínculos são mostradas na Figura 8.

Figura 8 - Tipos de apoio

Borda livre	Borda simplesmente apoiada	Borda engastada
-----	—————	///////

Fonte: Pinheiro, 2003

As tabelas de dimensionamento de lajes, consideram esses três tipos de bordas com o mesmo vínculo ao longo de toda a extensão. Porém, na prática, pode acontecer situações diferentes, como uma borda com parte engastada e parte apoiada.

A espessura mínima e cobrimento nominal nas lajes maciças devem ser seguidos conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014):

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $l/42$ para lajes de piso biapoiadas e $l/50$ para lajes de piso contínuas;

A espessura da laje pode ser estimada através da equação:

$$h = d + c + \frac{\phi}{2} + \phi \quad (\text{Eq. 09})$$

onde h é a espessura da laje, c é o cobrimento e ϕ é o diâmetro da armadura.

A altura útil pode ser estimada a partir da equação abaixo.

$$d = \frac{(2,5 - 0,1n)l}{100} \quad (\text{Eq. 10})$$

onde l é o menor valor entre l_x e $0,7 l_y$ e n é o número de bordas engastadas.

O cobrimento deve atender as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme Tabela 1.

Tabela 1 - Cobrimento nominal

Tipo de Estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

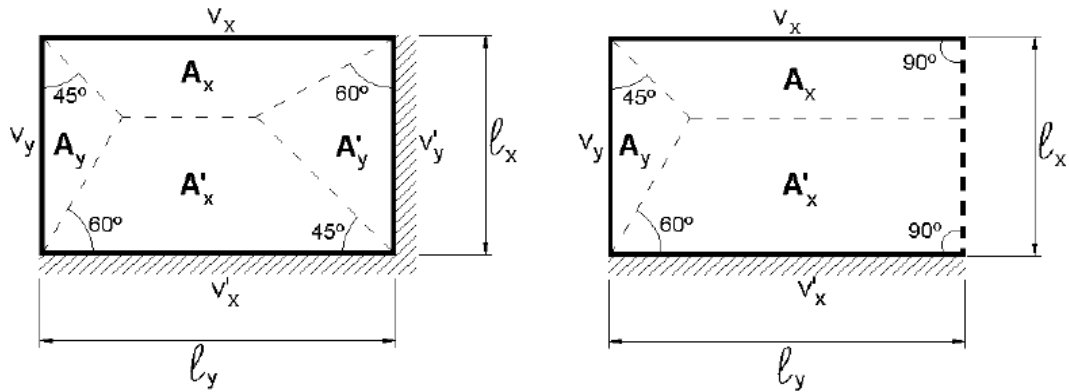
Fonte: NBR 6118/2014

As ações que serão utilizadas na estrutura, devem estar de acordo com as normas NBR 6120 (ABNT, 1980) e NBR 6118 (ABNT, 2014). Para encontrar as reações de apoio nas lajes pode-se fazer de dois modos, pelo processo das áreas ou pelo método das grelhas através do uso das tabelas de Bares ou pelo método da representação por séries (Tabela de Marcus).

- Processo das áreas

Permite encontrar as reações de forma aproximada consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio. Essas reações são correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios formados como demonstra a Figura 9.

Figura 9 - Exemplos de aplicação dos processos das áreas



Fonte: Pinheiro, 2003

Neste procedimento deve-se considerar:

- 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
- 60° a partir do apoio engastado, se o outro for simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio vinculado (apoiado ou engastado), quando a borda vizinha for livre.

As reações de apoio por unidade de largura são dadas pelas equações abaixo.

$$v_x = \frac{p \cdot A_x}{l_y} \quad ; \quad v'_x = \frac{p \cdot A'_x}{l_y} \quad v_y = \frac{p \cdot A_y}{l_x} \quad ; \quad v'_y = \frac{p \cdot A'_y}{l_x} \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde:

p = carga total uniformemente distribuída;

l_x, l_y = menor e maior vão teórico da laje, respectivamente;

v_x, v'_x = reações de apoio na direção do vão l_x ;

v_y, v'_y = reações de apoio na direção do vão l_y ;

A_x, A'_x etc. = áreas correspondentes aos apoios considerados;

- Cálculo pelo método das grelhas através do uso das tabelas de Bares

O cálculo das reações é feito através de coeficientes adimensionais (k_x, k'_x, k_y, k'_y), a partir das condições de apoio e da relação $\lambda = l_y / l_x$.

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad ; \quad q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad ; \quad q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad ; \quad q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (\text{Eq. 12})$$

Os momentos fletores atuantes na laje, assim como as reações, podem ser adquiridos por meio de dois métodos, o cálculo elástico e o plástico.

Segundo Pinheiro (2003), o cálculo dos esforços solicitantes pode ser feito pela teoria clássica de placas delgadas (Teoria de Kirchhoff), supondo material homogêneo, isótropo, elástico e linear.

A utilização das tabelas é semelhante ao processo das reações nas lajes. Existem fatores adimensionais ($\mu_x, \mu'_x, \mu_y, \mu'_y$) para utilizar em casos onde $\lambda \leq 2$ e para casos em que $\lambda > 2$.

Para $\lambda \leq 2$

$$M_x = \frac{\mu_x p l_x^2}{100} \quad ; \quad M_y = \frac{\mu_y p l_x^2}{100} \quad ; \quad M'_x = \frac{\mu'_x p l_x^2}{100} \quad ; \quad M'_y = \frac{\mu'_y p l_x^2}{100} \quad (\text{Eq. 13})$$

Para lajes armadas em uma direção, os momentos fletores são dados por:

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{m} \quad (\text{Eq. 14})$$

onde m é um coeficiente obtido em função da relação entre os vãos e do tipo de apoio da laje.

Com os valores dos momentos, pode-se determinar o valor de K_m , admitindo largura (b_w) de 1,0 m através da equação a seguir:

$$K_m = \frac{M}{b_w d^2 f_{cd}} \quad (\text{Eq. 15})$$

Com o valor do K_m , utiliza-se a tabela para dimensionamento de concreto armado para obtenção do coeficiente K_z para cálculo da área de aço através da equação abaixo.

$$A_s = \frac{M}{d K_z f_{yd}} \quad (\text{Eq. 16})$$

2.4.2 Vigas

Vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante (ABNT NBR 6118, 2014). Assim como no dimensionamento de lajes, deve-se identificar o vão livre (l_o) e o vão efetivo (l), este pode ser calculado através da equação:

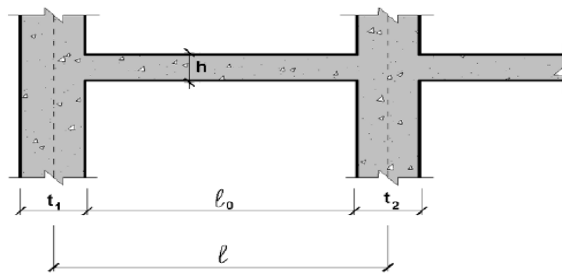
$$l = l_o + a_1 + a_2 \quad (\text{Eq. 17})$$

Onde:

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} \\ 0,3h \end{cases} \quad a_2 = \frac{t_2}{2} \quad (\text{Eq. 18})$$

Porém, é usual adotar o vão teórico como a distância entre os eixos dos apoios como mostrado na Figura 10.

Figura 10 - Vão livre e vão teórico



Fonte: Pinheiro, 2003

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm e a das vigas-parede, menor que 15 cm. Estes limites podem ser reduzidos, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes condições.

- alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos na NBR6118/2014.
- lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931/2004.

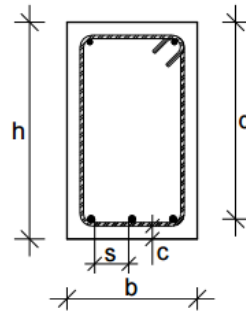
Em geral, a espessura da viga (b_w) fica embutida na parede. Assim, descontando-se as espessuras de revestimento (e_{rev} , da ordem de 0,5cm a 1,5cm) da espessura da parede acabada (e_{alv}).

$$b_w = e_{alv} - 2e_{rev} \quad (\text{Eq. 19})$$

A altura útil d (Figura 11) pode ser obtida através da equação:

$$d = h - (c + \phi t) - \frac{nc}{2} \cdot \phi - \frac{nc-1}{2} \cdot av \quad (\text{Eq. 20})$$

Figura 11 - Disposição construtiva de vigas



Fonte: Camara, 2014

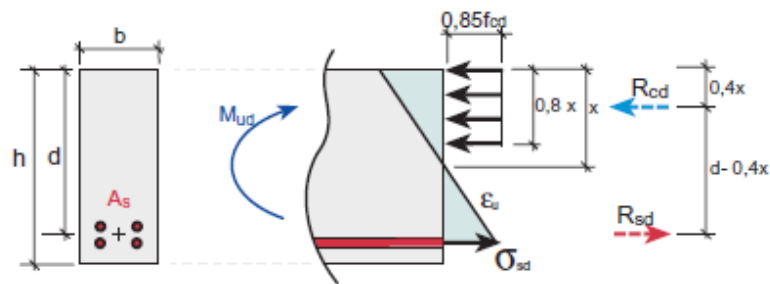
A altura das vigas pode ser estimada da seguinte maneira:

- tramos internos: $h = l / 12$
- tramos externos ou vigas biapoiadas: $h = l / 10$
- balanços: $h = l / 5$

2.4.2.1 Viga de seção retangular com armadura simples

Possui as seguintes características: A zona comprimida da seção sujeita à flexão tem forma retangular; a armadura é constituída por barras agrupadas junto à borda tracionada e pode ser imaginada concentrada no seu centro de gravidade, conforme mostra a Figura 12.

Figura 12 - Viga de seção retangular com armadura simples



Fonte: Marins *et al.*, 2000

Da Figura 12, tem-se:

- Resultante das tensões

$$R_{cd} = 0,85 f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 x = 0,68 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \quad (\text{No concreto}) \quad (\text{Eq. 21})$$

$$R_{sd} = A_s \sigma_{sd} \quad (\text{Na armadura}) \quad (\text{Eq. 22})$$

• Equações de equilíbrio

$$R_{cd} = R_{sd} \text{ ou } 0,68 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} = A_s \sigma_{sd} \quad (\text{De força}) \quad (\text{Eq. 23})$$

$$M_{ud} = R_{cd}(d - 0,4x) \text{ ou } M_{ud} = A_s \sigma_{sd} (d - 0,4x) \quad (\text{De momento}) \quad (\text{Eq. 24})$$

Substituindo o valor das resultantes de tensão encontra-se:

$$M_{ud} = 0,68 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x) \quad (\text{Eq. 25})$$

No caso de dimensionamento, tem-se b , f_{ck} e faz-se $M_{ud} = M_d$. Normalmente, pode-se adotar $d = 0,9h$. Desta forma, a equação 25 fornece o valor da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot 1 - \left[\sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right] \quad (\text{Eq. 26})$$

$$\text{Para o domínio 2: } x \leq x_{23} = 0,259d \quad (\text{Eq. 27})$$

$$\text{Para o domínio 3: } x_{23} \leq x \leq x_{34} = \frac{0,0035d}{0,0035 + \epsilon_{yd}} \quad (\text{Eq. 28})$$

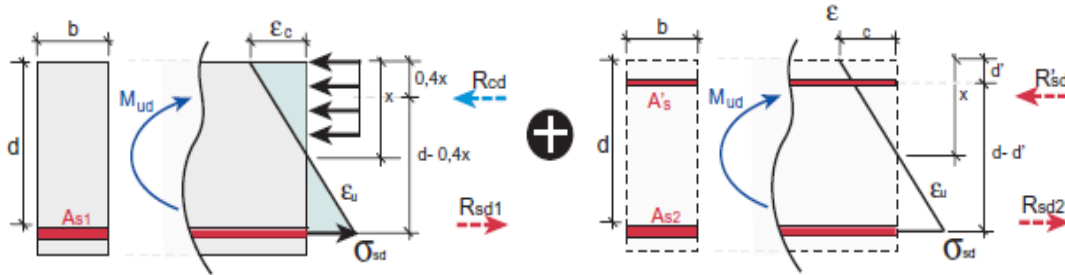
A área de aço é dada por:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0,4x)} \quad (\text{Eq. 29})$$

2.4.2.2 Viga de seção retangular com armadura dupla

Quando se tem, além da armadura de tração A_s , outra A'_s , posicionada junto a borda comprimida, tem-se uma seção com armadura dupla para melhorar a eficiência do concreto quando exigidos à compressão, como mostrado na Figura 13.

