FUNDAÇÃO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS - FUPAC
FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS DE UBÁ
ENGENHARIA CIVIL

JÚLIO FRANCISCO MENEZES

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE CÁLCULO MANUAL E CÁLCULO ATRAVÉS DO SOFTWARE EBERICK PARA UMA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

UBÁ/MG
2017

JÚLIO FRANCISCO MENEZES

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE CÁLCULO MANUAL E CÁLCULO ATRAVÉS DO SOFTWARE EBERICK PARA UMA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Fundação Presidente Antônio Carlos – FUPAC, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador (a): Dr. Erika Maria Carvalho Silva Gravina.

UBÁ/MG
2017

Resumo

Sendo o responsável por garantir segurança, estabilidade e durabilidade para uma construção, o projeto estrutural vem passando por um grande avanço no que diz respeito à análise, dimensionamento e detalhamento de uma estrutura. Esse fato deve-se ao desenvolvimento de softwares para cálculos estruturais, proporcionando assim a elaboração de projetos estruturais de forma rápida e eficiente, visto que, praticamente, todos os processos de cálculos manuais foram automatizados. Desse modo, esse trabalho tem por objetivo realizar um estudo comparativo do cálculo de uma estrutura em concreto armado feito de forma manual e por um software comercial, o Eberick. Diante dos resultados obtidos por meio desse estudo, conclui-se que no contexto geral o software Eberick para os dias atuais é o mais recomendado para a elaboração do projeto estrutural proposto neste trabalho.

Palavras-chave: Projeto Estrutural. Concepção. Análise. Dimensionamento.

Abstract

Being the responsible for ensuring safety, stability and durability for a building, the structural design has been going through a great advance in regards to the analysis, sizing and detailing of a structure. This fact is due to the development of software for structural calculations, providing the design of structural projects quickly and efficiently, since, practically, all manual calculation processes were automated. Therefore, this study aimed to carry out a comparative study of the calculation of a structure in reinforced concrete made manually and by commercial software, the Eberick. Considering the results obtained in this study, it is concluded that in the general context, the Eberick software, nowadays, is the most recommended for the elaboration of the structural project proposed in this study.

Keywords: Structural Design. Conception. Analysis. Sizing.

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é um dos principais materiais construtivos utilizado na engenharia estrutural, destacando-se por apresentar características como resistência e durabilidade e seu processo de execução ser relativamente fácil. É composto a partir da junção do concreto simples, responsável por absorver as tensões de compressão e o aço, responsável por absorver as tensões de tração, onde o comportamento estrutural do concreto armado se prende à aderência entre esses dois materiais, isto é, que o trabalho de resistir aos esforços solicitantes sejam desempenhados simultaneamente.

O projeto estrutural resume-se na concepção, análise, dimensionamento, detalhamento dos elementos estruturais (lajes, vigas, pilares, fundações) responsáveis por suportar as cargas da edificação e transmitir os esforços solicitantes para o solo. Desse modo, dimensionar uma estrutura em concreto armado consiste na determinação das seções de concreto e aço de tal forma que a estrutura proporcione segurança, estabilidade, durabilidade, qualidade e, que seja o mais econômica possível.

Os modos de se analisar e dimensionar uma estrutura vêm se aperfeiçoando com o passar dos anos. Há algum tempo, os cálculos estruturais eram realizados manualmente. Os profissionais utilizavam apenas do recurso de réguas de cálculo, calculadoras e livros. Além do mais, era um processo demorado que demandava bastante tempo para o dimensionamento e detalhamento de toda a estrutura.

Com o avanço tecnológico nos últimos anos, a engenharia de estruturas passou por um grande progresso no que se refere a novos métodos de cálculo estrutural. Isso se deve ao desenvolvimento de softwares, onde praticamente todos os processos de cálculos manuais foram automatizados, proporcionando rapidez, praticidade e maior precisão no dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais.

Atualmente, não é muito usual desenvolver cálculos de uma estrutura absolutamente de forma manual, devido ao tempo necessário para sua elaboração e devido também à complexidade de algumas estruturas. No entanto, evidencia-se que os softwares não vieram substituir os conceitos do cálculo estrutural, mas sim para auxiliar o profissional, visto que nada substitui seu conhecimento técnico.

Desse modo, esse trabalho tem por objetivo realizar um estudo comparativo do cálculo de uma estrutura em concreto armado feito de forma manual e por um software comercial, o Eberick.

O tema foi escolhido não somente devido à importância do conhecimento que o profissional precisa ter a respeito do comportamento dos elementos que compõem uma estrutura em concreto armado, mas também devido à importância de analisar qual método se adequa mais à atualidade, visto que prazo, qualidade e custo são fatores muito importantes no ramo da construção civil.

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 Concreto armado

2.1.1 Características do concreto armado

O concreto armado é um dos materiais construtivos mais utilizados no campo da engenharia de estruturas. Apresenta excelentes características como resistência, durabilidade e facilidade de execução. Além do mais, sua composição torna-o moldável, isto é, adequa-se a vários formatos estruturais, possibilitando uma grande variabilidade na elaboração de projetos arquitetônicos.

O concreto simples, composto por cimento, água, agregado miúdo (areia), agregado graúdo (brita) e/ou aditivos tem como principal característica a resistência à compressão, no entanto, apresenta baixa resistência à tração, cerca de 10% do valor resistido pela compressão. Desse modo, torna-se necessário associar ao concreto simples um material que resista bem aos esforços de tração e que apresente uma boa capacidade de deformação, nesse caso, o aço, surgindo a partir daí o concreto armado (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 21) o concreto armado é “obtido por meio da associação entre o concreto simples e armadura convenientemente colocada (armadura passiva), de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes”.

Essa solidariedade que envolve o conceito do concreto armado está diretamente relacionada com a aderência entre a superfície do concreto e do aço, assegurando com que ambos trabalhem de forma conjunta quando forem solicitados. Portanto, a aderência entre os materiais será a encarregada de transferir as tensões de tração não absorvidas pelo concreto para as armaduras, permitindo um comportamento monolítico da estrutura.

Outro ponto interessante é que, além do concreto absorver as tensões de compressão, ele cumpre o papel de proteger o aço contra a oxidação. Mas, para que isso ocorra de forma satisfatória, é necessário um cobrimento mínimo de concreto, que irá depender da classe de agressividade do ambiente. Isso torna um dos principais fatores relativos à durabilidade da estrutura em concreto armado (ARAÚJO, vol. 1, 2010).

Como todo material construtivo, o concreto armado também apresenta algumas desvantagens. Dentre as principais, estão: peso próprio elevado, difícil execução em serviços de reformas ou demolições. É indispensável o uso de fôrmas e escoramentos, em que devem

permanecer no mesmo lugar até o concreto atingir a resistência apropriada (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

2.1.2 Normas para concreto armado

As normas de concreto armado têm a finalidade de regulamentar e padronizar procedimentos de modo a assegurar que a edificação apresente características como segurança, funcionalidade e durabilidade.

As principais normas brasileiras relacionadas ao concreto armado de acordo com Botelho e Marchetti (2015) são:

- ABNT NBR 6118: 2014, Projeto de estruturas de concreto – procedimento;
- ABNT NBR 14931: 2004, Execução de estruturas de concreto – procedimento;
- ABNT NBR 6120: 1980 Versão Corrigida: 2000, Cargas para o cálculo de edificações;
- ABNT NBR 7191: 1982, Execução de desenhos para obras de concreto simples e armado;
- ABNT NBR 5732: 1991, Cimento Portland comum;
- ABNT NBR 7480: 2007, Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação;
- ABNT NBR 12655: 2015, Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento;
- ABNT NBR 15146-3: 2012, Controle tecnológico de concreto – Qualificação de pessoal;
- ABNT NBR 15696: 2009, Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos.

2.2 Elementos estruturais em concreto armado

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 23) os elementos estruturais “são peças, geralmente com uma ou duas dimensões preponderantes sobre as demais (vigas, lajes, pilares etc.), que compõem uma estrutura”. Cada elemento possui uma função estrutural, e são classificados de acordo com suas dimensões e geometria.

Os elementos estruturais podem ser classificados em: elementos lineares, elementos bidimensionais e elementos tridimensionais. Essa classificação é determinada de acordo com

a geometria, que são relacionados a partir do comprimento, altura e espessura (BASTOS, 2006).

- **Elementos lineares**

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 83), os elementos lineares "são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominados barras". Os exemplos mais comuns de elementos lineares em estruturas de concreto armado são as vigas e os pilares.

- **Elementos bidimensionais**

Os elementos bidimensionais, que também podem ser chamados de elementos de superfície, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 84) são os "elementos em que uma dimensão, usualmente chamada de espessura, é relativamente pequena em face das demais". Os exemplos mais comuns de elementos bidimensionais em estruturas de concreto armado são as lajes.

- **Elementos tridimensionais**

Ao contrário dos outros elementos, os elementos tridimensionais são aqueles que possuem suas três dimensões (comprimento, altura, espessura) na mesma ordem de grandeza. Os exemplos mais comuns de elementos tridimensionais em estruturas de concreto armado são as sapatas e os blocos de fundação (BASTOS, 2006).

2.2.1 Lajes

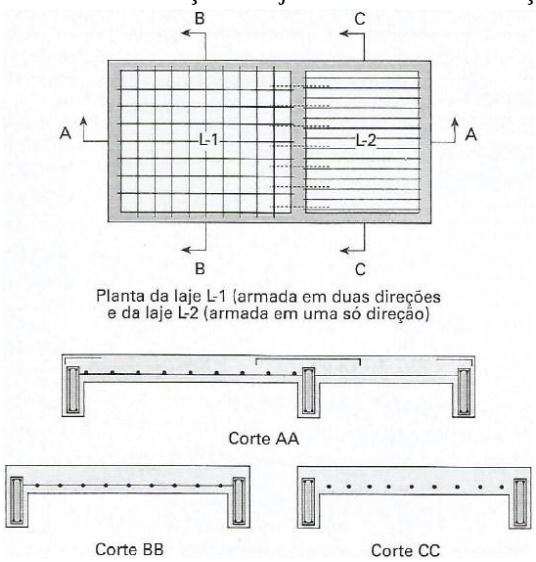
As lajes são elementos estruturais bidimensionais em forma de placas, que são solicitadas por cargas perpendiculares ao seu plano. Sua principal função é receber essas cargas, que são provenientes da aplicação das cargas que atuam sobre a estrutura de acordo com o seu uso (pessoas, móveis, equipamentos, entre outros), juntamente com seu peso próprio, e transmiti-las para as vigas ou pilares (BOTELHO; MARCHETTI, 2015).

Os tipos de lajes em concreto armado mais comuns nas construções são: maciças, pré-moldadas, nervuradas e cogumelo. A escolha da laje a ser utilizada vai de acordo com a

funcionalidade da obra, visando à economia e segurança, onde deverá ser analisado durante a elaboração e desenvolvimento do projeto.

A laje maciça é totalmente preenchida por concreto e aço, em que segundo Botelho e Marchetti (2015) apresentam dois tipos: as lajes armadas em duas direções (LDD), que são para as lajes em que sua maior dimensão não ultrapassa o dobro da outra, sendo composta por armadura principal nos dois sentidos, e as lajes armadas em uma direção (LUD), que são para as lajes em que uma dimensão é maior do que o dobro da outra, sendo composta por armadura principal no sentido do menor vão e uma armadura secundária no outro sentido. Na FIG. 1 observa-se o posicionamento das armaduras na laje armada em duas direções e na laje armada em uma direção.

Figura 1 – Laje armada em duas direções e laje armada em uma direção respectivamente

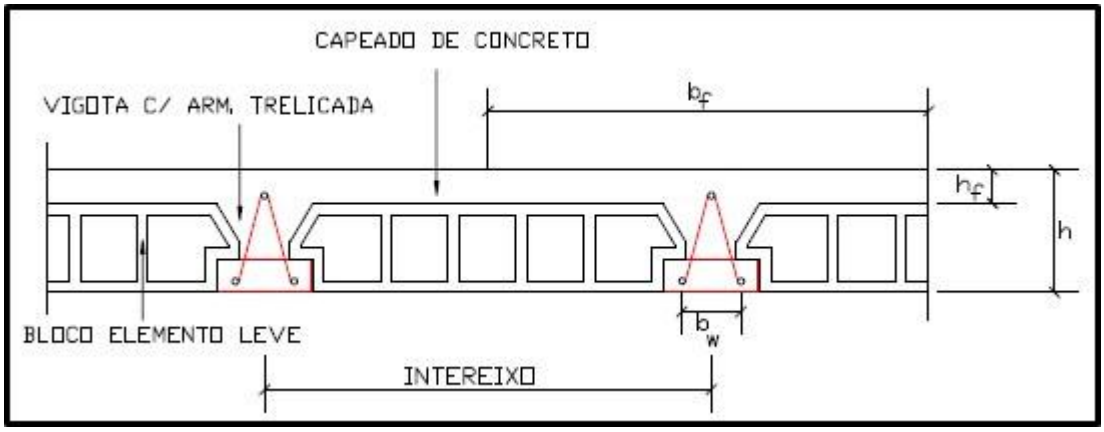


Fonte: (BOTELHO; MARCHETTI, 2015, p. 141).

As lajes pré-moldadas são constituídas por elementos pré-fabricados, chamadas de vigotas pré-moldadas, que podem ser encontradas no mercado em concreto armado com seção T invertida, em concreto protendido e em forma de treliça (CUNHA, 2012).

Dentre as citadas, a mais utilizada é laje treliçada, constituída por nervuras onde as vigotas são armadas no formato de uma treliça com uma base de concreto, e as lajes são preenchidas por materiais de enchimento, como por exemplo o isopor e blocos cerâmicos. Esse tipo de laje vem sendo bastante utilizada na construção civil, apresentando características como: economia de concreto, resultando na diminuição das cargas nas fundações, economia de fôrmas e quase não necessita de escoramentos (BASTOS, 2006). Na FIG. 2 observa-se a seção transversal de uma laje treliçada.