Figura 13 - Viga de seção retangular com armadura dupla



Fonte: Marins *et al.*, 2000

Da Figura 13, tem-se:

$$R_{sd} = R_{cd} + R'_{sd} \quad (\text{Eq. 30})$$

$$A_s \sigma_{sd} = 0,68 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + c \quad (\text{Eq. 31})$$

$$M_d = R_{cd}(d - 0,4x) + R'_{sd}(d - d') \quad (\text{Eq. 32})$$

Primeira parcela do momento

$$M_{wd} = 0,68 \cdot b \cdot x \cdot d \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x) \quad (\text{Eq. 33})$$

Como $\sigma_{sd} = f_{yd}$ tem-se $A_s = \frac{R_{sd1}}{f_{yd}}$

$$\text{Logo, } \Delta M_d = M_d - M_{wd} \quad (\text{Eq. 34})$$

As áreas de aço são dadas por:

$$A_{s2} = \frac{R_{sd2}}{f_{yd}} \quad (\text{Eq. 35})$$

$$A'_{s} = \frac{R'_{sd}}{\sigma'_{s}} \quad (\text{Eq. 36})$$

Dimensionamento ao esforço cortante

$$\text{Verificação das bielas: } V_{sd} \leq V_{rd2} \quad (\text{Eq. 37})$$

onde: V_{sd} = Esforço cortante solicitante

V_{rd2} = Esforço cortante resistente associado à ruína por esmagamento do concreto

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot w \cdot d \quad (\text{Eq. 38})$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (\text{Eq. 39})$$

$$V_c = 0,6 \cdot 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 40})$$

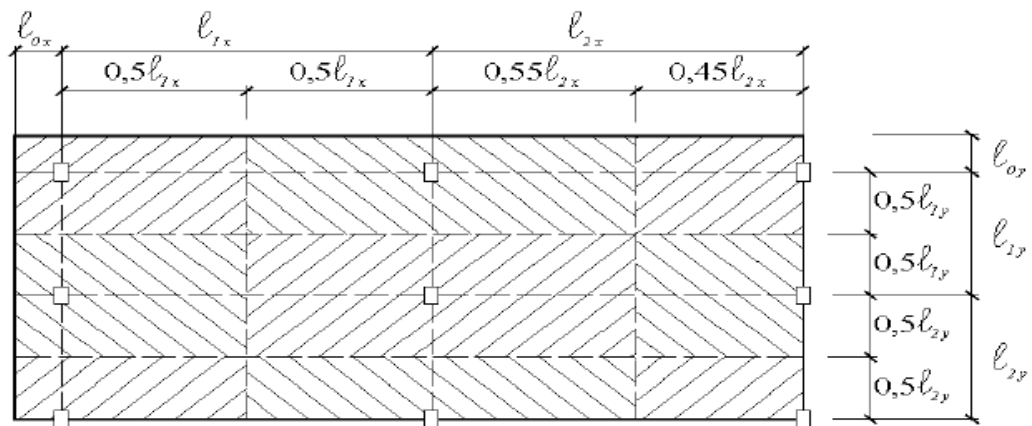
2.4.3 Pilares

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define pilares como elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.

As cargas que atuam nos pilares podem ser estimadas através do processo das áreas de influência (Figura 14). Este, consiste em dividir a área total do pavimento em áreas de influência para cada pilar. Para determinação das figuras geométricas divide-se o vão efetivo entre os centros dos pilares pela reta que passa por um ponto contido no intervalo entre $0,45l$ a $0,55l$, esses limites são escolhidos com relação a posição do pilar, como:

- $0,45l$ – adotado no caso de pilar de extremidade ou de canto na direção da menor dimensão do pilar;
- $0,45l$ - adotado no caso de pilar interno quando na direção considerada, o vão consecutivo ou suas ações superam em 20% o valor correspondente ao do vão em questão;
- $0,55l$ - complemento do vão dos casos anteriores;
- $0,50l$ - adotado no caso de pilar de extremidade ou de canto na direção da maior dimensão do pilar e para pilar interno.

Figura 14 - Processo das áreas de influência



Fonte: Pinheiro, 2003

A NBR 6118 (ABNT, 2014) cita itens que devem ser seguidos com relação a dimensões mínimas para pilar, sendo:

$$h \leq 5b \quad (\text{Eq. 41})$$

$$Ac \geq 360cm^2 \quad (\text{Eq. 42})$$

$$b \begin{cases} b \geq 19cm, \gamma_n = 1 \\ 14 \leq b \leq 19, \gamma_n = 1,95 - 0,05b \end{cases} \quad (\text{Eq. 43})$$

Onde b é a menor dimensão da seção transversal do pilar (em cm).

O comprimento de flambagem equivalente (l_e) do elemento comprimido (pilar), suposto vinculado em ambas as extremidades, deve ser o menor dos seguintes valores:

$$l_e \leq \begin{cases} l_o + h \\ l \end{cases} \quad (\text{Eq. 44})$$

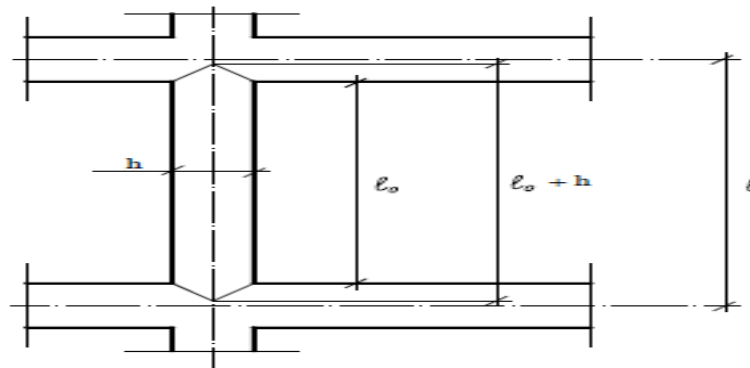
onde:

l_o = distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar (Figura 15);

h = altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

l = distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado;

Figura 15 - Vão teórico e vão efetivo dos pilares



Fonte: Bastos, 2014

O índice de esbeltez é definido pela equação:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad ; \quad \lambda = \frac{l_e \sqrt{12}}{h} \quad , \text{ para seção retangular} \quad (\text{Eq. 45})$$

O momento mínimo atuante no pilar é dado por:

$$M_{1d,min} = N_d (1,5 + 0,03h) \quad (\text{Eq. 46})$$

onde h é a dimensão do pilar, em cm, na direção considerada.

O índice de esbeltez limite é dado por:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha b} \quad \text{com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (\text{Eq. 47})$$

$$e_1 = \max\left(\frac{M_d}{N_d}; \frac{M_{1d,min}}{N_d}\right) \quad (\text{Eq. 48})$$

$$\alpha b = 0,6 \pm 0,4 \frac{M_B}{M_A}, \text{ com } 0,4 \leq \alpha b \leq 1 \quad (\text{Eq. 49})$$

Para pilares intermediários tem-se $e_1 = 0$. Para pilares com $\lambda \leq \lambda_1$ desconsidera-se os efeitos de 2ª ordem.

Segundo BASTOS (2014), o dimensionamento e detalhamento pode ser feito seguindo as seguintes equações:

- Momento de 2ª ordem

Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

$$M_{dtot} = \alpha b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (\text{Eq. 50})$$

$$M_{1d,A} = \text{Máx} (M_d; M_{1d,min}) \quad (\text{Eq. 51})$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\gamma_o + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}, \text{ com } \gamma_o = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (\text{Eq. 52})$$

Método do pilar-padrão com rigidez K aproximada

$$M_{dtot} = \frac{\alpha b \cdot M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \frac{K}{\gamma}}} \geq M_{1d,A} \quad (\text{Eq. 53})$$

$$\frac{K}{\gamma} = 32 \left(1 + \frac{5M_{dtot}}{h \cdot N_d} \right) \quad (\text{Eq. 54})$$

Os esforços reduzidos e área de aço são dados por:

$$\gamma = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot \sigma_{cd}} \quad (\text{Eq. 55})$$

$$\mu = \frac{M_{dtot}}{b \cdot h^2 \sigma_{cd}} \quad (\text{Eq. 56})$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{Eq. 57})$$

As áreas de aço mínima e máxima são dadas por:

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 A_c \quad (\text{Eq. 58})$$

$$A_{s,max} = 0,08 A_c \quad (\text{Eq. 59})$$

onde A_c é a área da seção transversal do pilar.

Para pilares os diâmetros das barras devem obedecer aos seguintes limites:

$$10mm \leq \emptyset \leq \frac{b}{8} \quad (\text{Eq. 60})$$

onde b é a menor dimensão do pilar.

O espaçamento entre barras longitudinais devem obedecer aos seguintes limites:

$$e_{min} \geq \begin{cases} 20mm \\ \emptyset \\ 1,2\emptyset_{agr} \end{cases} \quad e_{max} \leq \begin{cases} 2b \\ 40cm \end{cases} \quad (\text{Eq. 61})$$

O espaçamento máximo entre os estribos deve obedecer aos seguintes limites:

$$St \leq \begin{cases} 20cm \\ b \\ 12\emptyset_l, \text{ para aço CA} - 50 \end{cases} \quad (\text{Eq. 62})$$

O diâmetro mínimo dos estribos é dado por:

$$\emptyset_t \geq \begin{cases} 5mm \\ \frac{\emptyset_l}{4} \end{cases} \quad (\text{Eq. 63})$$

3. PROGRAMAS COMPUTACIONAIS

3.1 RECOMENDAÇÕES E RESTRIÇÕES

Décadas atrás, os projetos e cálculos estruturais eram realizados de forma manual, porém, com o passar dos anos houve avanços tecnológicos significativos para a informatização dos cálculos estruturais com o surgimento dos *softwares*.

Segundo KIMURA (2007), a utilização consciente desses programas requer que o engenheiro de estruturas tenha uma visão completa de várias possibilidades de modelagem estrutural, suas vantagens e deficiências.

A informática veio para aperfeiçoar a Engenharia de Estruturas, porém, devido ao grau de complexidade e sofisticação de análises disponíveis nos *softwares* atuais, alguns conceitos fundamentais são colocados de lado, e o papel do engenheiro e do computador acabam sendo confundidos. O engenheiro deve estar apto para utilizar os *softwares* de forma eficiente, sabendo distinguir os benefícios e limitações desses programas, além de colocar o conhecimento da engenharia em primeiro lugar (KIMURA, 2007).

A utilização de uma ferramenta computacional, quando feita de maneira responsável e criteriosa, traz enormes vantagens à elaboração de um projeto, tais como: produtividade, qualidade e segurança.

A interpretação dos resultados emitidos por um sistema computacional é fundamental durante a elaboração de um projeto estrutural. O engenheiro deve estar seguro quanto à análise dos resultados fornecido pelo computador.