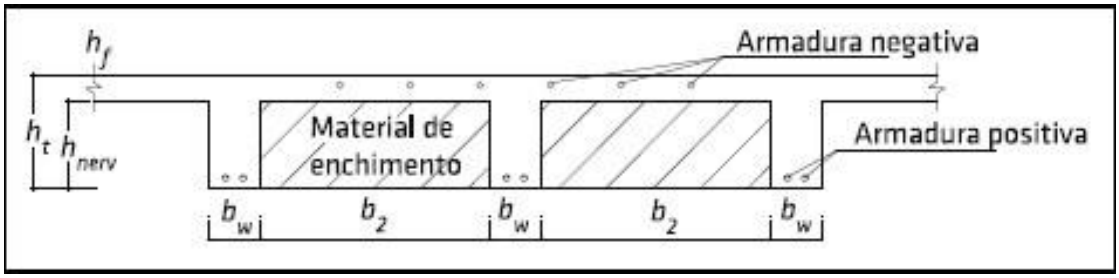
Figura 2 – Seção transversal da laje treliçada



Fonte: (ALBUQUERQUE, 1999, p. 31).

A laje nervurada é utilizada em casos em que é necessário reduzir as cargas na estrutura, economizar concreto e ainda vencer grandes vãos, geralmente entre 7 m e 15 m. A sua parte inferior é constituída por nervuras, que podem ou não ser preenchidas por materiais de baixo peso específico, como o isopor por exemplo, não interferindo na resistência. Elas podem ser moldadas no local ou podem ser pré-moldadas (FERNANDES; PORTO, 2015). Na FIG. 3 observa-se a seção transversal de uma laje nervurada.

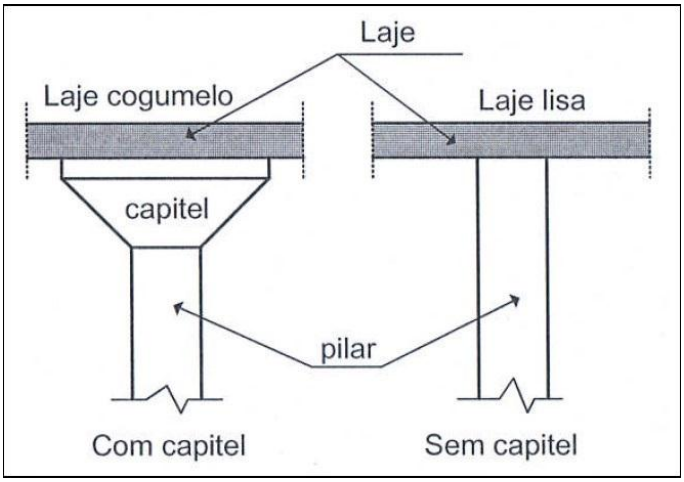
Figura 3 – Seção transversal de uma laje nervurada



Fonte: (FERNANDES; PORTO, 2015, p. 90).

A laje cogumelo fica apoiada diretamente nos pilares, sem a presença de vigas. O pilar que recebe esse tipo de laje tem sua seção aumentada em seu topo, chamado de capitel, com a função de aumentar a resistência devido à punção da laje. Quando não é feito o aumento da seção no topo do pilar, a laje passa a ser denominada de laje lisa. A laje cogumelo ou laje lisa possui uma maior rapidez de execução, mas por não possuir vigas de apoio, acabam tendo uma espessura maior e estão sujeitas a maiores deformações (ARAÚJO, vol. 2, 2010). Na FIG. 4 observa-se a diferença da laje cogumelo para a laje lisa.

Figura 4 – Laje cogumelo e lisa



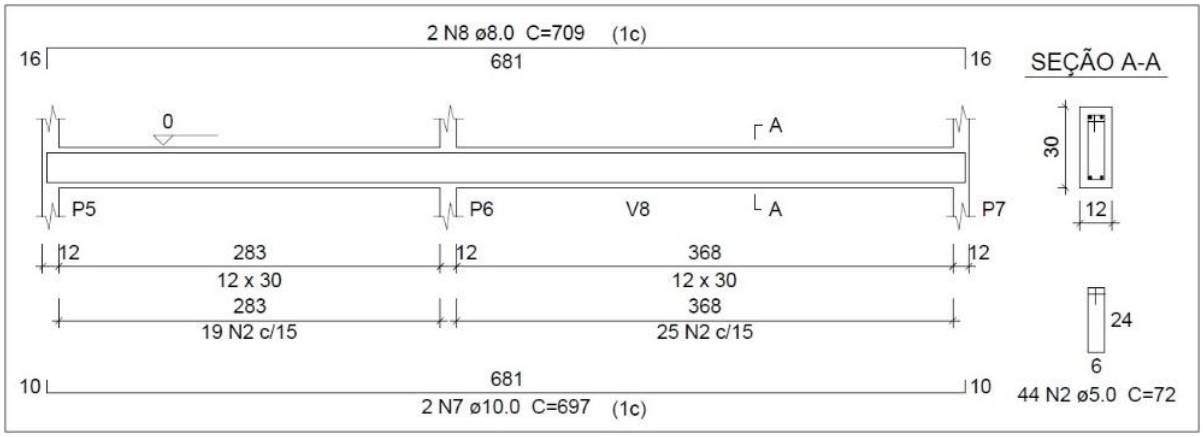
Fonte: (ARAÚJO, vol. 2, 2010)

2.2.2 Vigas

As vigas são elementos estruturais lineares, consideradas como barras, sendo normalmente retas e horizontais, que recebem as cargas provenientes das lajes e das paredes de alvenaria e tem a função de transmitir essas cargas, juntamente com seu peso próprio para os pilares (BASTOS, 2006).

Nas vigas de concreto armado, as armaduras são compostas por barras longitudinais, que são chamadas de armadura longitudinal, responsável por resistir aos esforços de tração e pelos estribos, chamados de armadura transversal, responsável por resistir aos esforços cisalhantes. Na FIG. 5 observa-se o detalhamento de uma viga.

Figura 5 – Detalhamento de uma viga



Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

2.2.3 Pilares

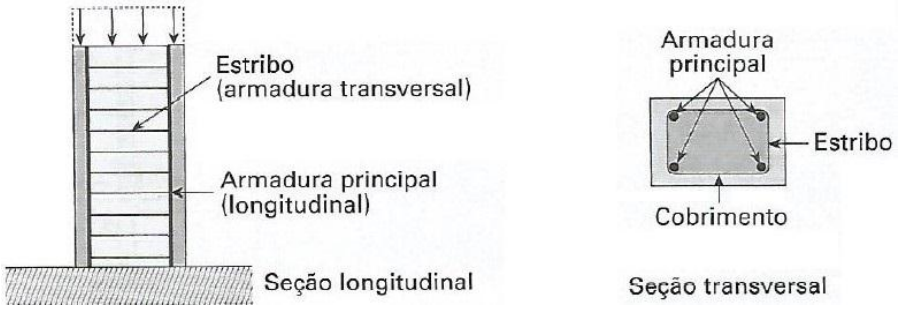
De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 84), os pilares são “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”. Sua função é suportar além de seu peso próprio, as cargas resultantes das vigas e lajes, e partir disso, transmitir tais cargas para as fundações.

Os pilares podem ser executados por diferentes formatos de seção transversal, sendo as mais comuns as seções quadradas, retangulares e circulares, onde estão diretamente ligados com a resistência e a flambagem.

> A flambagem é um fenômeno que pode ser observado em peças esbeltas (área da seção transversal muito menor do que o comprimento da peça) quando estas são solicitadas por forças de compressão axial, ocorrendo um deslocamento lateral na direção mais esbelta da peça (FERNANDES; PORTO, 2015, p. 97).

Nos pilares de concreto armado, além do concreto, tendo como principal função combater os esforços de compressão, existem dois tipos de armaduras, que são: as armaduras longitudinais, com a finalidade de combater uma possível flambagem do pilar, e as armaduras transversais (estribos), que têm a finalidade de ajudar a combater uma possível flambagem do pilar, servindo também como auxílio construtivo (BOTELHO; MARCHETTI, 2015). Na FIG. 6 é possível observar como é a seção longitudinal e transversal de um pilar.

Figura 6 – Disposição de um pilar



Fonte: (BOTELHO; MARCHETTI, 2015, p. 366).

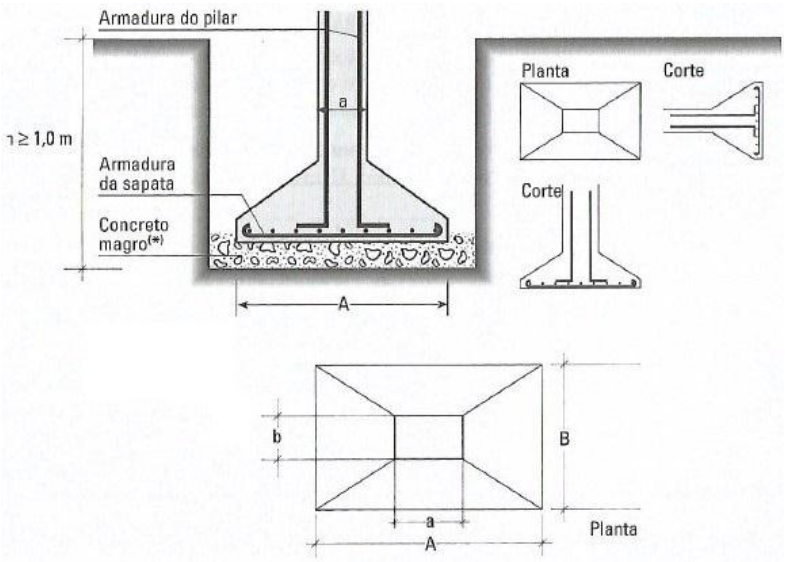
2.2.4 Fundações

A fundação é o elemento estrutural responsável em transmitir ao terreno as cargas da superestrutura, onde são escolhidas e dimensionadas de acordo com as cargas da edificação e das características do solo.

As fundações podem ser rasa ou profunda. A fundação rasa é utilizada quando as primeiras camadas do solo apresentam resistência suficiente para suportar as cargas da edificação. Já a fundação profunda é utilizada quando as camadas resistentes do solo se encontram a uma determinada profundidade (FERNANDES; PORTO, 2015).

O tipo mais comum de fundação rasa é a sapata isolada, que é basicamente uma placa de concreto em que suas dimensões são da mesma ordem de grandeza. Esse tipo de fundação trabalha a flexão e recebe as ações de apenas um pilar e as transfere para o solo. Seu formato pode ser quadrado, retangular e até mesmo circular, sendo escolhido de acordo com o formato do pilar ou por questões construtivas (REBELLO, 2008). Na FIG. 7, observam-se os detalhes de uma sapata isolada.

Figura 7 – Detalhe de uma sapata isolada

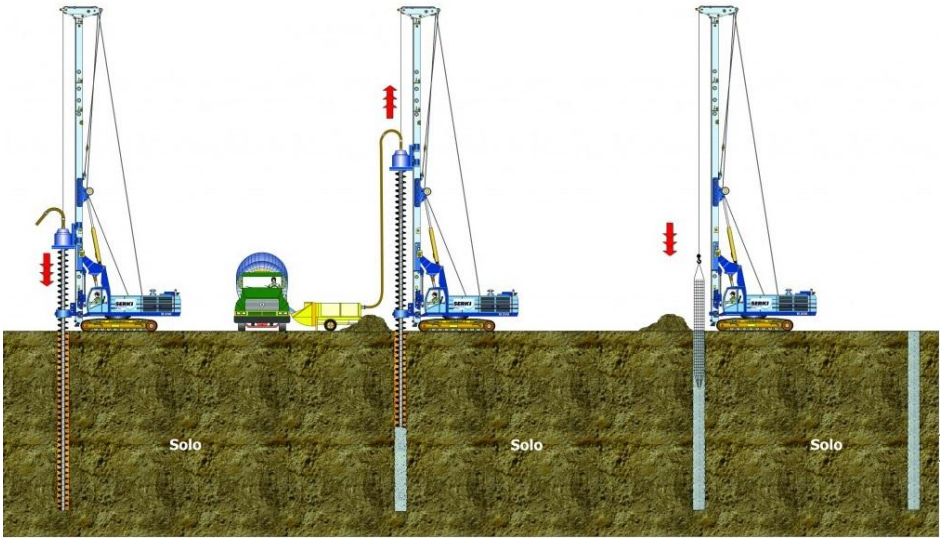


Fonte: (BOTELHO; MARCHETTI, 2015, p. 439).

Já para a fundação profunda, as mais utilizadas são: estaca hélice contínua e estaca pré-moldada. A estaca hélice contínua, de acordo com Rebello (2008) é executada por um equipamento que perfura o solo por meio de um trado com formato de hélice. Quando se chega na profundidade adequada, é iniciada a concretagem juntamente com a retirada da hélice, onde a armadura é colocada após a concretagem da estaca.

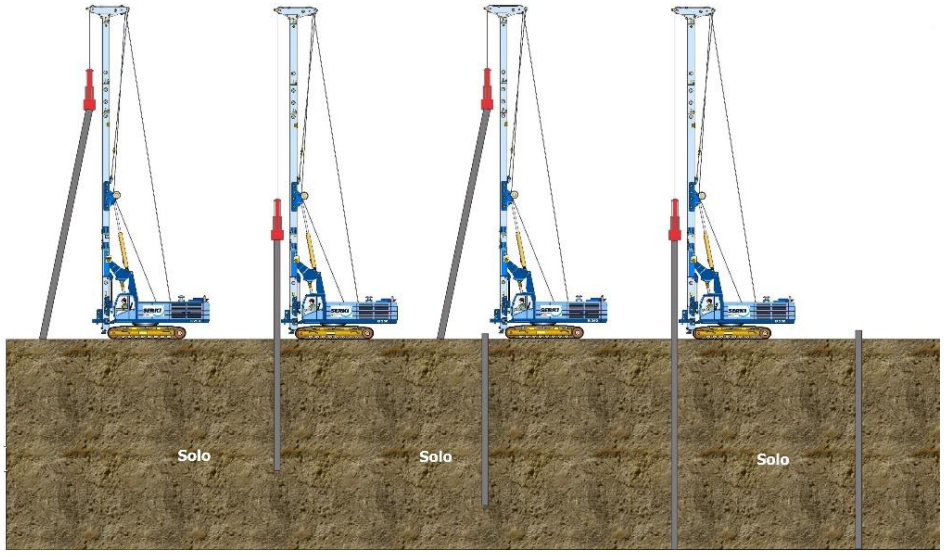
Já a estaca pré-moldada vai para a obra pronta, onde é cravada no solo por um equipamento chamado de bate-estaca, podem ser de madeira aço ou concreto (REBELLO, 2008). Nas FIG. 8 e FIG. 9 é possível observar o processo executivo das estacas hélice contínua e pré-moldadas respectivamente.