A má utilização do *software* pode trazer consequências gravíssimas, pois ele não substitui o papel do engenheiro. Sendo assim, não consegue distinguir uma estrutura boa de uma ruim, serve apenas para automatizar os cálculos e facilitar as análises. Somente o engenheiro é capaz de executar todas as funções que exigem lógica, raciocínio, perspicácia e discernimento (KIMURA, 2007)

Conforme KIMURA (2007), algumas dicas e precauções devem ser seguidas pelos engenheiros estruturais nos seus projetos como:

- Previsão de resultados: antes do início do lançamento no computador, recomenda-se imaginar o comportamento da estrutura, procurando antever os resultados;
- Validação manual: fazer um rascunho de cálculo para validar os mesmos nos resultados fornecidos pelo *software*;

- Visão global: não se preocupar com mínimos detalhes, e sim com a estrutura por completo;
- Visão crítica: duvidar dos resultados, nunca aceitar de forma automática. Necessário fazer a conferência;
- Controle: entender a estrutura e saber os pontos críticos do projeto;
- Experiência: saber ouvir conselhos de engenheiros mais experientes e se especializar cada vez mais na área;
- Gestão dos erros: erros serão comuns, porém o manipulador do programa deve tomar cuidados, saber identificar os erros e criar mecanismos de checagem;
- Aprendizado contínuo: importante estar buscando mais conhecimento e informações para melhor entender o funcionamento de uma estrutura;
- Pós análise: acompanhar a execução do projeto, se o que foi projetado está sendo seguido e feito com qualidade;
- Investimento para o futuro: a boa execução de um projeto estrutural com a influência do *software*, irá auxiliar para a conquista de uma posição no mercado de trabalho;

Portanto, para a utilização de *softwares* principalmente na elaboração de projetos estruturais em boa qualidade, é necessário a preparação e capacitação do projetista para que possa extrair do programa os melhores resultados. Acarretando êxitos como qualidade, segurança, desempenho estrutural e economia, pontos bastante importantes para a concepção de um projeto (KOERICH, 2016).

3.2 PROGRAMAS MAIS UTILIZADOS E SUAS FUNÇÕES

Com avanço da tecnologia surgiram vários programas de cálculo estrutural para diferentes tipos de situações desejadas. Portanto, é preciso conhecer basicamente as características e funções desses *softwares* para escolher o que melhor atende as necessidades do projetista e do cliente.

Com relação a dimensionamento de estruturas de concreto armado, serão citados alguns programas, com o intuito de melhor abordar a funcionalidade de cada um. Apesar do trabalho se basear em um comparativo com o uso do EBERICK, apresenta-se também outros programas

que são utilizados na engenharia estrutural. Os programas que serão citados são: TQS, CYPECAD e SAP 2000.

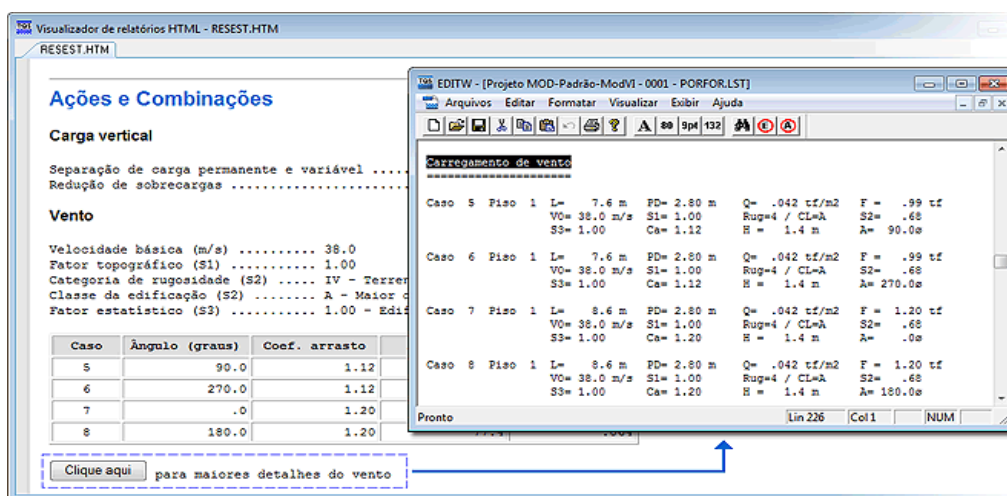
O TQS é um programa da empresa TQS informática limitada, criado na década de 80 e destinado à elaboração de projetos de estruturas de concreto armado, protendido e alvenaria estrutural. Inicialmente, seu detalhamento se baseava apenas no cálculo de vigas através do CAD/vigas, posteriormente o surgimento do CAD/lajes, para o detalhamento de lajes e por último na década de 90, surge o CAD/pilar para o dimensionamento e detalhamento de seções genéricas de pilares.

No programa é possível desenvolver o projeto estrutural utilizando as considerações na norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Sua filosofia engloba todas as etapas de um projeto, desde a concepção estrutural, análise de solicitações e flechas, dimensionamento e detalhamento das armaduras, até a emissão de desenhos e plantas finais. Além de estar preparado para ser utilizado no dimensionamento de edificações de portes variados.

A análise estrutural realizada pelo programa é baseada em um modelo integrado de grelhas e pórticos espaciais que consideram as ligações viga-pilar flexibilizadas, ou seja, com engastamentos não considerados em sua totalidade. O *software* possui um programa chamado Modelador Estrutural, no qual toda edificação pode ser lançada de forma 100% gráfica.

No CAD/TQS, todos os resultados são transparentes e podem ser conferidos e validados, seja através de visualizadores gráficos específicos ou de relatórios como o resumo estrutural mostrado na Figura 16, facilitando enormemente a interpretação.

Figura 16 - Resumo estrutural do CAD/TQS



Fonte: (Disponível em: <<http://www.tqs.com.br>> Acesso em: outubro 2016)

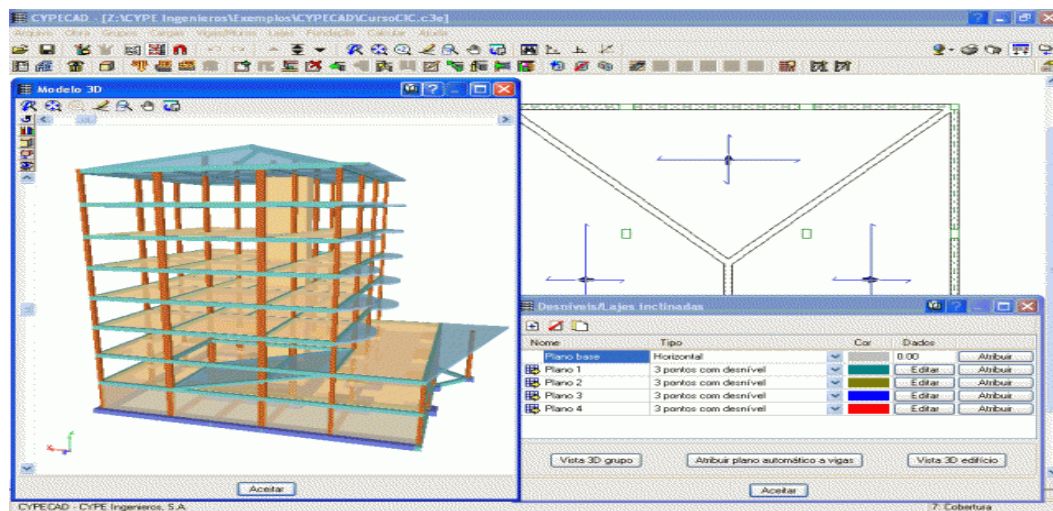
O CYPECAD, desenvolvido pela empresa MULTIPLUS SOFTWARES TÉCNICOS, é um *software* para projeto estrutural em concreto armado, concreto pré-moldado, concreto protendido e estruturas mistas de concreto e aço que contempla todas as etapas de lançamento do projeto, detalhamento dos elementos, dimensionamento de estruturas e cálculo estrutural.

O programa opera em plataforma Windows e possui base CAD própria e está adequado às normas brasileiras de concreto armado (NBR 6118/2014), de fundações (NBR 6122/2010), carregamentos (NBR 6120/1980), de barras (NBR 7480/2007), de ventos (NBR 6123/1988), e de ações e combinações (NBR 8681/2004).

O CYPECAD é considerado de simples aplicação e alta produtividade, possui um recurso exclusivo para lançamento automático da estrutura a partir da planta da arquitetura feita em um ambiente CAD de outro programa qualquer. Também é possível a consideração de uma gama de elementos estruturais a serem utilizados.

No CYPECAD, o cálculo da estrutura é realizado através de um modelo de pórtico espacial, por métodos matriciais de rigidez, considerando todos os elementos que definem a estrutura: pilares, paredes, muros, vigas e lajes como mostrado na Figura 17.

Figura 17 - Ilustração no CYPECAD



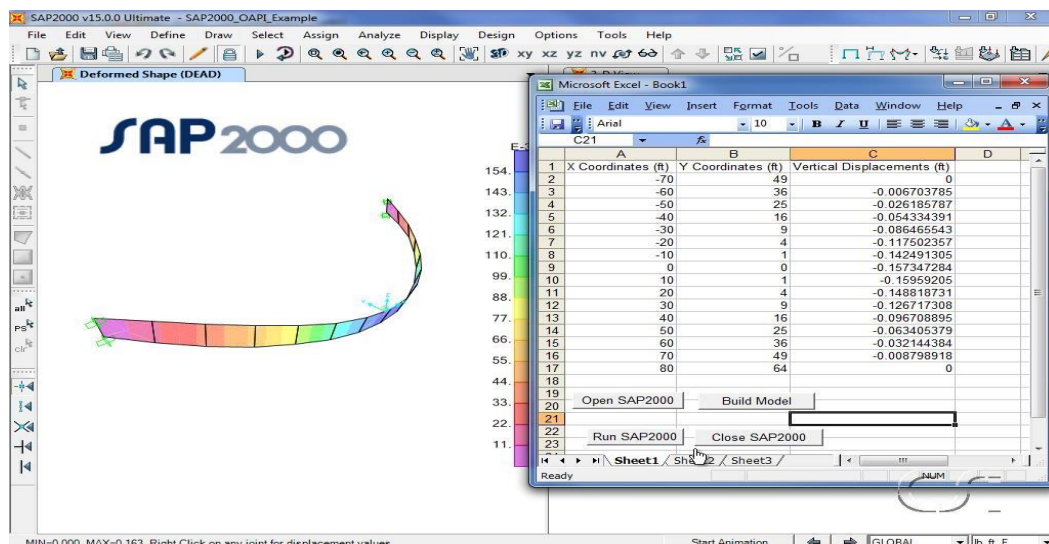
Fonte: (Disponível em: <<http://www.multiplus.com/Software/cypecad/>> Acesso em: outubro 2016)

Uma das principais vantagens deste programa é a diminuição da redundância das atividades, devido ao alto nível de automatização e precisão nos cálculos. Fornece soluções completas para o projeto, detectando e avisando os problemas gerados por erros no pré-dimensionamento dos elementos estruturais.

O SAP2000, também desenvolvido pela empresa MULTIPLUS SOFTWARES TÉCNICOS, é um *software* para análise estrutural estática e dinâmica, linear e não linear por

elementos finitos, contudo não realiza dimensionamento. Possui uma interface sofisticada, intuitiva e versátil proporcionada por um sistema de análise estrutural e ferramentas de auxílio ao projeto (Figura 18).

Figura 18 - Interface do SAP 2000



Fonte: (Disponível em: <<http://www.multiplus.com/Software/sap2000/>> Acesso em: outubro 2016)

Neste programa pode-se criar o modelo em 3D através de sua própria plataforma ou importar diretamente do AutoCAD. Conforme a MULTIPLUS, o SAP2000 tem provado ser o programa estrutural, para uso geral, mais integrado, produtivo e prático do mercado.

Modelos complexos podem ser gerados e discretizados com poderosos recursos embutidos no programa. Recursos como: cargas de vento, de ondas, sísmicas e esforços em pontes, com verificações automáticas de dimensionamento em concreto e aço, segundo as normas dos padrões internacionais.

3.3 EBERICK

3.3.1 Histórico

Desenvolvido pela ALTOQI, empresa que começou sua história em 1989 em um *show room* de uma loja de micros quando alguns profissionais desenvolveram um *software* para cálculo e detalhamento de vigas de um edifício em concreto armado. Inicialmente era conhecido como a Linha PRO, através dos produtos PROVIGA, PROLAJE, PROPILAR e PROINFRA. Com o passar dos anos, o aprimoramento foi sendo desenvolvido e por volta de 1996 surgiu o lançamento da ALTOQI Eberick para Windows, integrando todos os elementos estruturais e resultando em um projeto de todo edifício de forma incorporada (ALTOQI, 2016).

Desde o desenvolvimento da versão 32 bits com funcionamento no ambiente Windows 95/NT, as inovações foram se acentuando cada vez mais, como, por exemplo, a introdução das forças devido a ação do vento na mudança dos 32 bits para a versão Master.

Em 1998, surge o ALTOQI formas, para melhorar recursos como: geração de plantas de forma, de locação e cortes da estrutura. Porém, até então o programa só calculava estruturas de pequeno porte.

Por volta de 2002, os recursos foram sendo aprimorados com o desenvolvimento de cálculo de escadas. Com o tempo, foram sendo desenvolvidos novos recursos, melhorando a interface do programa e os dimensionamentos, facilitando o manuseio do projetista. Atualmente a versão mais recente que se encontra no mercado é o Eberick V10.

3.3.2 Funções

O Eberick é um *software* para projeto estrutural em concreto armado moldado in-loco e concreto pré-moldado que engloba as etapas de lançamento, análise da estrutura, dimensionamento e o detalhamento final dos elementos.

A atualização para o Eberick V10 trouxe novidades, para atender melhor aos usuários, a presença de mais 3 novos módulos, o concreto de alto desempenho, o editor de grelhas e regiões maciças em lajes. Além do surgimento de 12 novos recursos e melhorias (ALTOQI, 2016).

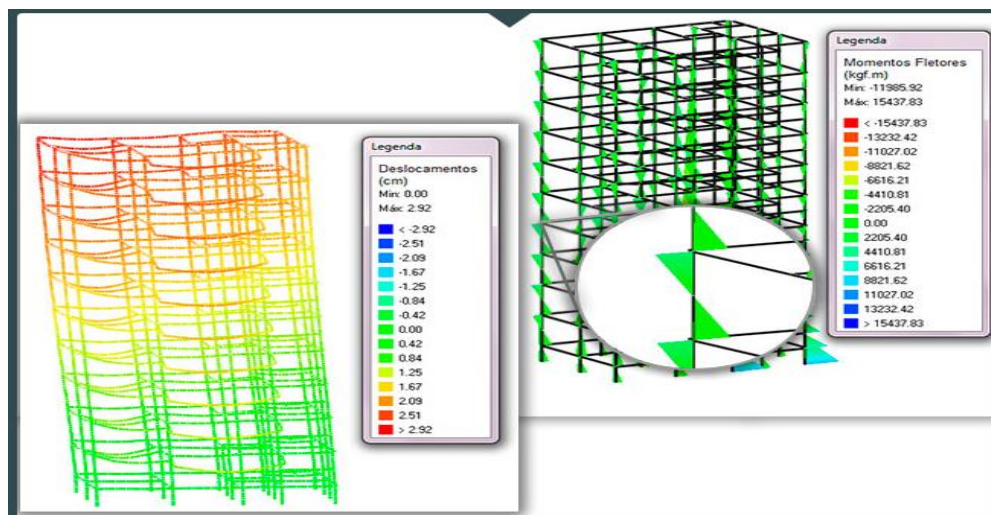
O Eberick dispõe de uma base de CAD com ferramentas para uma melhor criação e manuseio do projeto. Presença de itens que facilitam o dia a dia do projetista como opção de localizar e renumerar elementos, opção de copiar croqui, exportação do projeto estrutural para impressão 3d, filtros de desenho para exibir somente estrutura ou arquitetura, entre outros. (ALTOQI, 2016).

No cálculo estrutural devem ser consideradas situações como casos de carregamento, transições de pilares, ligações entre elementos e pontos específicos da arquitetura, além da presença de características específicas de cada elemento da estrutura para desenvolver o dimensionamento e detalhamento. O Eberick traz essa possibilidade de introdução de dados com determinada facilidade.

Para analisar os esforços e deslocamentos da estrutura, o Eberick utiliza o modelo de pórtico espacial e grelha 3d. Os elementos são representados por barras ligadas umas às outras através de nós, cada pilar e cada trecho de viga são simulados por barras do pórtico, obtendo os

esforços e deslocamentos solicitantes para o dimensionamento no pórtico tridimensional como mostrado na Figura 19.

Figura 19 – Pórtico espacial para visualização dos esforços da estrutura



Fonte: (Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br>> Acesso em: outubro 2016)

Para análise das lajes o programa utiliza o modelo de grelha 3d que é mais preciso quando comparado aos modelos simplificados, pois permite uma melhor interação entre as deformações dos apoios das lajes (ALTOQI, 2016).

Todo o dimensionamento da estrutura é feito através do estado limite último (ELU) baseado nas normas atualizadas, demonstrando detalhadamente o resultado de cada elemento separadamente para análises futuras (ALTOQI, 2016).

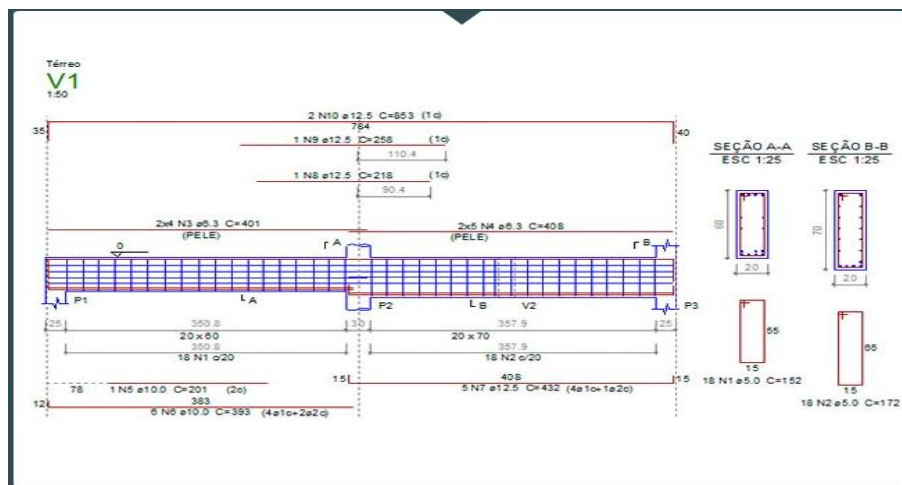
O lançamento dos pilares é feito facilmente com base no projeto arquitetônico, definindo suas dimensões e um vértice fixo. Eles são dimensionados pelo processo da linha neutra, onde são traçados diagramas de interação entre os momentos solicitantes e resistentes de cálculo (ALTOQI, 2016).

As vigas retangulares são dimensionadas de acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014) através do ELU verificando as tensões atuantes, e através das combinações de utilização determina-se as flechas e possíveis limites de fissuração. O detalhamento contém as armaduras apresentadas em corte e em vistas, sendo gerado de forma bastante completa e com levado nível de acabamento (ALTOQI, 2016).

O lançamento das lajes é feito através da escolha da espessura e das cargas atuantes. Podem ser consideradas apoiadas nas vigas de contorno, engastadas na laje adjacente ou seus lados serem de bordos livres (ALTOQI, 2016).

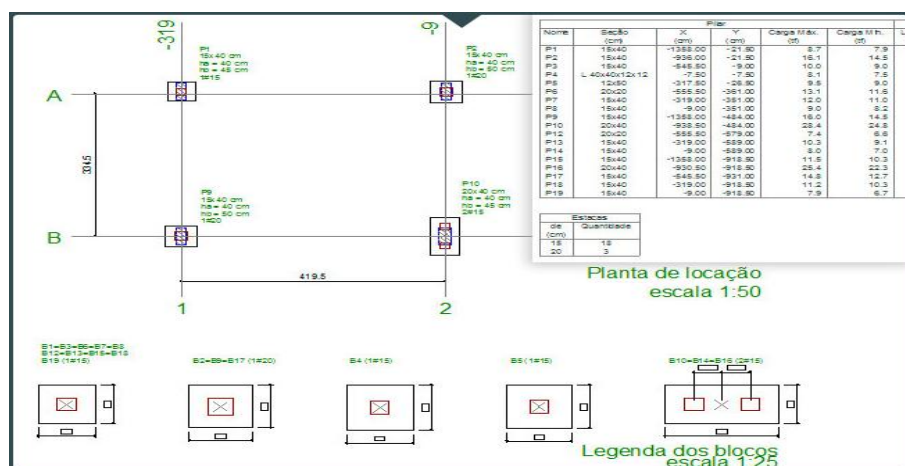
Os resultados de uma edificação, após feito todos os passos dos detalhamentos e dimensionamentos de uma estrutura, são disponibilizados pelo programa com certa facilidade de entendimento. O programa fornece as plantas de formas e cortes de acordo com a geometria da estrutura, o resumo dos materiais mostrando volume de concreto, peso de aço, quantitativo de blocos de enchimento e consumo de aço, além de mostrar possíveis erros e modificações em determinado elemento. O detalhamento dos elementos com suas informações (Figura 20), as armaduras complementares de lajes e a planta de locação e cargas (Figura 21) estão presentes também nos resultados finais do projeto fornecidos pelo programa.

Figura 20 – Representação dos estribos e armaduras de pele nas vigas



Fonte: (Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br>> Acesso em: outubro 2016)

Figura 21 – Planta de locação e cargas



Fonte: (Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br>> Acesso em: outubro 2016)

4. ESTUDO DE CASO

Neste trabalho foram apresentados duas formas para dimensionamento e detalhamento do cálculo estrutural de uma edificação, através do método manual e do *software* Eberick e para analisar e comparar os dois resultados foram calculados os elementos de toda a estrutura.

O cálculo manual das vigas e pilares, os consideram de forma isoladas. Para as vigas, os pressupostos admitidos são: a seção sujeita a deformação de alongamento tem tensão nula no concreto; a seção é mantida plana; possui aderência perfeita entre o concreto e o aço; e é considerado o diagrama de tensão deformação, de cálculo, na armadura.

Para os pilares, as circunstâncias a serem apontadas para se definir a excentricidade de segunda ordem são: a força normal é constante ao longo do seu comprimento sob flexo-compressão; as barras retas possuem simetria constante; e a configuração é fletida de forma senoidal.