Figura 8 – Processo executivo da estaca hélice contínua



Fonte: SERKI FUNDAÇÕES ESPECIAIS (2017)[1]

Figura 9 – Processo executivo da estaca pré-moldada



Fonte: SERKI FUNDAÇÕES ESPECIAIS (2017)[2]

2.3 Projeto estrutural

O desenvolvimento de um projeto estrutural divide-se em algumas etapas fundamentais como: concepção, análise, dimensionamento, detalhamento, e emissão das plantas, no qual essa última etapa refere-se ao resultado final do projeto estrutural, onde serão impressas as plantas compostas pelos desenhos contendo o detalhamento de toda a estrutura (KIMURA, 2007).

[1] Disponível em: < http://serki.com.br/servicos/helice-continua/>. Acesso em: 07 set. 2017.
[2] Disponível em: < http://serki.com.br/servicos/estavas-cravadas/ >. Acesso em: 07 set. 2017.

2.3.1 Concepção estrutural

A concepção estrutural é desenvolvida antes do dimensionamento da estrutura, sendo considerada uma das etapas mais importantes no processo da elaboração de um projeto estrutural. De acordo com Kimura (2007), esta etapa consiste em estabelecer os tipos de materiais a serem empregados na estrutura, definir as ações que a edificação estará sujeita a receber, definir o posicionamento e determinar o pré-dimensionamento dos elementos estruturais.

Para Rebello (2000), a concepção de uma estrutura deve-se ser feita levando em consideração alguns fatores, como custo, possibilidades construtivas e estética.

> A concepção estrutural pode ser um procedimento bastante pessoal, subjetivo mesmo, mas de maneira geral não é o melhor caminho; a discussão de ideias com outros profissionais, gera troca de experiências que podem contribuir para uma solução mais aprimorada (REBELLO, 2007, p. 309).

2.3.2 Análise estrutural

A análise estrutural é a etapa do cálculo dos esforços solicitantes na estrutura provenientes das ações por meio de um modelo estrutural adotado. É através dos resultados obtidos na análise estrutural que se dimensiona a estrutura, portanto, é de extrema importância saber todas as ações que podem atuar na estrutura (MARTHA, 2010 *apud* FRANÇA JÚNIOR, 2015).

De acordo com Kimura (2007), existem vários modelos estruturais que podem ser adotados para a análise de uma estrutura, modelos esses que vão desde os mais simples até os mais complexos.

Alguns exemplos de modelos estruturais: método aproximado mais viga contínua, grelhas de vigas e lajes e pórtico espacial.

O método aproximado mais viga contínua é muito utilizado no cálculo manual, pois se trata de um modelo relativamente simples, em que os elementos são analisados de forma independente. A análise estrutural desse método é realizada de acordo com Kimura (2007) da seguinte forma:

- Os esforços solicitantes nas lajes são determinados através de tabelas baseadas em métodos aproximados, como as tabelas de Czerny;
- Os esforços solicitantes das vigas são determinados por meio de vigas contínuas;

- Os esforços das lajes são transferidos para as vigas por áreas de influência;
- As reações originadas nos apoios das vigas são transferidas como cargas concentradas para os pilares.

É um modelo estrutural relativamente simples, sendo de fácil compreensão os caminhos que as cargas irão percorrer até serem descarregadas no solo e o comportamento dos elementos estruturais em função das cargas aplicadas. Porém, esse método acaba sendo limitado para o cálculo de estruturas mais complexas (KIMURA, 2007).

A grelha de vigas e lajes, também chamado de analogia de grelhas, de acordo com Kimura (2007, p. 118) "é composto por elementos lineares dispostos no plano horizontal do piso que simulam as vigas e as lajes, formando uma malha de barras submetida a cargas verticais". Os esforços gerados através das cargas verticais são distribuídos para as vigas por meio das deformações das lajes. Trata-se de um modelo analisado de forma simples quando se utilizam recursos dos softwares.

O modelo estrutural de pórtico espacial é geralmente utilizado como análise estrutural dos softwares comerciais, em que se avalia o comportamento global da estrutura, permitindo assim, uma análise estrutural mais realista. Além disso, esse modelo estrutural, diferente dos modelos citados, permite a aplicação de ações horizontais em todas as direções da edificação (KIMURA, 2007).

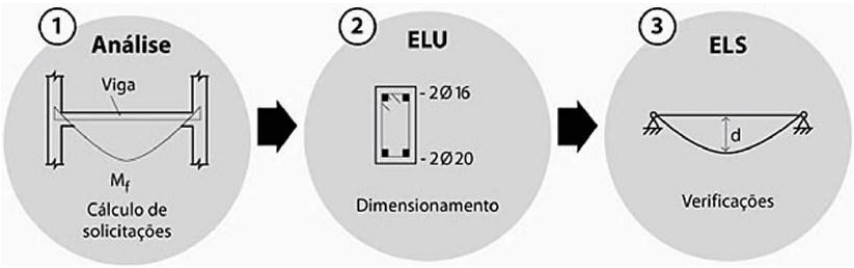
2.3.3 Dimensionamento e detalhamento

Segundo Botelho e Marchetti (2015), o dimensionamento de uma estrutura em concreto armado consiste na determinação das seções de concreto e aço de tal forma que a estrutura não sofra rompimento, que seja, o mais econômica possível e funcional, proporcionando uma estrutura estável e segura.

Quando a estrutura não atende aos critérios citados, significa que foi atingido o estado limite, ou seja, a estrutura não satisfaz às condições previstas, tornando-se imprópria. A estrutura apresenta dois tipos de estados limites. O primeiro é o estado limite último (ELU), que está relacionado com o colapso parcial ou total da estrutura, correspondendo à máxima capacidade resistente da estrutura. O segundo é o estado limite de serviço (ELS), em que a estrutura não sofre colapso, ou seja, não foi atingida sua capacidade resistente máxima, porém, apresenta grandes deformações e trincas, causando desconforto ao usuário e à aparência da estrutura. A estrutura deve ser dimensionada de acordo com o ELU (SANTOS, 2014).

De acordo com Kimura (2007), nos projetos estruturais em concreto armado, os estados limites citados devem ser aplicados da seguinte maneira: primeiramente faz-se a análise estrutural para a determinação dos esforços solicitantes, depois se dimensiona a estrutura para o ELU, por fim, faz-se uma verificação para o ELS. Na FIG. 10 observa-se a aplicação dos estados limites na elaboração de um projeto estrutural.

Figura 10 – Aplicação dos estados limites



Fonte: (KIMURA, 2007, p. 64)

Terminado o dimensionamento, o próximo passo é fazer o detalhamento de toda a estrutura, que consiste nos desenhos dos elementos estruturais, devendo conter todas informações necessárias para que a estrutura seja executada na maneira correta. No detalhamento deve conter: planta de fôrma, planta de locação, detalhes das armaduras longitudinais e transversais, seções de concreto e aço, posição das armaduras, relação da quantidade de materiais.

2.3.4 Métodos de cálculo

A cada dia que passa, os modos de se dimensionar uma estrutura vêm se aperfeiçoando. Há algum tempo, os cálculos estruturais eram realizados manualmente. Os profissionais utilizavam apenas do recurso de réguas de cálculo, calculadoras e livros. Com o avanço tecnológico nos últimos anos, a engenharia de estruturas passou por um grande progresso no desenvolvimento de softwares para projetos estruturais, onde praticamente todos os processos de cálculos manuais foram automatizados. Com isso, nos dias de hoje, não é muito usual o desenvolvimento de cálculos de uma estrutura absolutamente de forma manual, devido ao tempo necessário para sua elaboração e devido também à complexidade de algumas estruturas (FREITAS *et al*., 2014).

No entanto, é interessante ressaltar que “o software não substitui e jamais substituirá o papel do Engenheiro. O software não consegue distinguir a estrutura boa da ruim – serve

apenas para automatizar os cálculos e refinar as análises" (KIMURA, 2007, p. 44). Cabe ao engenheiro definir a estrutura, e a partir disso, fornecer ao software todas as informações necessárias para o processamento da estrutura, como: propriedades dos materiais, cobrimento da armadura, lançamento da estrutura, que vai desde a inserção da arquitetura até a inserção dos elementos estruturais (posicionados como determinado na fase de concepção), lançamento das cargas.

Desse modo, foi realizado o cálculo de uma estrutura em concreto armado para uma residência unifamiliar, utilizando o método de cálculo manual e um software comercial, fazendo uma comparação dos resultados que cada método apresentou, como: tempo de execução e consumo de materiais.

O cálculo da estrutura proposta utilizando o método manual foi baseado no livro Concreto Armado Eu Te Amo, volume 1, 8ª edição de 2015, dos autores Manoel Henrique Campos Botelho e Osvaldemar Marchetti, que utiliza o modelo estrutural do método aproximado mais viga contínua para a análise da estrutura. Para fins dos desenhos e detalhamentos, foi utilizado o software AutoCAD.

Atualmente, há uma variedade de softwares comerciais disponíveis no mercado, e para o cálculo da estrutura proposta foi adotado o software Eberick.

2.3.4.1 Eberick

> O software comercial Eberick, é um produto da empresa AltoQi, líder no mercado nacional em soluções para projetos estruturais. Conta com diversos recursos de cálculo, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais de concreto armado moldados in loco e pré-moldado. Dessa maneira, o software possibilita o cálculo completo dos elementos de fundações, pilares, vigas e lajes (COSTA, 2016, p. 161).

De acordo com a AltoQi (2017)[3] o software Eberick dispõe de várias características, como: visualização tridimensional da estrutura formada, a estrutura é analisada através do modelo estrutural de pórtico espacial, dimensionamento feito de acordo com a NBR 6118 de 2014, possibilidade de edição das ferragens no detalhamento dos elementos, geração dos quantitativos de materiais, geração de pranchas, geração de relatórios, e além disso pode ser integrado por vários módulos, indo de acordo com o tipo e a necessidade dos projetos.

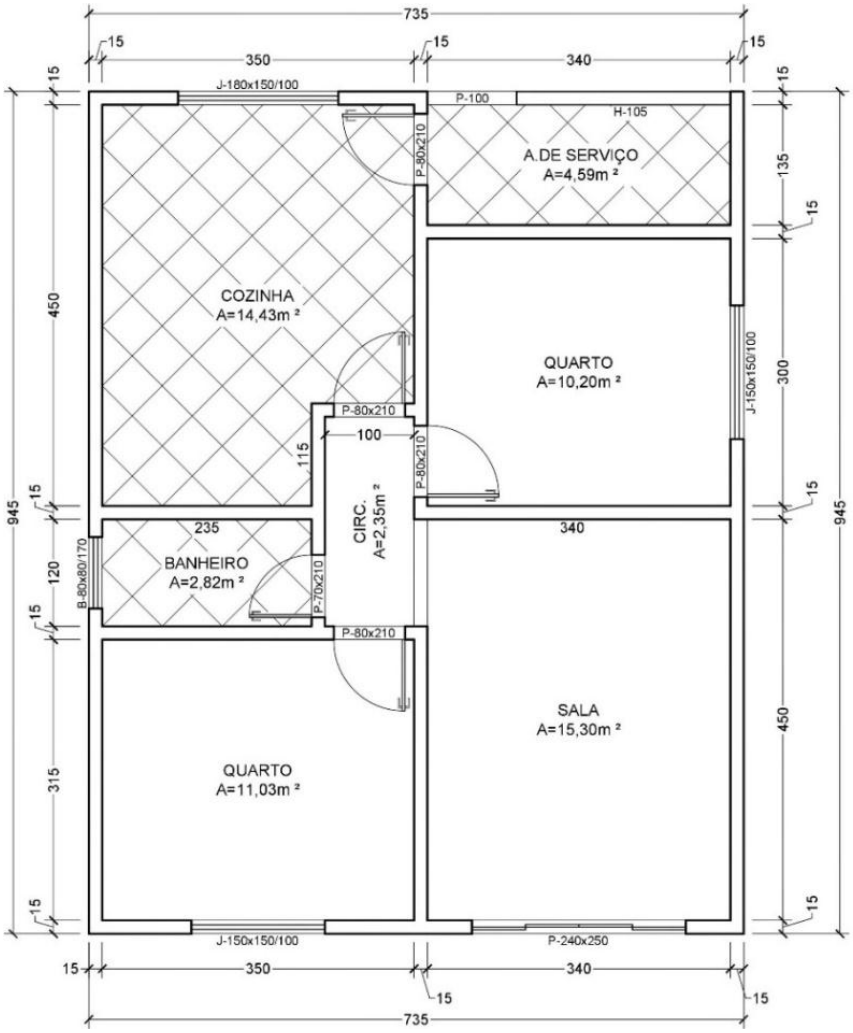
[3] http://help.altoqi.com.br/eberick/

2.4 Dados do projeto

2.4.1 Descrição do projeto

O projeto em estudo trata-se de uma residência unifamiliar constituída de dois quartos, uma sala, uma cozinha, um banheiro e uma área de serviço, totalizando 69,46 m² de área construída, que pode ser observada na FIG.11 através da planta baixa.