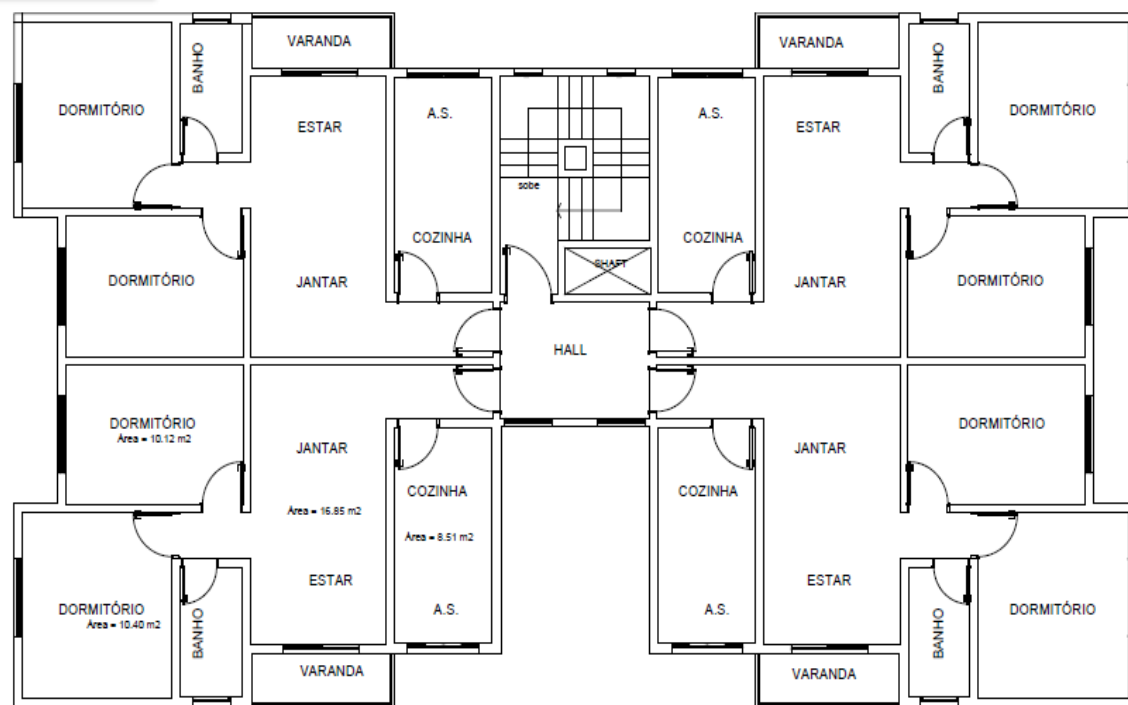
O cálculo automatizado, para as vigas e pilares, é realizado conforme um pórtico estrutural, ou seja, considera que a seção transversal do elemento não se altera com as deformações e o elemento é visto como um todo, estando sujeito as translações e rotações do corpo rígido.

As lajes, no cálculo manual, também são consideradas de forma isolada, logo, as vigas e lajes, são calculadas separadamente. As vigas são admitidas como apoios indeslocáveis e as reações decorrentes das lajes nas vigas são distribuídas uniformemente. Contudo, para o cálculo no Eberick, a estrutura é considerada como um diafragma rígido, ou seja, considera as lajes infinitamente rígidas no seu plano, certificando um comportamento mais real da estrutura.

4.1. DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO

O estudo de caso consiste é uma edificação de 4 pavimentos com 4 apartamentos por andar com área de 51,6m² por unidade, composto de dois dormitórios, banheiro, varanda, sala de estar, sala de jantar, cozinha e área de serviço (Figura 22).

Figura 22 – Planta Baixa

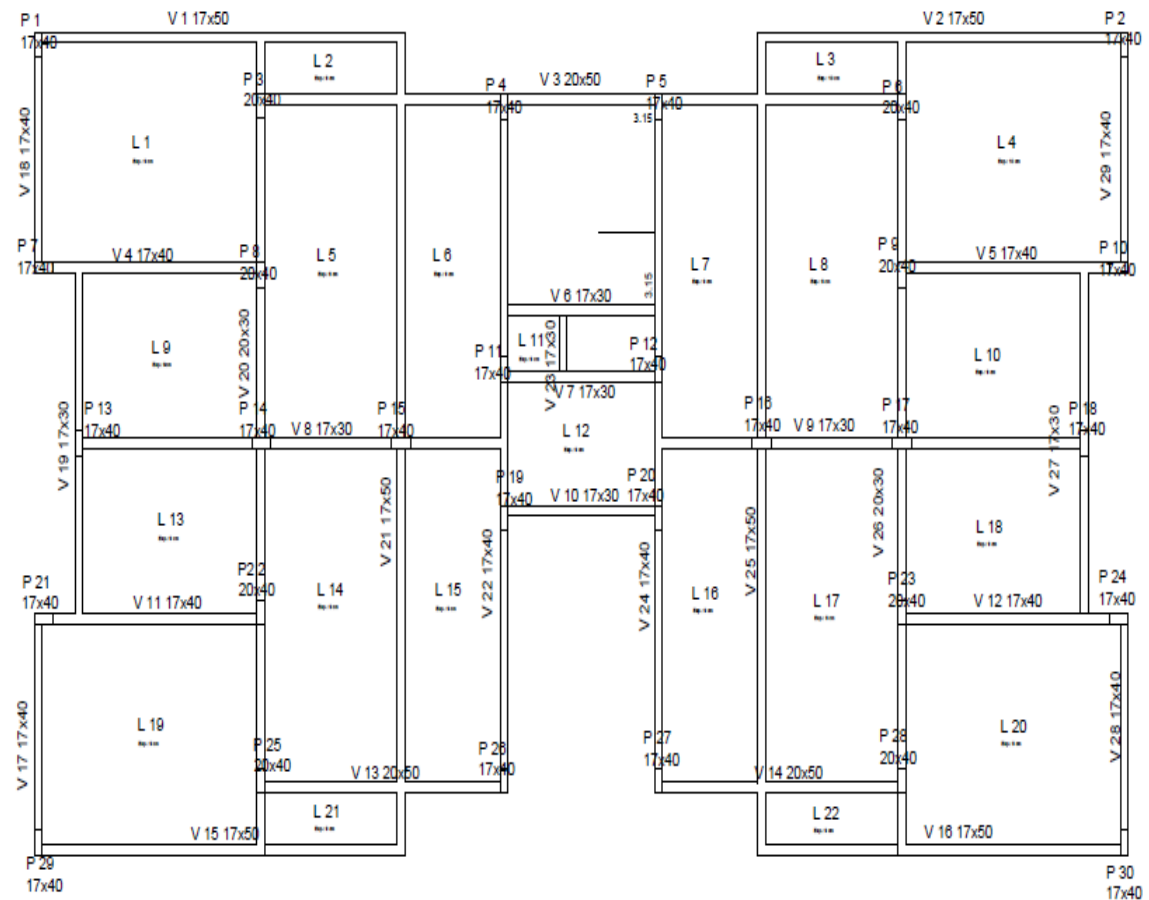


Fonte: Do próprio autor

Para fazer os cálculos tanto manual, quanto no Eberick, primeiramente foi realizado o pré-dimensionamento dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares). Adotou-se f_{ck} do concreto igual a 25 MPa e aço CA-50 para todos os elementos. A classe de agressividade ambiental foi adotada igual a II, portanto, cobrimento nominal de 25 mm para lajes e 30 mm para vigas e pilares.

Com as pré-dimensões pôde-se elaborar a planta de fôrma da estrutura (Figura 23) e observou-se a igualdade de características em determinados elementos, evitando-se o cálculo repetitivo de elementos com as mesmas dimensões e cargas (Tabela 2). Dimensões, que poderão ser alteradas no decorrer do detalhamento, caso ocorram incompatibilidades com a estrutura ou impossibilidade de dimensionamento.

Figura 23 – Planta de fôrma do pavimento tipo



Fonte: Do próprio autor

Tabela 2 – Lajes, Vigas e Pilares com as mesmas características

LAJES	VIGAS			PILARES	
L1=L4=L19=L20	V1=V2=V15=V16	V8=V9	V20=V26	P1=P2=P29=P30	P11=P12
L2=L3=L21=L22	V3	V10	V21=V25	P3=P6=P25=P28	P13=P18
L5=L8=L14=L17	V4=V5=V11=V12	V13=V14	V22=V24	P4=P5=P26=P27	P14=P17
L6=L7=L15=L16	V6	V17=V18=V28=V29	V23	P7=P10=P21=P24	P15=P16
L9=L10=L13=L18	V7	V19=V27	----	P8=P9=P22=P23	P19=P20

Fonte: Do próprio autor

4.2. DIMENSIONAMENTO MANUAL

Realizou-se o cálculo manual das lajes, vigas e pilares da estrutura dos pavimentos para compará-los com os resultados encontrados com o auxílio do *software* Eberick. Após realizar o pré-dimensionamento de todos os elementos, foram dimensionadas as lajes, em seguida as vigas e finalmente os pilares.

- Resultados quanto as lajes do pavimento tipo e da cobertura

As Tabelas 3 e 4 apresentam, respectivamente, os momentos fletores atuantes nas lajes dos pavimentos tipo e da cobertura.

Tabela 3 – Momentos fletores nas lajes do pavimento tipo obtidos através do cálculo manual

Lajes	Momentos (kN.m)			
	M_{xd}	M_{yd}	$M_{x'd}$	$M_{y'd}$
L1=L4=L19=L20	4,89	3,38	11,14	9,54
L2=L3=L21=L22	0,60	0,13	1,00	0,60
L5=L8=L14=L17	2,44	0,77	5,01	3,51
L6=L7=L15=L16	3,40	0,90	6,04	3,96
L9=L10=L13=L18	1,96	0,95	4,26	3,18
L11	0,41	0,28	0,93	0,79
L12	2,34	1,75	0,00	4,44

Fonte: Do próprio autor

Tabela 4 – Momentos fletores nas lajes da cobertura obtidos através do cálculo manual

Lajes	Momentos (kN.m)			
	M_{xd}	M_{yd}	$M_{x'd}$	$M_{y'd}$
L1=L4=L19=L20	2,95	2,04	6,74	5,76
L2=L3=L21=L22	0,40	0,10	0,70	0,45
L5=L8=L14=L17	1,91	0,60	4,01	2,66
L6=L7=L15=L16	0,82	0,50	3,18	2,10
L9=L10=L13=L18	1,90	0,00	4,17	1,20
L11	1,54	0,74	3,33	2,49
L12	0,24	0,17	0,55	0,47
L13	0,34	0,12	0,71	0,50
L14	1,09	0,66	2,38	1,99

Fonte: Do próprio autor

As Tabelas 5 e 6 apresentam, respectivamente, as áreas de aço necessárias para as lajes dos pavimentos tipo e da cobertura.

Tabela 5 – Área de aço das lajes no pavimento tipo obtidas através do cálculo manual

Lajes	Áreas de aço (cm ²)			
	$A_{sx\ final}$	$A_{sy\ final}$	$A_{sx'\ final}$	$A_{sy'\ final}$
L1=L4=L19=L20	1,50	1,03	3,56	3,01
L2=L3=L21=L22	0,90	0,90	1,35	1,35
L5=L8=L14=L17	0,90	0,90	1,90	1,31
L6=L7=L15=L1'6	1,71	0,90	3,21	1,90
L9=L10=L13=L18	0,90	0,90	1,67	1,24
L11	0,90	0,90	1,35	1,35
L12	1,16	0,90	0,00	2,29

Fonte: Do próprio autor

Tabela 6 – Área de aço das lajes da cobertura obtidas através do cálculo manual

Lajes	Áreas de aço (cm ²)			
	A _{sx} final	A _{sy} final	A _{sx'} final	A _{sy'} final
L1=L4=L19=L20	0,90	0,90	2,10	1,78
L2=L3=L21=L22	0,90	0,90	0,90	1,35
L5=L8=L14=L17	0,90	0,90	1,50	1,35
L6=L7=L15=L16	0,90	0,90	1,58	1,02
L9=L10=L13=L18	0,90	0,00	1,90	1,35
L11	0,90	0,90	1,35	1,35
L12	0,90	0,90	1,35	1,35
L13	0,90	0,90	1,35	1,35
L14	0,90	0,90	1,35	1,35

Fonte: Do próprio autor

- Resultados quanto as vigas do pavimento tipo e da cobertura

As Tabelas 7 e 8 apresentam, respectivamente, os momentos fletores atuantes nas vigas e respectivas áreas de aço longitudinal necessárias para as vigas dos pavimentos tipo e da cobertura.