Figura 11 – Planta baixa



Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

2.4.2 Elementos estruturais adotados

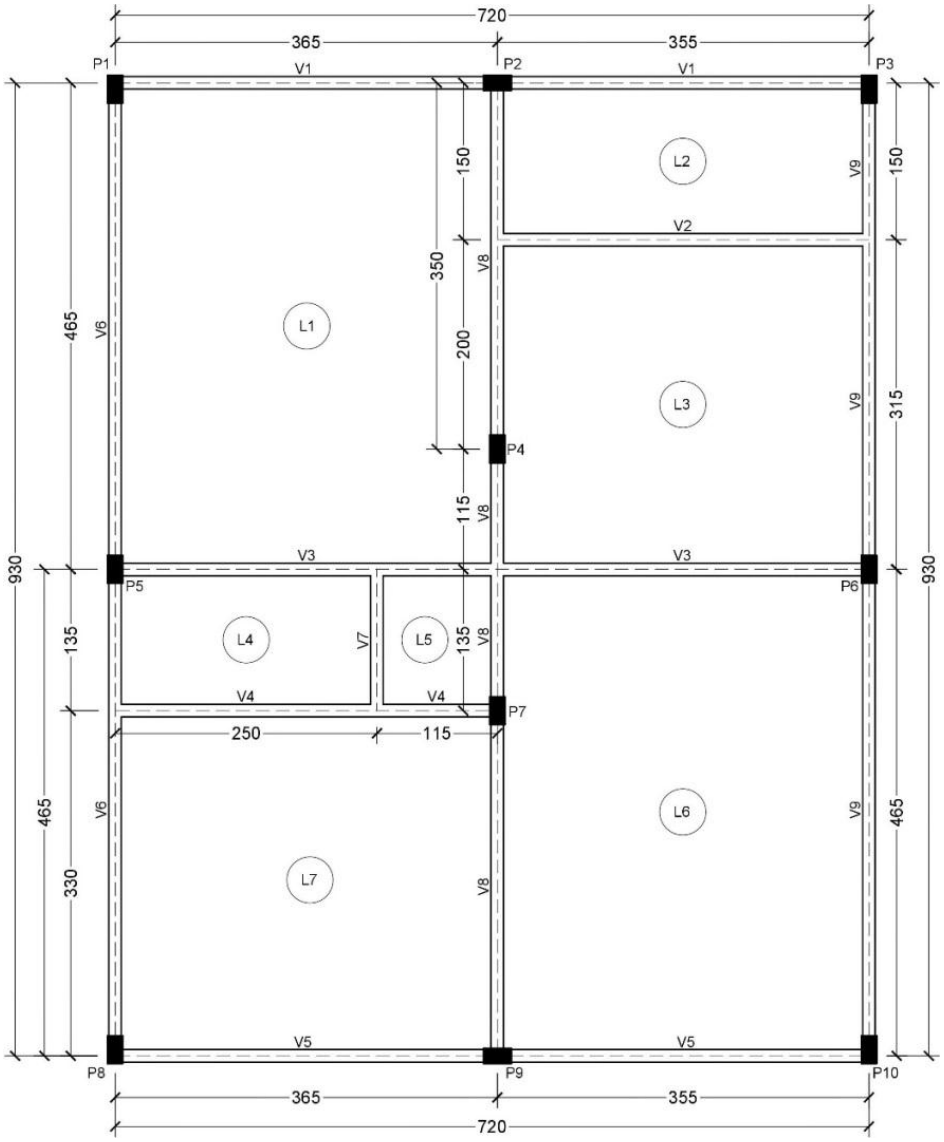
Para o dimensionamento da estrutura do projeto em questão, todos os elementos estruturais serão em concreto armado, no qual será considerado a laje maciça, e a fundação rasa, com a utilização de sapatas isoladas.

2.4.3 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento é a etapa em que se estimam as dimensões dos elementos estruturais. Tanto o método de cálculo manual, quanto o método de cálculo através do software Eberick, utilizarão as dimensões determinadas no pré-dimensionamento como um ponto de partida para o início do dimensionamento da estrutura.

Antes do início do pré-dimensionamento é necessário posicionar os elementos estruturais, no qual de acordo com Albuquerque (1999) devem ser posicionados de modo a buscar uma estrutura funcional e o mais econômica possível, mas não esquecendo das condições colocadas pela arquitetura do projeto. Na FIG. 12 observa-se o posicionamento dos elementos estruturais.

Figura 12 – Posicionamento dos elementos estruturais



Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

2.4.3.1 Pré-dimensionamento das lajes

Para as lajes maciças, a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 74) estabelece os limites mínimos de espessura, onde as mais usuais são:

- 7 cm para lajes de cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 KN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 KN.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), se os apoios forem considerados como rígidos quanto a translação vertical, o vão efetivo da laje pode ser determinado através da equação 1:

$$L_{ef} = L_0 + A_1 + A_2 \qquad (1)$$

Onde:

Lef = vão efetivo da laje;

Lo = comprimento entre faces internas dos apoios;

A_1 = menor valor entre largura do primeiro apoio dividido por 2 e a altura vezes 0,3;

A_2 = menor valor entre largura do último apoio dividido por 2 e a altura vezes 0,3.

Para o dimensionamento das lajes, será considerado Lx a menor dimensão da laje em questão, e Ly a maior dimensão da laje em questão.

Tendo os vãos das lajes, é definido então se as mesmas terão armaduras principais nas duas direções, ou se terão armadura principal em um sentido e armadura secundária no outro sentido. Botelho e Marchetti (2015) utilizam as relações 2 e 3 descritas abaixo para determinar o tipo de armadura que será adotada para as respectivas lajes.

$$\mathrm{LDD} = \frac{\mathrm{Ly}}{\mathrm{Lx}} \leq 2 \qquad (2) \qquad\qquad \mathrm{LUD} = \frac{\mathrm{Ly}}{\mathrm{Lx}} > 2 \qquad (3)$$

Onde:

LDD = laje armada em duas direções;

LUD = laje armada em uma direção.

A laje L1 do projeto em estudo possui em sua menor dimensão (Lx) um valor de 365 cm e possui em sua maior dimensão (Ly) um valor de 465 cm. Fazendo a relação demonstrada acima, chega-se à conclusão de que a laje L1 é LDD, ou seja, terá armadura principal nas duas direções, visto que sua maior dimensão não ultrapassou o dobro da menor dimensão. Para as outras lajes, foi feito o mesmo processo, que será apresentado através da TAB. 1.

Tabela 1 – Tipo de laje quanto ao tamanho

LAJE	Lx (cm)	Ly (cm)	Relação Ly/Lx	Tipo de Laje
L1	365	465	1,27	LDD
L2	150	355	2,37	LUD
L3	315	355	1,13	LDD
L4	135	250	1,85	LDD
L5	115	135	1,17	LDD
L6	355	465	1,31	LDD
L7	330	365	1,11	LDD

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Segundo Botelho e Marchetti (2015), o pré-dimensionamento das lajes maciças é obtida através de uma fórmula prática, onde é estimada a espessura mínima para início dos cálculos, como se pode ver na equação 4.

$$\text{h mínimo} = \frac{\text{Lx}}{40} \qquad (4)$$

Onde:

h mínimo = espessura mínima da laje maciça (cm);

Lx = menor lado da laje retangular (cm).

A menor dimensão (Lx) da laje L1 do projeto em estudo possui um valor de 365 cm. Resolvendo a equação 4 para a laje L1, temos:

$$\text{h mínimo} = \frac{365}{40} = 9{,}13 \text{ cm}$$

Para a laje L1 foi encontrada uma espessura de 9,13 cm, mas como não é usual utilizar um valor que não seja inteiro, será adotado uma espessura de 10 cm. Para as demais lajes, foi

feito mesmo processo descrito acima, onde os resultados das espessuras adotadas estão apresentados na TAB. 2, sendo atendidos os limites mínimos de espessura da NBR 6118.

Tabela 2 – Espessura adotada para as lajes

LAJE	Lx (cm)	Ly (cm)	hmín (cm)	hadot (cm)
L1	365	465	9,13	10
L2	150	355	3,75	8
L3	315	355	7,88	8
L4	135	250	3,38	8
L5	115	135	2,88	8
L6	355	465	8,88	10
L7	330	365	8,25	10

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

2.4.3.2 Pré-dimensionamento das vigas

O projeto em estudo trata-se de uma residência térrea, ou seja, apenas um pavimento, desse modo, o pré-dimensionamento das vigas servirá tanto para as vigas do pavimento térreo, quanto para as vigas baldrame.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o vão efetivo da viga pode ser determinado através da equação 5:

$$L_{ef} = L_0 + A_1 + A_2 \qquad (5)$$

Onde:

Lef = vão efetivo da viga;

Lo = comprimento entre faces internas dos apoios;

A_1 = menor valor entre largura do primeiro apoio dividido por 2 e a altura vezes 0,3;

A_2 = menor valor entre largura do último apoio dividido por 2 e a altura vezes 0,3.

Ainda em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a dimensão mínima da largura da seção transversal das vigas é de 12 cm, mas esse valor pode ser reduzido a 10 cm, sendo respeitadas as condições impostas pela mesma. Assim sendo, tanto para as vigas do pavimento térreo, quanto para as vigas baldrames, foi adotado o valor de 12 cm para a largura da seção transversal.

Já a altura da viga, de acordo com Pinheiro (2007) é estimada de acordo com equações que são utilizadas de acordo com o seu tipo: biapoiada (eq. 6), contínua (eq. 7) e em balanço (eq. 8).

$$h = \frac{L}{10} \quad (6) \qquad h = \frac{L}{12} \quad (7) \qquad h = \frac{L}{5} \quad (8)$$

Onde:

h = altura da viga (cm);

L = comprimento maior do vão.

No projeto proposto, existem apenas vigas biapoiadas e vigas contínuas, ou seja, será utilizado apenas as equações 6 e 7 para a determinação das alturas. As vigas biapoiadas são as vigas que se apoiam em apenas dois apoios, já as vigas contínuas são as vigas que se apoiam em três ou mais apoios.

A viga V1 do projeto por estar apoiada em três apoios, terá sua altura determinada através da equação 7, utilizada para viga contínua. Assim sendo, utilizando o vão de maior comprimento, que é de 365 cm, temos:

$$h = \frac{365}{12} = 30{,}42 \text{ cm}$$

Foi encontrada para a viga V1 uma altura de 30,42 cm, mas como não é usual utilizar um valor que não seja inteiro, será adotada uma altura de 35 cm.

Já a viga V2 está apoiada sobre dois apoios apenas, portanto, terá sua altura determinada através da equação 6, utilizada para viga biapoiada. Resolvendo a equação, temos:

$$h = \frac{355}{10} = 35{,}50 \text{ cm}$$

O valor encontrado para a viga V2 foi de 35,50 cm, sendo adotado uma altura de 40 cm. Para as demais vigas, foi feito mesmo procedimento acima, de forma que as alturas adotadas das respectivas vigas estão apresentadas na TAB. 3.

Tabela 3 – Altura adotada para as vigas

VIGA	VÃO (cm)	TIPO	bw (cm)	h (cm)	hadot (cm)
V1	365	Contínua	12	30,42	35
V2	355	Biapoiada	12	35,50	40
V3	365	Contínua	12	30,42	35
V4	365	Biapoiada	12	36,50	40
V5	365	Contínua	12	30,42	35
V6	465	Contínua	12	38,75	40
V7	135	Biapoiada	12	13,50	30
V8	350	Contínua	12	29,17	40
V9	465	Contínua	12	38,75	40

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

2.4.3.3 Pré-dimensionamento dos pilares

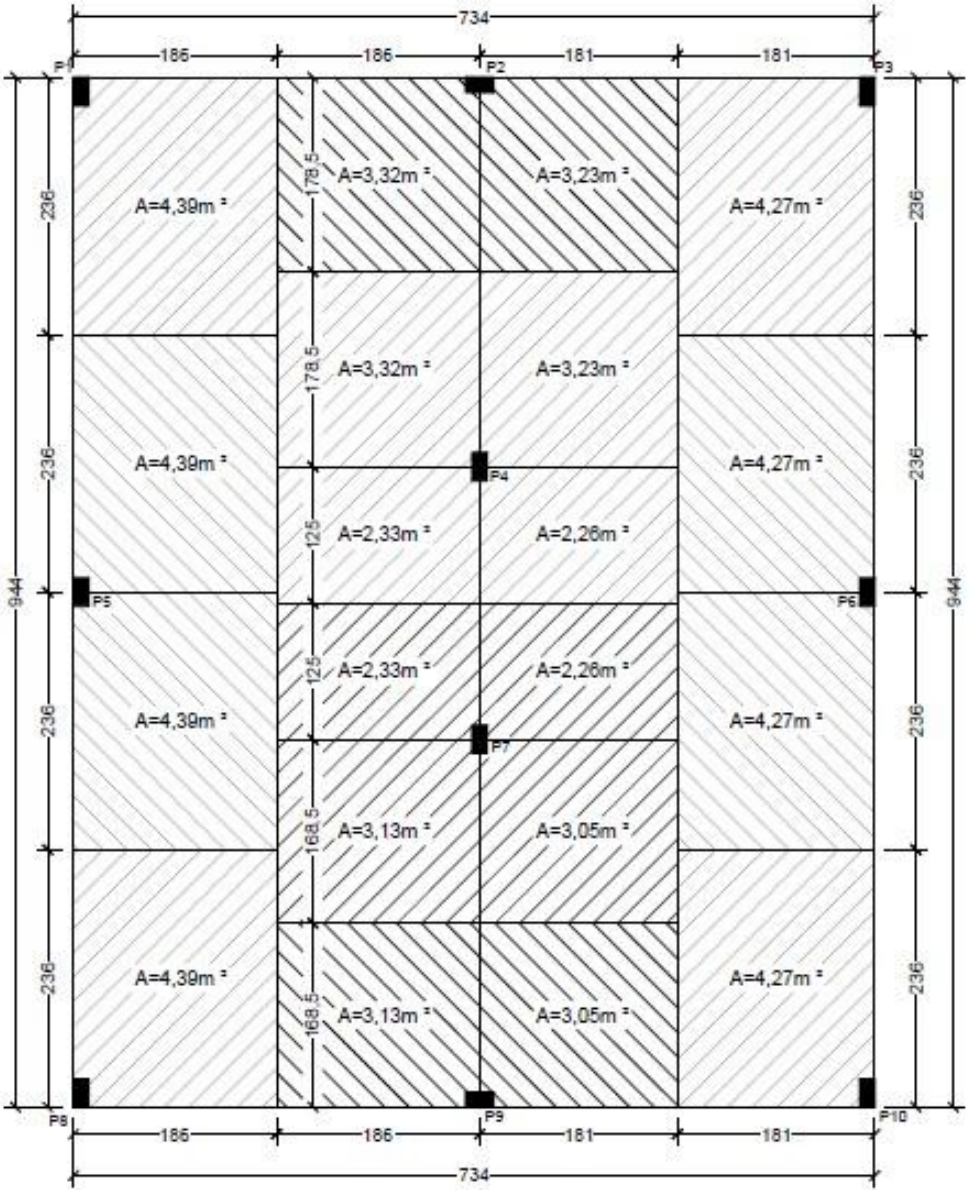
Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a dimensão mínima da largura da seção transversal dos pilares é de 19 cm, mas esse valor pode ser reduzido até 14 cm. Assim, devem-se multiplicar as solicitações por um coeficiente atribuído pela norma. Desse modo, foi adotado para os pilares o valor de 14 cm para sua menor dimensão da seção transversal.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) ainda diz que a área da seção transversal dos pilares não pode ser inferior a 360 cm².