Tabela 7 – Dimensionamento manual da armadura longitudinal positiva das vigas do pavimento tipo

Vigas	Vão	Cálculo Manual		
		M _d (kN.m)	As (cm ²)	Bitola
V1	1	19,04	1,28	4φ6,3
	2	5,32	1,28	4φ6,3
V3	1	101,47	8,40	7φ12,5
	2	101,47	8,40	7φ12,5
V4	1	26,16	1,79	6φ6,3
V6	1	7,56	0,77	3φ6,3
V7	1	9,52	0,86	3φ6,3
V8	1	15,26	1,41	5φ6,3
	2	6,72	0,77	3φ6,3
	3	3,92	0,77	3φ6,3
V10	1	6,44	0,77	3φ6,3
V13	1	113,26	6,74	13φ8,0
V18	1	9,10	1,02	2φ8,0
V19	1	3,93	0,77	3φ6,3
	2	3,93	0,77	3φ6,3
V20	1	6,63	0,90	2φ8,0
	2	6,00	0,90	2φ8,0
	3	6,00	0,90	2φ8,0
	4	6,63	0,90	2φ8,0
V21	1	45,11	2,36	3φ10,0
	2	45,11	2,36	3φ10,0
V22	1	7,62	1,02	2φ8,0
	2	2,53	1,02	2φ8,0
	3	4,75	1,02	2φ8,0
V23	1	0,98	0,77	3φ6,3

Fonte: Do próprio autor

Tabela 8 – Dimensionamento manual da armadura longitudinal positiva das vigas da cobertura

Viga	Vão	Cálculo Manual		
		M_d (kN.m)	A_s (cm ²)	Bitola
V1	1	11,34	1,28	4 ϕ 6,3
	2	3,36	1,28	4 ϕ 6,3
V3	1	88,20	4,83	10 ϕ 8,0
	2	88,20	4,83	10 ϕ 8,0
V4	1	16,41	1,07	2 ϕ 8,0
V6	1	4,48	0,77	3 ϕ 6,3
V7	1	5,88	0,77	3 ϕ 6,3
V8	1	10,36	0,94	2 ϕ 8,0
	2	3,36	0,77	3 ϕ 6,3
	3	2,10	0,77	3 ϕ 6,3
V10	1	3,50	0,77	3 ϕ 6,3
V13	1	70,14	3,82	8 ϕ 8,0
V18	1	5,46	1,02	2 ϕ 8,0
V19	1	2,24	0,77	3 ϕ 6,3
	2	2,24	0,77	3 ϕ 6,3
V20	1	5,73	0,90	2 ϕ 8,0
	2	4,08	0,90	2 ϕ 8,0
	3	4,08	0,90	2 ϕ 8,0
	4	5,73	0,90	2 ϕ 8,0
V21	1	27,72	1,42	3 ϕ 8,0
	2	27,72	1,42	3 ϕ 8,0
V22	1	4,07	1,02	2 ϕ 8,0
	2	1,41	1,02	2 ϕ 8,0
	3	2,53	1,02	2 ϕ 8,0
V23	1	0,18	0,77	3 ϕ 6,3

Fonte: Do próprio autor

As Tabelas 9 e 10 apresentam, respectivamente, os esforços cortantes atuantes nas vigas e respectivas áreas de aço transversal necessárias para as vigas dos pavimentos tipo e da cobertura.

Tabela 9 – Dimensionamento manual da armadura transversal das vigas do pavimento tipo

Vigas	V_d (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_c (kN)
V1	44,52	339,33	60,17
	28,70	340,73	60,42
V3	95,15	390,54	69,25
	12,67	399,21	70,79
	81,66	398,17	70,60
V4	63,06	258,63	45,86
V6	18,44	192,53	34,14
V7	23,31	193,12	34,25
V8	33,1	193,12	34,25
	23,1	193,12	34,25
	17,60	193,12	34,25
V10	16,7	193,12	34,25
V13	78,72	377,95	67,03

Continua

Vigas	V _d (kN)	V _{Rd2} (kN)	V _c (kN)
V18	21,78	266,30	47,22
V19	12,24	193,12	34,25
	12,24	193,12	34,25
V20	34,01	226,51	40,17
	30,66	226,51	40,17
	28,24	226,51	40,17
	36,83	226,51	40,17
	22,95	226,51	40,17
V21	59,40	340,73	60,42
	65,52	339,33	60,17
	48,99	339,33	60,17
	40,28	340,73	60,42
V22	14,55	266,30	47,22
	19,53	266,30	47,22
	20,82	266,97	47,33
V23	5,61	193,12	34,25

Fonte: Do próprio autor

Tabela 10 – Dimensionamento manual da armadura transversal das vigas da cobertura

Vigas	V _d (kN)	V _{Rd2} (kN)	V _c (kN)
V1	19,10	340,73	60,42
	12,70	340,73	60,42
V3	30,46	392,01	69,51
	10,80	399,21	70,79
	36,15	392,01	69,51
V4	27,81	266,30	47,22
V6	11,10	192,53	34,14
V7	14,50	193,12	34,25
V8	22,10	192,53	34,14
	15,20	193,12	34,25
	9,50	193,12	34,25
V10	9,00	193,12	34,25
V13	50,57	389,67	69,10
V18	13,12	266,30	47,22
V19	6,98	193,12	34,25
	6,98	193,12	34,25
V20	15,01	226,51	40,17
	14,44	226,51	40,17
	13,58	226,51	40,17
	16,52	226,51	40,17
	9,47	226,51	40,17
V21	36,51	340,73	60,42
	40,28	340,07	60,30
	30,10	340,73	60,42
	24,77	340,73	60,42
V22	11,13	266,30	47,22
	11,16	266,30	47,22
	7,81	266,97	47,33
V23	1,02	193,12	34,25

Fonte: Do próprio autor

- Resultados quanto aos pilares do 3º pavimento e da cobertura

As Tabelas 11 e 12 apresentam, o dimensionamento da armadura longitudinal para os pilares do último e 3º pavimentos, respectivamente.

Tabela 11 – Dimensionamento da armadura longitudinal da cobertura na direção x

Pilares	Esbeltez	$M_{d,topo}$ (kN.m)	As (cm ²)
P1=P2=P29=P30	57,06	12,98	3,35
P3=P6=P25=P28	48,50	8,29	3,2
P4=P5=P26=P27	57,06	14,43	3,35
P7=P10=P21=P24	57,06	5,22	3,35
P8=P9=P22=P23	48,50	15,80	3,35
P11=P12	57,06	5,19	2,72
P13=P18	57,06	9,01	2,72
P14=P17	57,06	2,10	2,72
P15=P16	57,06	5,69	2,72
P19=P20	57,06	3,25	2,72

Fonte: Do próprio autor

Tabela 12 – Dimensionamento da armadura longitudinal do 3º pavimento na direção x

Pilares	Esbeltez	$M_{d,topo}$ (kN.m)	As (cm ²)
P1=P2=P29=P30	57,06	22,40	5,58
P3=P6=P25=P28	48,50	11,68	3,68
P4=P5=P26=P27	57,06	33,90	7,37
P7=P10=P21=P24	57,06	12,47	3,13
P8=P9=P22=P23	48,50	26,84	3,2
P11=P12	57,06	8,69	3,13
P13=P18	57,06	14,87	3,13
P14=P17	57,06	3,50	2,72
P15=P16	57,06	11,01	3,13
P19=P20	57,06	7,76	3,13

Fonte: Do próprio autor

4.3. DIMENSIONAMENTO COM O SOFTWARE EBERICK

Após os resultados obtidos no cálculo manual, foi feito o cálculo através do Eberick. Primeiramente foram inseridas a quantidade de pavimentos suas respectivas alturas. Em seguida, foram lançados os pilares, vigas e lajes com suas determinadas pré-dimensões e cargas nas lajes e cargas de paredes. Depois de lançado todos os dados, foi feito o dimensionamento da estrutura, no qual foram identificadas algumas incompatibilidades na concepção, inicialmente os pilares P3, P6, P25 e P28 estavam como pilares de extremidade e passaram a ser intermediários. Desta maneira, foi necessária a alteração de algumas dimensões e a alteração

de alguns parâmetros sugeridos pelo programa até que não fossem apresentados erros e/ou avisos de dimensionamento.

- Resultados quanto as lajes do pavimento tipo e da cobertura

As Tabelas 13 e 14 apresentam, respectivamente, os momentos fletores atuantes nas lajes dos pavimentos tipo e da cobertura.

Tabela 13 – Momentos fletores nas lajes do pavimento tipo obtidos no Eberick

Lajes	Momentos (kNm)			
	M_{xd}	M_{yd}	$M_{x'd}$	$M_{y'd}$
L1=L4=L19=L20	5,03	5,40	16,60	12,30
L2=L3=L21=L22	2,59	0,80	9,00	5,00
L5=L8=L14=L17	2,49	0,90	10,30	4,40
L6=L7=L15=L16	4,33	2,00	13,90	4,50
L9=L10=L13=L18	2,57	1,00	5,20	5,40
L11	1,21	0,00	6,70	1,90
L12	2,74	1,30	5,70	4,40

Fonte: Do próprio autor

Tabela 14 – Momentos fletores nas lajes da cobertura obtidos no Eberick

Lajes	Momentos (kN.m)			
	M_{xd}	M_{yd}	$M_{x'd}$	$M_{y'd}$
L1=L4=L19=L20	3,14	3,10	10,40	6,80
L2=L3=L21=L22	1,58	0,40	5,50	3,00
L5=L8=L14=L17	2,17	0,70	7,60	3,10
L6=L7=L15=L16	1,31	1,20	5,30	2,40
L9=L10=L13=L18	1,76	1,50	4,00	0,90
L11	1,96	0,90	4,00	3,50
L12	0,90	0,00	3,00	1,30
L13	1,37	0,00	3,00	1,20
L14	1,59	0,60	3,30	2,00

Fonte: Do próprio autor

As Tabelas 15 e 16 apresentam, respectivamente, as áreas de aço necessárias para as lajes dos pavimentos tipo e da cobertura.

Tabela 15 – Área de aço das lajes no pavimento tipo obtidas no Eberick

Lajes	Áreas de aço (cm ²)			
	$A_{sx \text{ final}}$	$A_{sy \text{ final}}$	$A_{sx' \text{ final}}$	$A_{sy' \text{ final}}$
L1=L4=L19=L20	1,61	2,33	7,83	6,10
L2=L3=L21=L22	0,90	0,90	3,71	2,15
L5=L8=L14=L17	0,90	0,90	4,31	1,53
L6=L7=L15=L16	1,38	0,90	6,14	1,57
L9=L10=L13=L18	0,90	0,90	2,05	2,34
L11	1,35	0,90	2,67	1,90
L12	0,90	0,90	2,25	1,54

Fonte: Do próprio autor

Tabela 16 – Área de aço das lajes da cobertura obtidas no Eberick

Lajes	Áreas de aço (cm ²)			
	A _{sx} final	A _{sy} final	A _{sx'} final	A _{sy'} final
L1=L4=L19=L20	0,98	1,09	5,15	2,99
L2=L3=L21=L22	0,90	0,90	0,00	1,41
L5=L8=L14=L17	0,90	0,90	3,03	1,05
L6=L7=L15=L16	0,90	0,90	2,05	0,82
L9=L10=L13=L18	0,90	0,90	1,28	0,00
L11	0,90	0,90	1,28	1,21
L12	0,90	0,90	0,95	1,30
L13	1,35	0,90	0,96	0,00
L14	0,90	0,90	1,03	0,66

Fonte: Do próprio autor

- Resultados quanto as vigas do pavimento tipo e da cobertura

As Tabelas 17 e 18 apresentam, respectivamente, os momentos fletores atuantes nas vigas e respectivas áreas de aço longitudinal necessárias para as vigas dos pavimentos tipo e da cobertura.

Tabela 17 – Dimensionamento no Eberick da armadura longitudinal positiva das vigas do pavimento tipo

Vigas	Vão	Cálculo Eberick		
		M _d (kN.m)	A _s (cm ²)	Bitola
V1	1	28,85	1,48	2φ10,0
	2	18,90	1,28	4φ6,3
V3	1	88,02	4,77	4φ12,5
	2	88,02	4,77	4φ12,5
V4	1	31,05	2,15	7φ6,3
V6	1	15,40	1,42	3φ8,0
V7	1	11,94	1,09	4φ6,3
V8	1	13,84	1,27	4φ6,3
	2	7,25	0,77	3φ6,3
	3	7,61	0,77	3φ6,3
V10	1	8,02	0,77	3φ6,3
V13	1	94,43	5,48	11φ8,0
V18	1	13,77	1,02	2φ8,0
V19	1	6,80	0,77	3φ6,3
	2	6,80	0,77	3φ6,3
V20	1	8,86	0,9	2φ8,0
	2	7,29	0,9	2φ8,0
	3	7,29	0,9	2φ8,0
	4	8,86	0,9	2φ8,0
V21	1	43,04	2,24	3φ10,0
	2	43,04	2,24	3φ10,0
V22	1	15,28	1,02	2φ8,0
	2	12,09	1,02	2φ8,0
	3	16,30	1,02	2φ8,0
V23	1	6,80	0,77	3φ6,3

Fonte: Do próprio autor

Tabela 18 – Dimensionamento no Eberick da armadura longitudinal positiva das vigas da cobertura

Viga	Vão	Cálculo Eberick		
		M_d (kN.m)	A_s (cm ²)	Bitola
V1	1	19,43	1,28	4 ϕ 6,3
	2	18,90	1,28	4 ϕ 6,3
V3	1	54,13	2,89	6 ϕ 8,0
	2	54,13	2,89	6 ϕ 8,0
V4	1	21,14	1,39	3 ϕ 8,0
V6	1	11,02	1,00	2 ϕ 8,0
V7	1	8,25	0,77	3 ϕ 6,3
V8	1	10,39	0,94	2 ϕ 8,0
	2	6,80	0,77	3 ϕ 6,3
	3	5,40	0,77	3 ϕ 6,3
V10	1	6,80	0,77	3 ϕ 6,3
V13	1	65,90	3,58	7 ϕ 8,0
V18	1	12,09	1,02	2 ϕ 8,0
V19	1	6,80	0,77	3 ϕ 6,3
	2	6,80	0,77	3 ϕ 6,3
V20	1	8,00	0,90	2 ϕ 8,0
	2	7,10	0,90	2 ϕ 8,0
	3	7,10	0,90	2 ϕ 8,0
	4	8,00	0,90	2 ϕ 8,0
V21	1	26,11	1,34	3 ϕ 8,0
	2	26,11	1,34	3 ϕ 8,0
V22	1	12,09	1,02	2 ϕ 8,0
	2	10,50	1,02	2 ϕ 8,0
	3	16,70	1,02	2 ϕ 8,0
V23	1	6,80	0,77	3 ϕ 6,3

Fonte: Do próprio autor

As Tabelas 19 e 20 apresentam, respectivamente, os esforços cortantes atuantes nas vigas e respectivas áreas de aço transversal necessárias para as vigas dos pavimentos tipo e da cobertura.

Tabela 19 – Dimensionamento no Eberick da armadura transversal das vigas do pavimento tipo

Vigas	V_d (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_c (kN)
V1	45,05	339,33	60,17
	20,08	340,70	60,42
V3	91,27	390,54	69,25
	19,78	399,21	70,79
	92,64	398,13	70,6
V4	77,95	258,61	45,86
V6	18,03	192,53	34,14
V7	27,37	193,16	34,25
V8	53,28	193,16	34,25
	36,87	193,16	34,25
	27,24	193,16	34,25
V10	20,09	193,12	34,25
V13	85,04	377,99	67,03
V18	39,47	266,30	47,22

Continua

Vigas	V _d (kN)	V _{Rd2} (kN)	V _c (kN)
V19	22,6	193,16	34,25
	22,6	193,16	34,25
V20	51,75	226,51	40,17
	41,02	226,51	40,17
	41,1	226,51	40,17
	52,06	226,51	40,17
	39,8	226,51	40,17
V21	30,9	340,73	60,42
	79,83	339,33	60,17
	77,93	339,33	60,17
	30,42	340,73	60,42
V22	40,56	266,30	47,22
	49,17	266,30	47,22
	72,34	266,93	47,33
V23	8,21	193,12	34,25

Fonte: Do próprio autor

Tabela 20 – Dimensionamento no Eberick da armadura transversal das vigas da cobertura

Vigas	V _d (kN)	V _{Rd2} (kN)	V _c (kN)
V1	25,97	340,70	60,42
	13,51	340,70	60,42
V3	52,77	392,01	69,51
	13,63	399,21	70,79
	53,32	392,01	69,51
V4	45,74	266,30	47,22
V6	10,94	192,53	34,14
V7	15,48	193,16	34,25
V8	36,46	192,53	34,14
	26,64	193,16	34,25
	11,6	193,16	34,25
V10	10,19	193,16	34,25
V13	51,52	389,67	69,1
V18	22,32	266,30	47,22
V19	14,3	193,16	34,25
	14,3	193,16	34,25
V20	39,88	226,51	40,17
	32,84	226,51	40,17
	28,9	226,51	40,17
	28,63	226,51	40,17
	17,64	226,51	40,17
V21	18,94	340,73	60,42
	48,26	340,07	60,3
	45,89	340,73	60,42
	18,28	340,73	60,42
V22	21,75	266,30	47,22
	25,86	266,30	47,22
	50,56	266,93	47,33
V23	1,95	193,16	34,25

Fonte: Do próprio autor

- Resultados quanto aos pilares do 3º pavimento e da cobertura

As Tabelas 21 e 22 apresentam, o dimensionamento da armadura longitudinal para os pilares do último e 3º pavimentos, respectivamente.

Tabela 21 – Dimensionamento da armadura longitudinal da cobertura na direção x

Pilares	Esbeltez	$M_{d,topo}$ (kN.m)	As (cm ²)
P1=P2=P29=P30	56,99	16,45	7,85
P3=P6=P25=P28	48,44	26,54	9,42
P4=P5=P26=P27	56,99	16,19	7,36
P7=P10=P21=P24	56,99	7,13	4,71
P8=P9=P22=P23	48,44	18,84	4,71
P11=P12	56,99	8,08	3,14
P13=P18	56,99	12,48	4,71
P14=P17	56,99	3,81	3,14
P15=P16	56,99	4,15	3,14
P19=P20	56,99	4,95	3,14

Fonte: Do próprio autor

Tabela 22 – Dimensionamento da armadura longitudinal do 3º pavimento na direção x

Pilares	Esbeltez	$M_{d,topo}$ (kN.m)	As (cm ²)
P1=P2=P29=P30	56,99	19,29	7,85
P3=P6=P25=P28	48,44	31,37	8,04
P4=P5=P26=P27	56,99	21,95	7,36
P7=P10=P21=P24	56,99	10,35	4,71
P8=P9=P22=P23	48,44	20,59	4,71
P11=P12	56,99	8,69	3,14
P13=P18	56,99	12,06	3,14
P14=P17	56,99	6,74	3,14
P15=P16	56,99	6,09	3,14
P19=P20	56,99	6,78	3,14

Fonte: Do próprio autor

4.4 ANÁLISES DOS RESULTADOS

- Quanto as lajes do pavimento tipo e da cobertura

Os resultados do momento negativo e positivo e da armadura positiva e negativa do pavimento tipo e da cobertura foram comparados e representados nas Tabelas 23 e 24.

Tabela 23 – Comparativo Eberick-Manual das lajes do pavimento tipo

Lajes	EBERICK-MANUAL			
	M_{xd}	M_{yd}	$M_{x'd}$	$M_{y'd}$
L1=L4=L19=L20	0,15	2,02	5,46	2,76
L2=L3=L21=L22	1,99	0,67	8,00	4,4
L5=L8=L14=L17	0,05	0,13	5,29	0,89
L6=L7=L15=L16	0,93	1,1	7,86	0,54
L9=L10=L13=L18	0,61	0,05	0,94	2,22
L11	0,8	-0,28	5,77	1,11
L12	0,4	-0,45	5,7	-0,04

Fonte: Do próprio autor

Tabela 24 – Comparativo Eberick-Manual das lajes da cobertura

Lajes	EBERICK-MANUAL			
	M_{xd}	M_{yd}	$M_{x'd}$	$M_{y'd}$
L1=L4=L19=L20	0,19	1,06	3,66	1,04
L2=L3=L21=L22	1,18	0,3	4,8	2,55
L5=L8=L14=L17	0,26	0,1	3,59	0,44
L6=L7=L15=L16	0,49	0,7	2,12	0,30
L9=L10=L13=L18	-0,14	1,5	-0,17	-0,30
L11	0,42	0,16	0,67	1,01
L12	0,66	-0,17	2,45	0,83
L13	1,03	-0,12	2,29	0,70
L14	0,5	-0,06	0,92	0,01

Fonte: Do próprio autor

Analisando-se as tabelas 23 e 24 percebeu-se que os momentos fletores positivo no eixo x e y dos métodos automatizado e manual são próximos, porém, para os momentos negativos houveram diferenças significativas entre os dois métodos.

Essa discrepância de resultados nos momentos negativos refere-se ao referencial que se baseia cada método adotado nos cálculos, pois no dimensionamento manual, através das tabelas, as lajes são consideradas painéis isolados, engastadas perfeitamente e apoiadas em vigas indeformáveis. Diferentemente do dimensionamento no Eberick, que considera a rigidez à torção e à flexão das lajes, a continuidade entre as lajes, adota a situação mais desfavorável com relação aos apoios e considera a rigidez à flexão e à torção das vigas.

- Quanto as vigas do pavimento tipo e da cobertura

Os resultados do dimensionamento das armaduras transversais e longitudinais do pavimento tipo e da cobertura estão representados nas Tabelas 25 e 26.

Tabela 25 – Comparativo Eberick-Manual da armadura longitudinal positiva das vigas do pavimento tipo

Vigas	Vão	EBERICK-MANUAL	
		M_d (kN.m)	A_s (cm ²)
V1	1	9,81	0,21
	2	13,58	0,01
V3	1	-13,45	-3,63
	2	-13,45	-3,63
V4	1	4,89	0,36
V6	1	7,84	0,66
V7	1	2,42	0,23
V8	1	-1,42	-0,14
	2	0,53	0,01
	3	3,69	0,01
V10	1	1,58	0,01

V13	1	-18,83	-1,26
V18	1	4,67	0,00
V19	1	2,87	0,01
	2	2,87	0,01
V20	1	2,23	0,00
	2	1,29	0,00
	3	1,29	0,00
	4	2,23	0,00
V21	1	-2,07	-0,12
	2	-2,07	-0,12
V22	1	7,66	0,00
	2	9,56	0,00
	3	11,55	0,00
V23	1	5,82	0,01

Fonte: Do próprio autor

Tabela 26 – Comparativo Eberick-Manual da armadura longitudinal positiva das vigas da cobertura

Viga	Vão	EBERICK-MANUAL	
		M _d (kN.m)	As (cm ²)
V1	1	8,09	0,01
	2	15,54	0,01
V3	1	-34,07	-1,94
	2	-34,07	-1,94
V4	1	4,73	0,32
V6	1	6,54	0,24
V7	1	2,37	0,01
V8	1	0,03	0,00
	2	3,44	0,01
	3	3,30	0,01
V10	1	3,30	0,01
V13	1	-4,24	-0,24
V18	1	6,63	0,00
V19	1	4,56	0,01
	2	4,56	0,01
V20	1	2,27	0,00
	2	3,02	0,00
	3	3,02	0,00
	4	2,27	0,00
V21	1	-1,61	-0,08
	2	-1,61	-0,08
V22	1	8,02	0,00
	2	9,09	0,00
	3	14,17	0,00
V23	1	6,62	0,01

Fonte: Do próprio autor

Observando as tabelas, percebemos que os momentos fletores de cálculo são diferentes, e isso deve-se ao carregamento diferenciado entre o Eberick e o cálculo manual, ação está que já vem resultando desde as lajes. O Eberick, como já mencionado, calcula as vigas e os pilares através de um pórtico espacial, e o método manual de forma isolada, causando diferenças nos esforços.