Para estimar as seções transversais dos pilares, Fernandes e Porto (2015) utilizam o método da área de influência dos pilares, adotando a partir daí uma possível carga que terão que resistir.

O primeiro passo inicia-se com a obtenção das áreas de influência de cada pilar, processo que compreende em dividir a área total do pavimento entre os pilares de acordo com sua posição, ressaltando que quanto mais alinhados os pilares estiverem entre si, maior será a precisão das referidas áreas. Na FIG. 13 observa-se as áreas de influência dos respectivos pilares do projeto em estudo.

Figura 13 – Área de influência dos pilares



Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

O próximo passo é encontrar uma possível carga que cada pilar irá receber. Para isso, basta utilizar a equação 9:

$$N = Ai \times Q \quad (9)$$

Onde:

N = carga estimada para o pilar (t);

Ai = Área de influência dos pilares (m²);

Q = Carga adotada por área de influência (t/m²).

Nos pilares de canto (P1, P3, P8 e P10), será adotado o valor de 1 tonelada por metro quadrado por área de influência. Já para o pilar de centro (P4) e os pilares de extremidade (P2, P5, P6, P7 e P9) será adotado um valor de 1,2 toneladas por metro quadrado por área de influência, visto que são os pilares que recebem mais carga.

Tendo calculado a carga estimada para o pilar, deve-se agora encontrar a área de concreto da seção transversal dos pilares. Para isso, utiliza-se a equação 10:

$$\mathrm{Ac} = \frac{\mathrm{N}}{100} \qquad (10)$$

Onde:

Ac = Área de concreto da seção transversal (cm²);

N = Carga estimada para o pilar (Kgf).

Encontrada área de concreto, basta dividir o referido valor pela menor dimensão adotada para a seção transversal, que é 14 cm. Vale lembrar, que a área de seção transversal dos pilares deve ser no mínimo 360 cm² de acordo com a norma, portanto, caso algum valor encontrado seja menor, será adotada a área mínima. A seguir será demostrado o pré-dimensionamento do pilar P1.

O pilar P1, de acordo com a FIG. 13, possui uma área de influência de 4,39 m², e a carga adotada por área de influência será de 1 t/m². A carga estimada para o pilar será de:

$$\mathrm{N} = 4{,}39 \times 1 = 4{,}39\ \mathrm{t} = 4.390\ \mathrm{Kgf}$$

A área de concreto da seção transversal do pilar P1 será de:

$$\mathrm{Ac} = \frac{4.390}{100} = 43{,}9\ \mathrm{cm}^2$$

A área de concreto encontrada foi menor que a área de seção transversal mínima de 360 cm², portanto, dividindo a área mínima de concreto por 14 cm, que é a menor dimensão adotada para a seção transversal, o pilar P1 terá dimensão de (14 x 26) cm.

Para os demais pilares, foi realizado mesmo procedimento acima, e as seções adotadas estão apresentadas na TAB. 4.

Tabela 4 – Seção adotada para os pilares

PILAR	Q (t/m²)	Ai (m²)	N (t)	Ac (cm²)	Ac adot (cm²)	Seção Adotada (cm)
P1	1,0	4,39	4,39	43,90	360	14 x 26
P2	1,2	6,55	7,86	78,60	360	14 x 26
P3	1,0	4,27	4,27	42,70	360	14 x 26
P4	1,2	11,14	13,37	133,68	360	14 x 26
P5	1,2	8,78	10,54	105,36	360	14 x 26
P6	1,2	8,54	10,25	102,48	360	14 x 26
P7	1,2	10,77	12,92	129,24	360	14 x 26
P8	1,0	4,39	4,39	43,90	360	14 x 26
P9	1,2	6,18	7,42	74,16	360	14 x 26
P10	1,0	4,27	4,27	42,70	360	14 x 26

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

2.5 Cargas

Além do peso próprio da estrutura, foram consideradas para o cálculo do projeto em estudo as ações resultantes de uma sobrecarga de utilização, que é definida em função do tipo e do uso, peso de revestimentos e peso de paredes.

De acordo com Botelho e Marchetti (2015), para o peso próprio da estrutura em concreto armado considera-se um peso específico de 25 KN/m³. A sobrecarga foi definida através da tabela 2 da NBR 6120 (ABNT, 1980), em que foi adotada uma sobrecarga de utilização no valor de 2 KN/m², proveniente de um possível terraço que poderá ser construído posteriormente. O revestimento foi considerado tanto para o ambiente interno (teto do pavimento térreo), quanto para o ambiente externo (camada de regularização), que será constituído por uma argamassa com peso específico de 19 KN/m³ de acordo com a tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 1980) e espessura de 2 cm para cada ambiente, definido de acordo com a NBR 13749 (ABNT, 1996), em que basta multiplicar o peso específico da argamassa com a espessura do revestimento para obter o valor da carga que será aplicada na estrutura. Fazendo a multiplicação, o valor considerado para o revestimento será de 0,76 KN/m².

O peso de paredes foi considerado apenas para as vigas baldrame, sendo utilizada alvenaria de tijolos furados, que de acordo com Botelho e Marchetti (2015) possui um peso específico de 13 KN/m³ que foi multiplicado pela espessura e altura da alvenaria para a obtenção do carregamento.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), as ações provenientes dos ventos devem ser consideradas nos cálculos estruturais, porém, para o cálculo da estrutura em questão as ações dos ventos não foram consideradas para efeito de simplificação dos cálculos.

2.5 Comparação dos resultados

O trabalho em questão propôs um modelo estrutural em concreto armado que foi calculado manualmente e pelo software Eberick buscando analisar os resultados obtidos por cada método citado, visto que as formas de análise e dimensionamento entre os métodos são diferentes.

Desse modo, os resultados obtidos estão apresentados nos próximos itens (2.5.1 a 2.5.7) por meio de tabelas, sendo possível ver a diferença do consumo de materiais para cada elemento estrutural e posterior a isso, um consumo geral de concreto e aço, e o tempo gasto pelos métodos.

Além disso, estão apresentados nos apêndices A e B o detalhamento da estrutura obtido pelo método manual e obtido através do software Eberick respectivamente.

2.5.1 Comparação dos resultados obtidos nas lajes

Nas TAB. 5 e TAB. 6 observam-se os resultados do dimensionamento das armaduras positivas, enquanto nas TAB. 7 e TAB 8 observam-se os resultados do dimensionamento das armaduras negativas. O detalhamento das lajes encontram-se apresentados no apêndice A para o método manual e no apêndice B para o Eberick.

Tabela 5 – Dimensionamento da armadura positiva pelo método manual

LAJE	h (cm)	Asx (cm²/m)	Arm. Adotada (eixo x)	Asy (cm²/m)	Arm. Adotada (eixo y)
L1	10	1,50	Ø 5.0 mm cd 13 cm	1,50	Ø 5.0 mm cd 13 cm
L2	8	0,90	Ø 5.0 mm cd 22 cm	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm
L3	8	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm
L4	8	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm
L5	8	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm
L6	10	1,50	Ø 5.0 mm cd 13 cm	1,50	Ø 5.0 mm cd 13 cm
L7	10	1,50	Ø 5.0 mm cd 13 cm	1,50	Ø 5.0 mm cd 13 cm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 6 – Dimensionamento da armadura positiva pelo software Eberick

LAJE	h (cm)	Asx (cm²/m)	Arm. Adotada (eixo x)	Asy (cm²/m)	Arm. Adotada (eixo y)
L1	10	1,43	Ø 5.0 mm cd 13 cm	1,01	Ø 5.0 mm cd 19 cm
L2	8	0,90	Ø 5.0 mm cd 21 cm	3,08	Ø 6.3 mm cd 11 cm
L3	8	0,90	Ø 5.0 mm cd 16 cm	3,24	Ø 6.3 mm cd 10 cm
L4	8	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm	0,90	Ø 5.0 mm cd 21 cm
L5	8	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm	0,90	Ø 5.0 mm cd 21 cm
L6	10	1,38	Ø 5.0 mm cd 14 cm	1,01	Ø 5.0 mm cd 19 cm
L7	10	1,01	Ø 5.0 mm cd 19 cm	1,01	Ø 5.0 mm cd 19 cm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 7 – Dimensionamento da armadura negativa pelo método manual

LAJE	As (cm²/m)	Arm. Adotada
L1 com L2	2,91	Ø 6.3 mm cd 10 cm
L1 com L3	2,91	Ø 6.3 mm cd 10 cm
L5 com L6	2,83	Ø 6.3 mm cd 11 cm
L6 com L7	2,83	Ø 6.3 mm cd 11 cm
L2 com L3	2,0	Ø 6.3 mm cd 15 cm
L1 com L4	1,50	Ø 6.3 mm cd 12,5 cm
L1 com L5	1,50	Ø 6.3 mm cd 12,5 cm
L3 com L6	2,34	Ø 6.3 mm cd 13 cm
L4 com L7	2,03	Ø 6.3 mm cd 15 cm
L5 com L7	2,03	Ø 6.3 mm cd 15 cm
L4 com L5	1,20	Ø 6.3 mm cd 26 cm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 8 – Dimensionamento da armadura negativa pelo software Eberick

LAJE	As (cm²/m)	Arm. Adotada
L1 com L2	5,08	Ø 8.0 mm cd 10 cm
L1 com L3	4,95	Ø 8.0 mm cd 10 cm
L5 com L6	0,90	Ø 5.0 mm cd 16 cm
L6 com L7	5,41	Ø 8.0 mm cd 10 cm
L2 com L3	1,31	Ø 6.3 mm cd 16 cm
L1 com L4	1,94	Ø 6.3 mm cd 16 cm
L1 com L5	2,14	Ø 6.3 mm cd 14 cm
L3 com L6	2,40	Ø 6.3 mm cd 12 cm
L4 com L7	1,31	Ø 6.3 mm cd 16 cm
L5 com L7	1,31	Ø 6.3 mm cd 16 cm
L4 com L5	NÃO POSSUI	NÃO POSSUI

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

A partir dos resultados obtidos das lajes, nota-se uma pequena diferença entre as armaduras, sendo que para as armaduras positivas o software Eberick mostrou-se um pouco mais econômico, já para as armaduras negativas o método manual mostrou-se um pouco mais econômico.

2.5.2 Comparação dos resultados obtidos nas vigas

Nas TAB. 9 e TAB. 10 observam-se os resultados do dimensionamento da armadura longitudinal, enquanto nas TAB. 11 e TAB. 12 observam-se os resultados do dimensionamento da armadura transversal (estribo). O detalhamento das vigas encontram-se apresentados no apêndice A para o método manual e no apêndice B para o Eberick.

Tabela 9 – Dimensionamento da armadura longitudinal pelo método manual

VIGA	Seção (cm)	As Inferior (cm²)	Arm. Inferior (mm)	As Superior (cm²)	Arm. Superior (mm)
V1	12 x 35	0,63	2 Ø 8.0	0,704	2 Ø 8.0
V2	12 x 40	1,55	2 Ø 10.0	0,72	2 Ø 8.0
V3	12 x 35	1,14	2 Ø 10.0	1,99	2 Ø 10.0 + 1 Ø 8.0
V4	12 x 40	1,63	2 Ø 10.0 + 1 Ø 8.0	0,72	2 Ø 8.0
V5	12 x 35	0,63	2 Ø 8.0	0,77	2 Ø 8.0
V6	12 x 40	1,22	2 Ø 10.0	1,89	2 Ø 10.0 + 1 Ø 8.0
V7	12 x 30	0,54	2 Ø 8.0	0,54	2 Ø 8.0
V8	12 x 40	1,98	2 Ø 10.0 + 1 Ø 8.0	2,53	2 Ø 10.0 + 2 Ø 8.0
V9	12 x 40	1,85	2 Ø 10.0 + 1 Ø 8.0	1,64	1 Ø 10.0 + 2 Ø 8.0

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 10 – Dimensionamento da armadura longitudinal pelo software Eberick

VIGA	Seção (cm)	As Inferior (cm²)	Arm. Inferior (mm)	As Superior (cm²)	Arm. Superior (mm)
V1	12 x 35	0,63	2 Ø 8.0	0,74	2 Ø 8.0
V2	12 x 40	0,86	2 Ø 8.0	0,55	2 Ø 8.0
V3	12 x 35	1,04	2 Ø 10.0	1,81	4 Ø 8.0
V4	12 x 40	0,94	2 Ø 8.0	0,72	2 Ø 8.0
V5	12 x 35	0,63	2 Ø 8.0	0,85	2 Ø 8.0
V6	12 x 40	0,73	2 Ø 8.0	1,53	2 Ø 10.0
V7	12 x 30	0,54	2 Ø 8.0	0,43	2 Ø 8.0
V8	14 x 40	1,50	2 Ø 10.0	2,27	3 Ø 10.0
V9	12 x 40	0,86	2 Ø 8.0	1,32	3 Ø 8.0

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 11 – Dimensionamento da armadura transversal pelo método manual

VIGA	Seção (cm)	As (cm²/m)	Arm. Adotada
V1	12 x 35	1,20	Ø 5.0 mm cd 19 cm
V2	12 x 40	1,20	Ø 5.0 mm cd 22 cm
V3	12 x 35	1,20	Ø 5.0 mm cd 19 cm
V4	12 x 40	1,20	Ø 5.0 mm cd 22 cm
V5	12 x 35	1,20	Ø 5.0 mm cd 19 cm
V6	12 x 40	1,20	Ø 5.0 mm cd 22 cm
V7	12 x 30	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm
V8	12 x 40	1,94	Ø 5.0 mm cd 20 cm
V9	12 x 40	1,20	Ø 5.0 mm cd 22 cm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 12 – Dimensionamento da armadura transversal pelo software Eberick

VIGA	Seção (cm)	As (cm²/m)	Arm. Adotada
V1	12 x 35	1,23	Ø 5.0 mm cd 18 cm
V2	12 x 40	1,23	Ø 5.0 mm cd 21 cm
V3	12 x 35	1,23	Ø 5.0 mm cd 18 cm
V4	12 x 40	1,23	Ø 5.0 mm cd 21 cm
V5	12 x 35	1,23	Ø 5.0 mm cd 18 cm
V6	12 x 40	1,23	Ø 5.0 mm cd 21 cm
V7	12 x 30	1,23	Ø 5.0 mm cd 15 cm
V8	14 x 40	1,44	Ø 5.0 mm cd 21 cm
V9	12 x 40	1,23	Ø 5.0 mm cd 21 cm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Nas TAB. 9 e TAB. 10, referente à armadura longitudinal, é possível observar uma certa diferença entre os métodos de cálculos, em que o software mostrou-se mais econômico do que o método de cálculo manual, porém, a armadura transversal, apresentada nas TAB. 11 e TAB. 12, os resultados obtidos foram praticamente iguais. Vale ressaltar que a viga V8 teve que ser redimensionada pelo software, sendo necessário aumentar a base da seção transversal.

2.5.3 Comparação dos resultados obtidos nas vigas baldrame

Nas TAB. 13 e TAB. 14 observam-se os resultados do dimensionamento da armadura longitudinal, enquanto nas TAB. 15 e TAB. 16 observam-se os resultados do dimensionamento da armadura transversal (estribo). O detalhamento das vigas baldrame

encontram-se apresentados no apêndice A para o método manual e no apêndice B para o Eberick.

Tabela 13 – Dimensionamento da armadura longitudinal pelo método manual

VIGA	Seção (cm)	As Inferior (cm²)	Arm. Inferior (mm)	As Superior (cm²)	Arm. Superior (mm)
VB1	12 x 35	0,63	2 Ø 8.0	1,04	2 Ø 10.0
VB2	12 x 40	0,88	2 Ø 8.0	0,72	2 Ø 8.0
VB3	12 x 35	0,74	2 Ø 8.0	1,19	1 Ø 10.0 + 2 Ø 8.0
VB4	12 x 40	1,16	2 Ø 10.0	0,72	2 Ø 8.0
VB5	12 x 35	0,63	2 Ø 8.0	1,04	2 Ø 10.0
VB6	12 x 40	1,30	2 Ø 10.0	2,03	2 Ø 10.0 + 1 Ø 8.0
VB7	12 x 30	0,54	2 Ø 8.0	0,54	2 Ø 8.0
VB8	12 x 40	1,08	2 Ø 10.0	1,43	2 Ø 10.0
VB9	12 x 40	1,78	2 Ø 10.0 + 1 Ø 8.0	1,89	2 Ø 10.0 + 1 Ø 8.0

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 14 – Dimensionamento da armadura longitudinal pelo software Eberick

VIGA	Seção (cm)	As Inferior (cm²)	Arm. Inferior (mm)	As Superior (cm²)	Arm. Superior (mm)
VB1	12 x 35	0,63	2 Ø 8.0	0,84	2 Ø 8.0
VB2	12 x 40	0,83	2 Ø 8.0	0,72	2 Ø 8.0
VB3	12 x 35	0,63	2 Ø 8.0	0,87	2 Ø 8.0
VB4	12 x 40	0,81	2 Ø 10.0	0,72	2 Ø 8.0
VB5	12 x 35	0,63	2 Ø 8.0	0,88	2 Ø 8.0
VB6	12 x 40	0,77	2 Ø 8.0	1,55	2 Ø 10.0
VB7	12 x 30	0,54	2 Ø 8.0	0,54	2 Ø 8.0
VB8	12 x 40	0,91	2 Ø 8.0	1,26	3 Ø 8.0
VB9	12 x 40	0,90	2 Ø 8.0	1,47	2 Ø 10.0

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 15 – Dimensionamento da armadura transversal pelo método manual

VIGA	Seção (cm)	As (cm²/m)	Arm. Adotada
VB1	12 x 35	1,20	Ø 5.0 mm cd 19 cm
VB2	12 x 40	1,20	Ø 5.0 mm cd 22 cm
VB3	12 x 35	1,20	Ø 5.0 mm cd 19 cm
VB4	12 x 40	1,20	Ø 5.0 mm cd 22 cm
VB5	12 x 35	1,20	Ø 5.0 mm cd 19 cm
VB6	12 x 40	1,20	Ø 5.0 mm cd 22 cm
VB7	12 x 30	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm
VB8	12 x 40	1,20	Ø 5.0 mm cd 22 cm
VB9	12 x 40	1,20	Ø 5.0 mm cd 22 cm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 16 – Dimensionamento da armadura transversal pelo software Eberick

VIGA	Seção (cm)	As (cm²/m)	Arm. Adotada
VB1	12 x 35	1,23	Ø 5.0 mm cd 18 cm
VB2	12 x 40	1,23	Ø 5.0 mm cd 21 cm
VB3	12 x 35	1,23	Ø 5.0 mm cd 18 cm
VB4	12 x 40	1,23	Ø 5.0 mm cd 21 cm
VB5	12 x 35	1,23	Ø 5.0 mm cd 18 cm
VB6	12 x 40	1,23	Ø 5.0 mm cd 21 cm
VB7	12 x 30	1,23	Ø 5.0 mm cd 15 cm
VB8	12 x 40	1,23	Ø 5.0 mm cd 21 cm
VB9	12 x 40	1,23	Ø 5.0 mm cd 21 cm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Através das TAB. 13, TAB. 14 observa-se que para as armaduras longitudinais, apesar de não haver muita divergência nos resultados, o software apresentou uma certa economia em relação ao método manual. Já nas TAB. 15 e TAB. 16 nota-se que ambos os métodos de cálculos apresentaram praticamente os mesmos resultados para as armaduras transversais, com uma diferença mínima no espaçamento entre barras.

2.5.4 Comparação dos resultados obtidos nos pilares

Nas TAB. 17 e TAB. 18 observam-se os resultados do dimensionamento da armadura longitudinal, enquanto nas TAB. 19 e TAB. 20 observam-se os resultados do

dimensionamento da armadura transversal (estribo). O detalhamento dos pilares encontram-se apresentados no apêndice A para o método manual e no apêndice B para o Eberick.

Tabela 17 – Dimensionamento da armadura longitudinal pelo método manual

PILAR	Seção (cm)	As (cm²)	Arm. Adotada
P1	14 x 26	1,46	4 Ø 10.0 mm
P2	14 x 26	1,46	4 Ø 10.0 mm
P3	14 x 26	1,46	4 Ø 10.0 mm
P4	14 x 26	1,82	4 Ø 10.0 mm
P5	14 x 26	1,46	4 Ø 10.0 mm
P6	14 x 26	1,46	4 Ø 10.0 mm
P7	14 x 26	1,82	4 Ø 10.0 mm
P8	14 x 26	1,46	4 Ø 10.0 mm
P9	14 x 26	1,46	4 Ø 10.0 mm
P10	14 x 26	1,46	4 Ø 10.0 mm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 18 – Dimensionamento da armadura longitudinal pelo software Eberick

PILAR	Seção (cm)	As (cm²)	Arm. Adotada
P1	14 x 26	1,57	4 Ø 10.0 mm
P2	14 x 26	1,57	4 Ø 10.0 mm
P3	14 x 26	1,57	4 Ø 10.0 mm
P4	14 x 26	1,57	4 Ø 10.0 mm
P5	14 x 26	1,57	4 Ø 10.0 mm
P6	14 x 26	1,57	4 Ø 10.0 mm
P7	14 x 26	1,57	4 Ø 10.0 mm
P8	14 x 26	1,57	4 Ø 10.0 mm
P9	14 x 26	1,57	4 Ø 10.0 mm
P10	14 x 26	1,57	4 Ø 10.0 mm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 19 – Dimensionamento da armadura transversal pelo método manual

PILAR	Seção (cm)	As (cm²)	Arm. Adotada
P1	14 x 26	1,46	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P2	14 x 26	1,46	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P3	14 x 26	1,46	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P4	14 x 26	1,82	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P5	14 x 26	1,46	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P6	14 x 26	1,46	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P7	14 x 26	1,82	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P8	14 x 26	1,46	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P9	14 x 26	1,46	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P10	14 x 26	1,46	Ø 5.0 mm cd 12 cm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 20 – Dimensionamento da armadura transversal pelo software Eberick

PILAR	Seção (cm)	As (cm²)	Arm. Adotada
P1	14 x 26	1,57	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P2	14 x 26	1,57	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P3	14 x 26	1,57	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P4	14 x 26	1,57	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P5	14 x 26	1,57	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P6	14 x 26	1,57	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P7	14 x 26	1,57	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P8	14 x 26	1,57	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P9	14 x 26	1,57	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P10	14 x 26	1,57	Ø 5.0 mm cd 12 cm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Nas TAB. 17, TAB. 18, TAB. 19 e TAB. 20 observa-se que tanto para as armaduras longitudinais quanto para as armaduras transversais, as armaduras adotadas foram as mesmas para os dois métodos de cálculo adotados, isso se deve basicamente, ao fato de as cargas recebidas pelos pilares possuírem um valor muito baixo, por se tratar de uma edificação de apenas um pavimento.

2.5.5 Comparação dos resultados obtidos nas sapatas

Nas TAB. 21 e TAB. 22 observam-se os resultados do dimensionamento das seções e das armaduras das sapatas. O detalhamento das sapatas encontram-se apresentados no apêndice A para o método manual e no apêndice B para o Eberick.

Tabela 21 – Dimensionamento da armadura da sapata pelo método manual

SAP.	Seção (cm)	Asx (cm²/m)	Arm. Adotada (eixo x)	Asy (cm²/m)	Arm. Adotada (eixo y)
S1	60 x 60	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm
S2	80 x 80	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm
S3	60 x 60	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm
S4	110 x 60	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm
S5	80 x 80	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm
S6	80 x 80	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm
S7	110 x 60	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm
S8	60 x 60	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm
S9	80 x 80	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm
S10	60 x 60	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm	3,0	Ø 8.0 mm cd 16 cm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 22 – Dimensionamento da armadura da sapata pelo software Eberick

SAP.	Seção (cm)	Asx (cm²/m)	Arm. Adotada (eixo x)	Asy (cm²/m)	Arm. Adotada (eixo y)
S1	60 x 75	3,02	Ø 8.0 mm cd 12 cm	3,02	Ø 8.0 mm cd 10 cm
S2	70 x 85	3,02	Ø 8.0 mm cd 15 cm	3,02	Ø 8.0 mm cd 12 cm
S3	70 x 85	3,02	Ø 8.0 mm cd 14 cm	3,02	Ø 8.0 mm cd 11 cm
S4	85 x 95	3,02	Ø 8.0 mm cd 15 cm	3,02	Ø 8.0 mm cd 15 cm
S5	85 x 95	3,02	Ø 8.0 mm cd 15 cm	3,02	Ø 8.0 mm cd 14 cm
S6	75 x 90	3,02	Ø 8.0 mm cd 15 cm	3,02	Ø 8.0 mm cd 13 cm
S7	85 x 95	3,02	Ø 8.0 mm cd 15 cm	3,02	Ø 8.0 mm cd 15 cm
S8	70 x 85	3,02	Ø 8.0 mm cd 14 cm	3,02	Ø 8.0 mm cd 11 cm
S9	70 x 85	3,02	Ø 8.0 mm cd 14 cm	3,02	Ø 8.0 mm cd 11 cm
S10	60 x 75	3,02	Ø 8.0 mm cd 13 cm	3,02	Ø 8.0 mm cd 10 cm

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Através das TAB. 21 e TAB. 22 observa-se uma pequena diferença tanto nas armaduras, quanto nas seções das sapatas, em que o método de cálculo manual mostrou-se um pouco mais econômico, tanto no concreto quanto no aço.

2.5.6 Consumo de materiais

As TAB. 23, TAB. 24 e TAB. 25 mostram o consumo de concreto e aço respectivamente para todos os elementos estruturais, obtidos através dos cálculos realizados manualmente e pelo software Eberick.

Tabela 23 – Consumo de concreto

VOLUME DE CONCRETO (m³)	
MANUAL	13,77
EBERICK	14,30

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 24 – Consumo de aço pelo método manual

DIÂMETRO (mm)	PESO ESP. (Kg/m)	COMP. (m)	PESO (Kg)	PESO (Kg) + 10 %
Ø 5.0	0,154	1.769,23	272,46	299,71
Ø 6.3	0,245	367,84	90,12	99,13
Ø 8.0	0,395	342,38	135,24	148,76
Ø 10.0	0,617	479,48	295,84	325,42

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

Tabela 25 – Consumo de aço pelo software Eberick

DIÂMETRO (mm)	PESO ESP. (Kg/m)	COMP. (m)	PESO (Kg)	PESO (Kg) + 10%
Ø 5.0	0,154	1.462,6	225,24	247,76
Ø 6.3	0,245	383,02	93,84	103,22
Ø 8.0	0,395	717,76	283,51	311,86
Ø 10.0	0,617	302,46	186,62	205,28

Fonte: PRÓPRIO AUTOR.

A partir da TAB. 23, observa-se que o software Eberick obteve um consumo maior de concreto em m³, correspondendo a 3,85 % a mais do que o consumo obtido pelo método manual. Nas TAB.24 e TAB. 25, observa-se que para as barras de ferro com diâmetros de 5,0 mm e 10,00 mm o método de cálculo manual obteve um consumo maior em relação ao software Eberick, porém, para a barras de ferro com diâmetros de 6,3 mm e 8,0 mm o software Eberick obteve um consumo maior. Analisando o aço por peso, o cálculo realizado através do software Eberick obteve um valor total de 868,12 Kg, e o cálculo realizado manualmente obteve um valor total de 873,02 Kg, o que corresponde a 0,56 % a mais do que

o software Eberick. Isso mostra que para o projeto em questão, tanto o consumo de concreto, quanto o consumo de aço, obtiveram uma pequena variação entre os métodos.