Consequentemente, se os esforços considerados são diferentes, as forças cortantes (Tabelas 27 e 28) também serão diferentes.

Tabela 27 – Comparativo Eberick-Manual da armadura transversal das vigas do pavimento tipo

Viga	V_d (KN)	V_{Rd2} (KN)	V_c (KN)
V1	0,53	0,00	0,00
	-8,62	-0,03	0,00
V3	-3,88	0,00	0,00
	7,11	0,00	0,00
	10,98	-0,04	0,00
V4	14,89	-0,02	0,00
V6	-0,41	0,00	0,00
V7	4,06	0,04	0,00
V8	20,18	0,04	0,00
	13,77	0,04	0,00
	9,64	0,04	0,00
V10	3,39	0,00	0,00
V13	6,32	0,04	0,00
V18	17,69	0,00	0,00
V19	10,36	0,04	0,00
	10,36	0,04	0,00
V20	17,74	0,00	0,00
	10,36	0,00	0,00
	12,86	0,00	0,00
	15,23	0,00	0,00
	16,84	0,00	0,00
V21	-28,5	0,00	0,00
	14,30	0,00	0,00
	28,94	0,00	0,00
	-9,86	0,00	0,00
V22	26,01	0,00	0,00
	29,64	0,00	0,00
	51,52	-0,04	0,00
V23	2,60	0,00	0,00

Fonte: Do próprio autor

Tabela 28 – Comparativo Eberick-Manual da armadura transversal das vigas da cobertura

Viga	V _d (KN)	V _{Rd2} (KN)	V _c (KN)
V1	6,87	-0,03	0,00
	0,81	-0,03	0,00
V3	22,31	0,00	0,00
	2,83	0,00	0,00
	17,17	0,00	0,00
V4	17,93	0,00	0,00
V6	-0,16	0,00	0,00
V7	0,98	0,04	0,00
V8	14,36	0,00	0,00
	11,44	0,04	0,00
	2,10	0,04	0,00
V10	1,19	0,04	0,00
V13	0,95	0,00	0,00
V18	9,21	0,00	0,00
V19	7,32	0,04	0,00
	7,32	0,04	0,00
V20	24,87	0,00	0,00
	18,40	0,00	0,00
	15,32	0,00	0,00
	12,11	0,00	0,00
	8,17	0,00	0,00
V21	-17,57	0,00	0,00
	7,98	0,00	0,00
	15,79	0,00	0,00
	-6,49	0,00	0,00
V22	10,62	0,00	0,00
	14,70	0,00	0,00
	42,75	-0,04	0,00
V23	0,93	0,04	0,00

Fonte: Do próprio autor

Apesar da diferença encontrada nos esforços cortantes, a diferença no dimensionamento da armadura transversal não foi tão significativa, pois em várias situações de vigas a área de aço utilizada foi a área de aço mínima.

- Quanto os pilares

Desde o dimensionamento das lajes e posteriormente das vigas, houveram diferenças nas reações, logo tem-se interferência nos pilares, pois seguindo o caminho das reações, as cargas resultantes nos pilares também foram diferentes comparando o método manual com o

Eberick. Consequentemente existem diferenças no dimensionamento dos mesmos (Tabelas 29 e 30).

Tabela 29 – Comparativo Eberick-Manual da armadura longitudinal do pavimento tipo

PAVIMENTO TIPO (3 PAVIMENTO). DIREÇÃO X			
Pilares	Esbeltez	M_{d,topo} (kN.m)	As (cm²)
P1=P2=P29=P30	-0,07	3,47	4,50
P3=P6=P25=P28	-0,06	18,25	6,22
P4=P5=P26=P27	-0,07	1,76	4,01
P7=P10=P21=P24	-0,07	1,91	1,36
P8=P9=P22=P23	-0,06	3,04	1,36
P11=P12	-0,07	2,89	0,42
P13=P18	-0,07	3,47	1,99
P14=P17	-0,07	1,71	0,42
P15=P16	-0,07	-1,54	0,42
P19=P20	-0,07	1,70	0,42

Fonte: Do próprio autor

Tabela 30 – Comparativo Eberick-Manual da armadura longitudinal da cobertura

PAVIMENTO COBERTURA. DIREÇÃO X			
Pilares	Esbeltez	M_{d,topo} (kN.m)	As (cm²)
P1=P2=P29=P30	-0,07	-3,11	2,27
P3=P6=P25=P28	-0,06	19,69	4,36
P4=P5=P26=P27	-0,07	-11,95	-0,01
P7=P10=P21=P24	-0,07	-2,12	1,58
P8=P9=P22=P23	-0,06	-6,25	1,51
P11=P12	-0,07	0,00	0,01
P13=P18	-0,07	-2,81	0,01
P14=P17	-0,07	3,24	0,42
P15=P16	-0,07	-4,92	0,01
P19=P20	-0,07	-0,98	0,01

Fonte: Do próprio autor

Apesar da diferença com relação as forças normais que acabaram resultando em momentos diferentes entre os dois métodos, as áreas de aço finais foram próximas.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DO TRABALHO

5.1. CONCLUSÕES

O estudo realizou uma análise comparativa entre as duas formas utilizadas para elaboração de projetos estruturais, os resultados para cada elemento estrutural foram obtidos seguindo as recomendações estabelecidas pela norma NBR 6118/2014. O trabalho consistiu na concepção estrutural e na determinação da área de aço e dimensões de seções obtidas para os elementos estruturais (vigas, lajes e pilares) de uma determinada edificação.

O *software* Eberick traz a possibilidade de gerar automaticamente os detalhamentos dos elementos estruturais adequados ao manuseio do usuário, havendo uma economia no tempo de produção de pranchas pois não necessita da contratação de pessoa qualificada para realizar os desenhos do detalhamento no AutoCAD. O *software* fornece planilha com gastos de materiais de projeto, relacionando o volume de concreto, peso de aço e área de forma, economizando tempo para quantificar esses itens facilitando também em planilhas orçamentárias. Apresenta também a facilidade em manipular os resultados, sendo realizável otimizar a estrutura, diminuindo, quando possível, as seções dos elementos e aspirando a economia.

Devido ao trabalho manual ter a possibilidade de apresentar mais erros e falhas, a utilização de um *software* para a execução dos cálculos é mais segura e eficiente para a realização de um projeto estrutural. Contudo, apesar de trazer grandes facilidades na elaboração do projeto, é necessário a qualificação de usuários para o manuseio do programa, pois algumas informações são fornecidas e analisadas pelo projetista.

No cálculo manual, percebeu-se algumas diferenças nas formas adotadas quando comparados ao uso do *software*, sendo a principal que no cálculo manual os elementos são, simplifiadamente, calculados isolados, enquanto que no programa adotado utiliza-se o modelo de pórtico espacial, considerando, portanto, a influência das deformações dos demais elementos no resultado final, desta maneira alterando significativamente os resultados dos dimensionamentos. Porém, pode-se perceber, que apesar de diferenças de reações em vários casos a área de aço final foram próximas.

Apesar do cálculo automatizado trazer uma grande facilidade, o manuseador do programa não fica isento dos cálculos pois é preciso alimentar o programa com dados como: pré-dimensionamento dos elementos e cargas de lajes e de paredes. Sobretudo, possuir critérios para poder identificar erros e possíveis melhorias na estrutura global.

Verificou-se através desse trabalho a possibilidade de avaliação dos resultados obtidos nos cálculos manuais, oportunizando o dimensionamento de uma edificação completa, bem como adquirir melhores conhecimentos para manusear a máquina. Embora os resultados finais, em sua maioria, tenham sido divergentes, os conhecimentos teóricos adquiridos no curso de engenharia civil e na pesquisa bibliográfica para realização deste trabalho possibilitaram que o dimensionamento no Eberick fosse rápido, uma vez que muito poucas alterações tiveram que ser realizadas na concepção original do projeto.

5.2. SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DO TRABALHO

Várias são as causas que poderão colaborar para resultados distintos, como dimensões dos elementos, concepção estrutural e carregamentos. Portanto, novos estudos devem ser realizados a fim de confrontar os resultados aqui obtidos.

Desta maneira, algumas pesquisas podem ser feitas como:

- Comparar os resultados para outras edificações;
- Comparar os resultados para elementos com dimensões diferentes;
- Comparar os resultados para elementos com mesmas dimensões, contudo com apoios de rigidezes diferentes;
- Com a recém aquisição do software TQS, comparar os resultados entre *softwares* (Eberick x TQS);

REFERÊNCIAS

- ALTOQI. Sobre o AltoQi Eberick V9. **AltoQi: Tecnologia aplicada à engenharia**. Florianópolis, jul. 2014. Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br/software/projeto-estrutural/eberick-v9>>. Acesso em: maio 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto** - procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, 2003
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, 2007
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do Concreto Armado**. 2006. 98f. Estruturas de Concreto I, Curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia, da Universidade Estadual Paulista – UNESP, Campus de Bauru, 2006.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Pilares de concreto armado**. Bauru, UNESP, 2014. 104p
- CAMARA, José Noronha. **Estruturas de Betão I**. DECIVIL, 2014, 289p
- CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO FILHO, J.R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR6118:2003. 3.ed. São Carlos, EdUFSCar, 2007.
- Concepção estrutural de edifícios**. São Paulo, USP, 2015. 48p. Disponível em: <http://www.lem.ep.usp.br/pef2303/pef2303_concepcao%20t.pdf> Acesso em: outubro 2016.
- CYPECAD - Software para Cálculo Estrutural e Projeto Estrutural**. Disponível em: <<http://www.multiplus.com/Software/cypecad/>> Acesso em: outubro 2016.
- FRANCO, **Da régua de cálculo ao BIM, o que mudou na engenharia?** 2012. Disponível em <<http://www.cimentoitambe.com.br/da-regua-de-calculo-ao-bim-o-que-mudou-na-engenharia/>> Acesso em setembro 2016.
- GIONGO, José Samuel. **Concreto Armado: Projeto estrutural de edifícios**. São Carlos, USP, 2007. 184p.
- KOERICH, **7 passos de preparação para a utilização de software na elaboração de projetos estruturais**. Disponível em: < <http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/ebook-7-passos-utilizacao-software-para-projetos-estruturais/>> Acesso em: outubro 2016.
- KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**: cálculos de edifícios com uso de sistemas computacionais. Editora PINI, 632 p. São Paulo, 2007.
- LARANJEIRAS, **Concreto soluções duráveis**. Bahia, 2010. Disponível em: <<http://www.creaba.org.br/Artigo/33/Concreto--Solucoes-duraveis.aspx>>. Acesso em setembro de 2016.
- MARINS, K.R.C.; TAKAHASHI, R.I.; RIBEIRO, T.G. **Referência para cálculo de concreto armado**. São Paulo, USP, 2000. 16p
- PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. 387 p. Departamento de Engenharia de Estruturas de São Carlos, 2003

PRESSMAN, Roger S. **Engenharia de software: uma abordagem profissional**. 7 ed. Porto Alegre: Bookmn, 2011. 780 p.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **A concepção estrutural e a arquitetura**. Editora Zigurate, 272p. São Paulo, 2000.

SILVA, Mauro César de Brito. **O concreto armado como material estrutural**. UNITAU, 2010. 64p.

Software para análise estrutural e dinâmica, linear e não-linear por elementos finitos.

Disponível em: <<http://www.multipius.com/Software/sap2000/>> Acesso em: outubro 2016

TQS INFORMÁTICA. **Sistema CAD/ TQS – Manual do Usuário**. São Paulo, 2010.

Disponível em <<http://www.tqs.com.br/>> Acesso em outubro de 2016.