2.5.7 Tempo de execução

De todos os critérios avaliados, o que apresentou maior divergência dos resultados foi o tempo de execução. Com o auxílio do software, o tempo de execução no processo de cálculo e detalhamento da estrutura girou em torno 5 horas, já para o método manual, esse mesmo processo girou em torno de 50 horas, o que corresponde a 900 % a mais do que o software.

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através dos resultados obtidos, nota-se que para o consumo de concreto o método de cálculo manual mostrou-se um pouco mais econômico e para o consumo de aço o software Eberick mostrou-se um pouco mais econômico. Como visto, as diferenças foram mínimas, fazendo com que a economia não apresente um resultado significativo para o projeto apresentado. Já para o tempo de execução, os resultados foram muito divergentes como já esperado, em que o software Eberick foi muito mais rápido em relação ao método manual.

Além disso, o método de cálculo manual é de certa forma simples, o que acaba se tornando limitado quanto à complexidade de algumas estruturas, já o software Eberick apresenta considerações mais próximas da realidade, o que o torna mais confiável. Através do software Eberick, consegue-se também uma otimização da estrutura quando possível, ou seja, diminuir as seções dos elementos estruturais buscando o máximo de economia da estrutura, visto que o mesmo dimensiona a estrutura em poucos minutos. Já para o método de cálculo manual, para otimizar a estrutura é necessário redimensionar os elementos estruturais, o que demandaria muito mais tempo do profissional.

Diante do que foi apresentado, conclui-se que o software Eberick nos dias de hoje é o mais recomendado para o desenvolvimento do projeto estrutural proposto, não somente devido ao fato de o mesmo propiciar uma confiabilidade e uma eficiência bem maior em relação ao método de cálculo manual, mas também mesmo pelo fato do método manual ter se mostrado um pouco mais econômico, a diferença foi mínima, não apresentando uma diferença considerável para a economia da obra. Mas vale ressaltar que o software não substitui a função do engenheiro, serve apenas como uma ferramenta de auxílio.

REFERÊNCIAS

ADÃO, F. X.; HEMERLY, A. C. **Concreto armado.** Novo milênio: cálculo prático e econômico. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2010. 224 p.

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

ALTOQI. **AltoQi Eberick.** Características Principais. Disponível em: <http://help.altoqi.com.br/eberick/>. Acesso em: 21 out. 20017.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado.** 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. 257 p. v. 1.

_____. **Curso de concreto armado.** 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. 395 p. v. 2.

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

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

_____. **NBR 13749**. Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Especificação. Rio de Janeiro, 1996.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado.** 2006. 98 f. Notas de aula – Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2006.

BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O. **Concreto armado eu te amo.** 8. ed. São Paulo: Blucher, 2015. 534 p. v. 1.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.** 4. ed. São Carlos: EdUFScar, 2014. 415 p.

COSTA, E. **Projeto estrutural em concreto armado com abordagem manual e computacional.** 2016. 184 f. Monografia (Trabalho de conclusão de curso) – Centro Tecnológico: Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

CUNHA, M. O. **Recomendações para projeto de lajes formadas por vigotas com armação treliçada.** 2012. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

FERNANDES, D. S. G.; PORTO, T. B. **Curso básico de concreto armado.** São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 208 p.

FRANÇA JÚNIOR, D. O. **Análise estrutural de um edifício em concreto armado com quatro pavimentos:** estudo de caso para diferentes modelos estruturais. 2015. 121 f.

Monografia (Trabalho de conclusão de curso) – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2015.

FREITAS, Antônio Henrique Correa de. *et al.* Cálculos estruturais em concreto armado: Comparativo entre o cálculo manual e com auxílio de software. **Revista Pensar Engenharia**, v. 2, n. 2, p. 1-19, jul. 2014.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado.** Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. São Paulo: Pini. 2007. 624 p.

MARTHA, L. F. Análise de estruturas. Conceitos e métodos básicos. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010 apud FRANÇA JÚNIOR, D. O. **Análise estrutural de um edifício em concreto armado com quatro pavimentos:** estudo de caso para diferentes modelos estruturais. 2015. 121 f. Monografia (Trabalho de conclusão de curso) – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2015.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios.** 2007. 380 f. Notas de aula – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

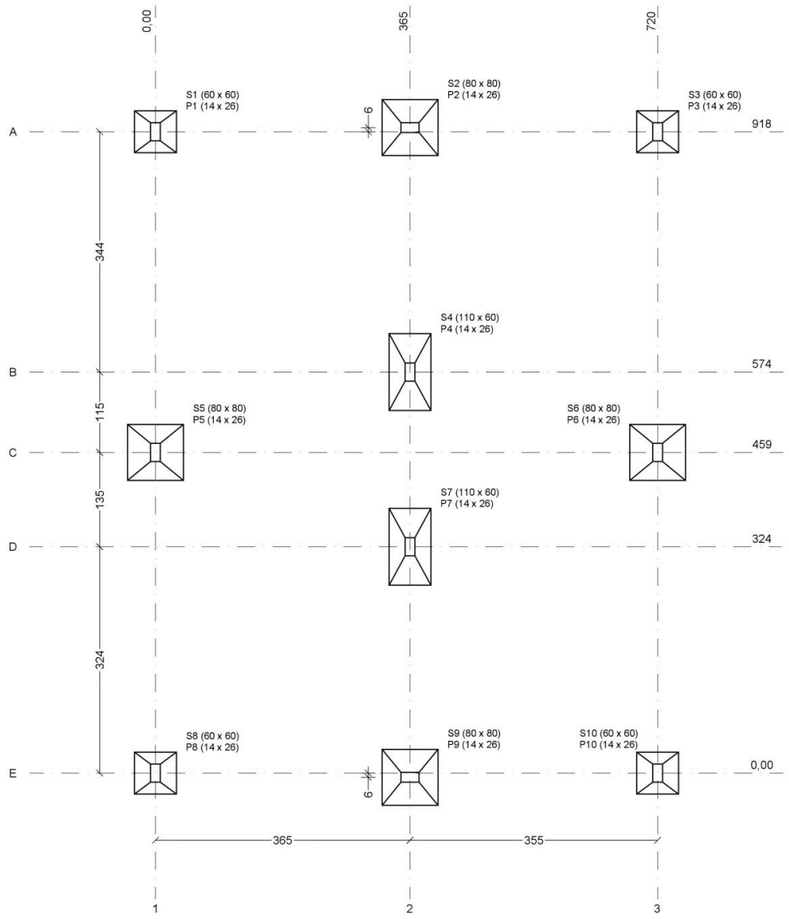
REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. A concepção estrutural e a engenharia. **Integração**, São Paulo, n. 51, p. 309-314, out. / nov. / dez. 2007.

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

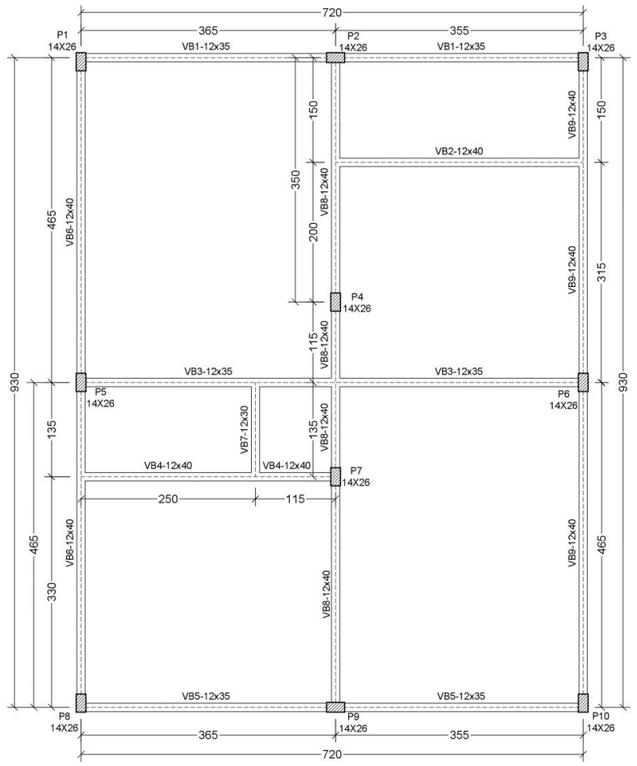
_____. **Fundações.** Guia prático de projeto, execução e dimensionamento. São Paulo: Zigurate, 2008. 240 p.

SANTOS, P. R. dos. **Análise e cálculo de elementos estruturais em concreto armado de um edifício residencial.** 2014. 184 f. Monografia (Trabalho de conclusão de curso) – Centro Tecnológico: Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

APÊNDICE A – Detalhamento da estrutura obtido através do método de cálculo manual



PLANTA DE LOCAÇÃO
ESCALA 1/50

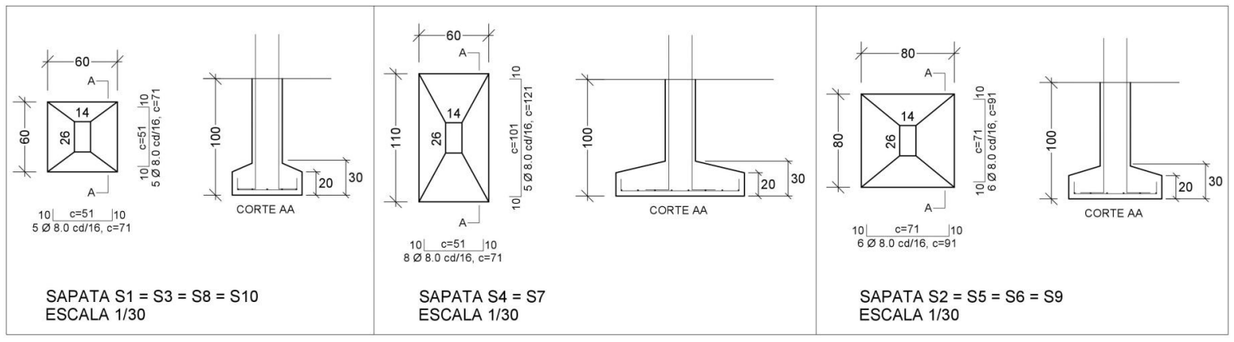


PLANTA DE FORMA - BALDRAME
ESCALA 1/50

CONSUMO DE CONCRETO	
FCK	VOLUME
25 MPa	13,77 m³

LEGENDA DOS PILARES	
■	PILAR QUE MORRE
▨	PILAR QUE PASSA
□	PILAR QUE NASCE

CONSUMO DE AÇO	
DIÂMETRO	PESO
Ø 5.0 mm	299,71 Kg
Ø 6.3 mm	99,13 Kg
Ø 8.0 mm	148,76 Kg
Ø 10.0 mm	325,42 Kg



SAPATA S1 = S3 = S8 = S10
ESCALA 1/30

SAPATA S4 = S7
ESCALA 1/30

SAPATA S2 = S5 = S6 = S9
ESCALA 1/30

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

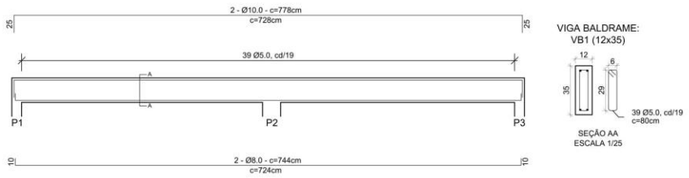
Conteúdo:
Detalhamento: Locação, Forma Baldrame, Sapatas

Autor:	*Orientadora:*
Júlio Francisco Menezes	Dr. Erika Maria Carvalho Silva Gravina

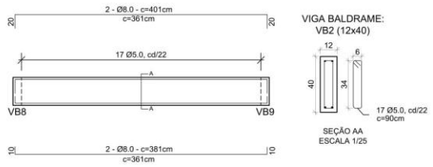
Cálculo:	*Prancha:*	*Escala:*	*Data:*
Manual	*01/04*	*Indicadas*	*Dezembro - 2017*

FUNDAÇÃO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS - FUPAC
FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS DE UBÁ
ENGENHARIA CIVIL

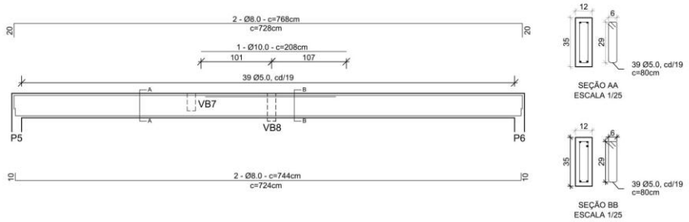
VIGA BALDRAME: VB1 (12x35)
ESCALA 1/50



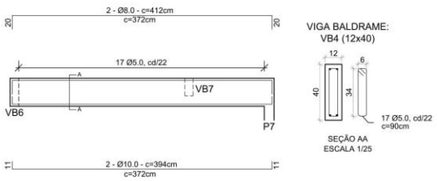
VIGA BALDRAME: VB2 (12x40)
ESCALA 1/50



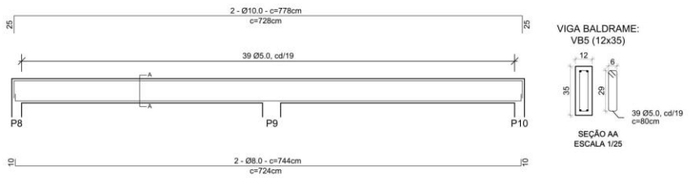
VIGA BALDRAME: VB3 (12x35)
ESCALA 1/50



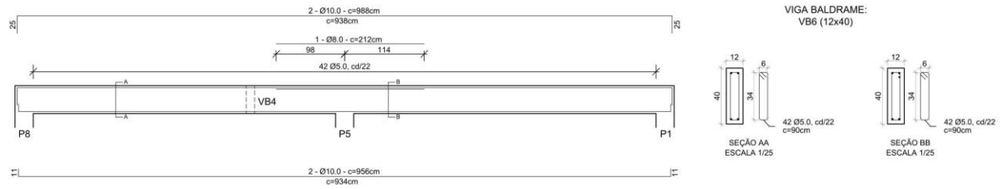
VIGA BALDRAME: VB4 (12x40)
ESCALA 1/50



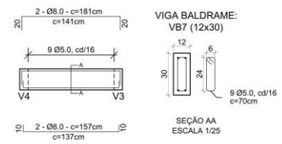
VIGA BALDRAME: VB5 (12x35)
ESCALA 1/50



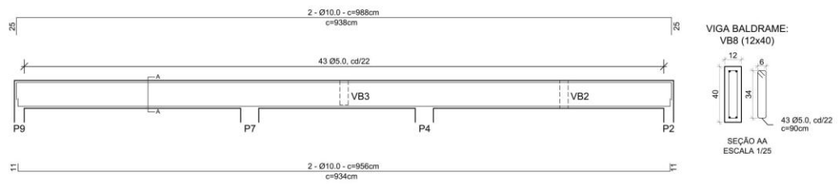
VIGA BALDRAME: VB6 (12x40)
ESCALA 1/50



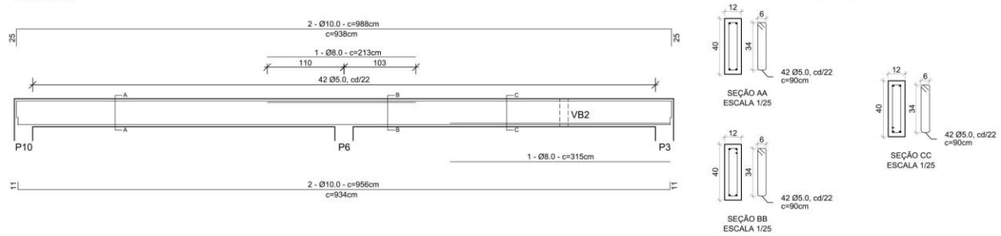
VIGA BALDRAME: VB7 (12x30)
ESCALA 1/50



VIGA BALDRAME: VB8 (12x40)
ESCALA 1/50



VIGA BALDRAME: VB9 (12x40)
ESCALA 1/50



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

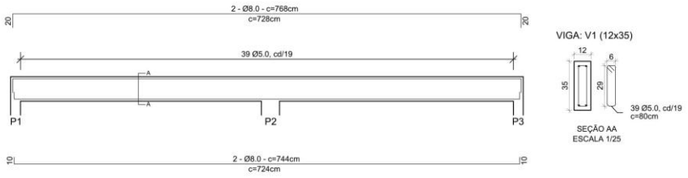
Conteúdo:
Detalhamento: Vigas Baldrame

Autor:	*Orientadora:*
Júlio Francisco Menezes	Dr. Erika Maria Carvalho Silva Gravina

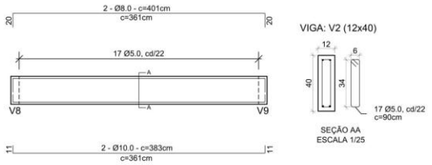
Cálculo:	*Prancha:*	*Escala:*	*Data:*
Manual	*02/04*	*Indicadas*	*Dezembro - 2017*

FUNDAÇÃO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS - FUPAC
FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS DE UBÁ
ENGENHARIA CIVIL

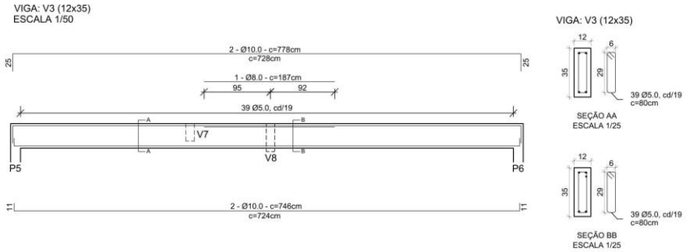
VIGA: V1 (12x35)
ESCALA 1/50



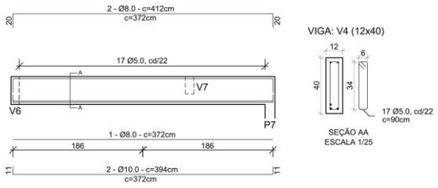
VIGA: V2 (12x40)
ESCALA 1/50



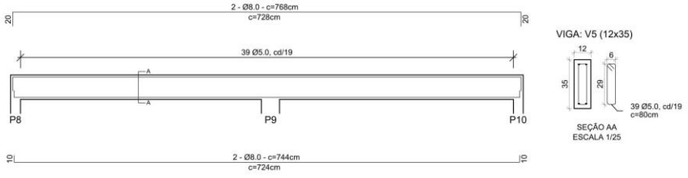
VIGA: V3 (12x35)
ESCALA 1/50



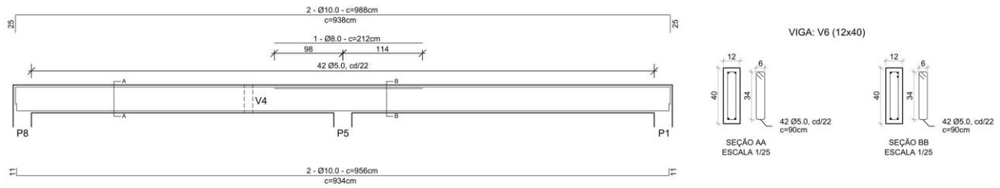
VIGA: V4 (12x40)
ESCALA 1/50



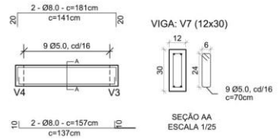
VIGA: V5 (12x35)
ESCALA 1/50



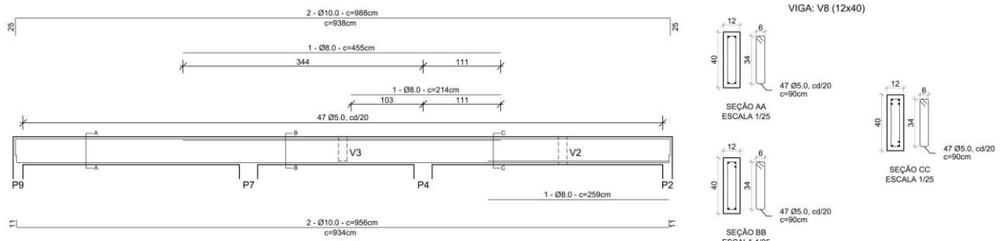
VIGA: V6 (12x40)
ESCALA 1/50



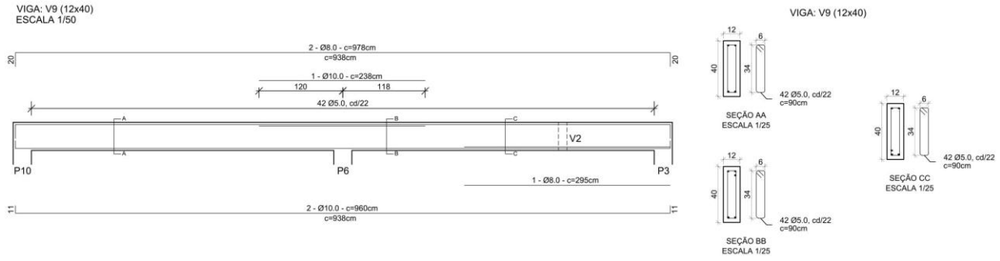
VIGA: V7 (12x30)
ESCALA 1/50



VIGA: V8 (12x40)
ESCALA 1/50



VIGA: V9 (12x40)
ESCALA 1/50



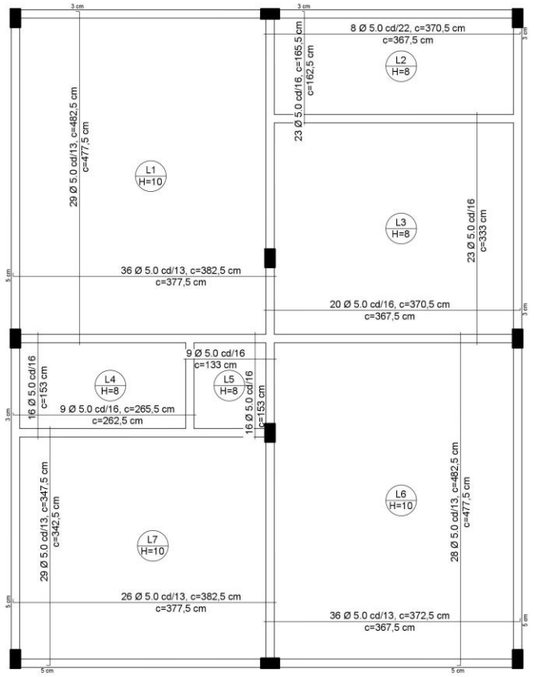
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Conteúdo:
Detalhamento: Vigas Térreo

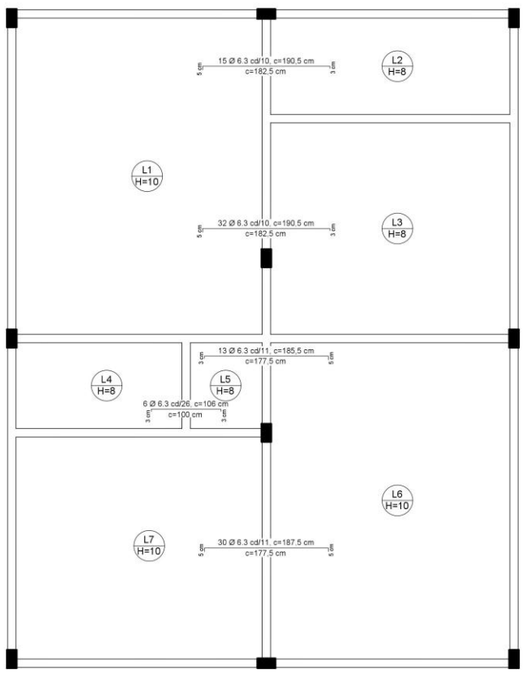
Autor:	*Orientadora:*
Júlio Francisco Menezes	Dr. Erika Maria Carvalho Silva Gravina

Cálculo:	*Prancha:*	*Escala:*	*Data:*
Manual	*03/04*	*Indicadas*	*Dezembro - 2017*

FUNDAÇÃO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS - FUPAC
FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS DE UBÁ
ENGENHARIA CIVIL

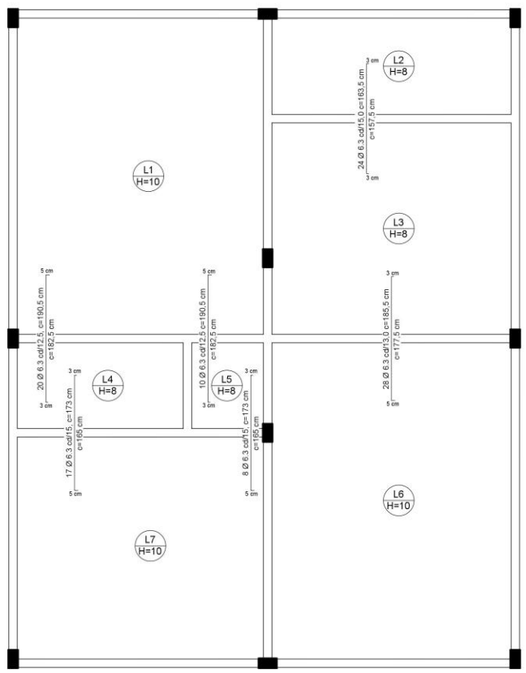


ARMAÇÃO POSITIVA - LAJE PAV. TÉRREO
ESCALA 1/50



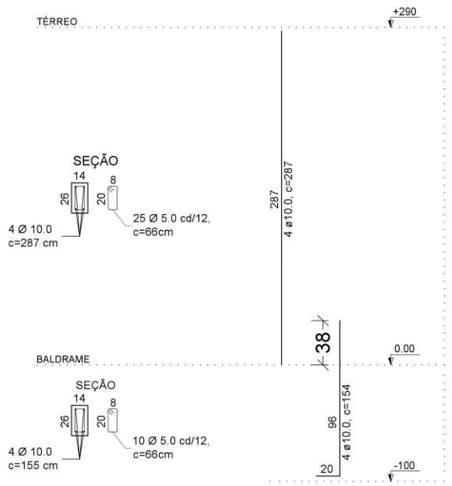
ARMAÇÃO NEGATIVA - LAJE PAV. TÉRREO
ESCALA 1/50

ARM. DISTRIBUIÇÃO Ø 5.0 CD 22
ARM. DE BORDO Ø 6.3 CD 20

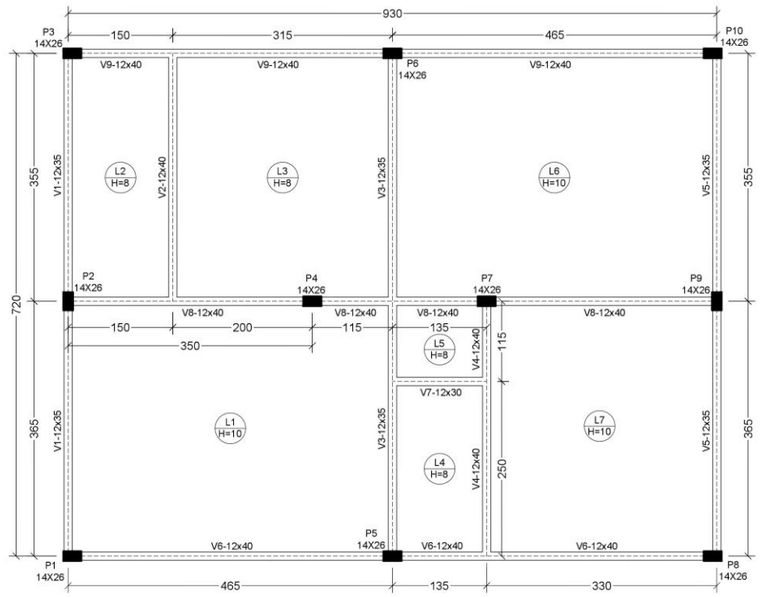


ARMAÇÃO NEGATIVA - LAJE PAV. TÉRREO
ESCALA 1/50

ARM. DISTRIBUIÇÃO Ø 5.0 CD 22
ARM. DE BORDO Ø 6.3 CD 20



P1=P2=P3=P4=P5=P6=P7=P8=P9=P10
ESCALA 1/30



PLANTA DE FORMA - PAVTO. TÉRREO
ESCALA 1/50

LEGENDA DOS PILARES
■ PILAR QUE MORRE
▨ PILAR QUE PASSA
□ PILAR QUE NASCE

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

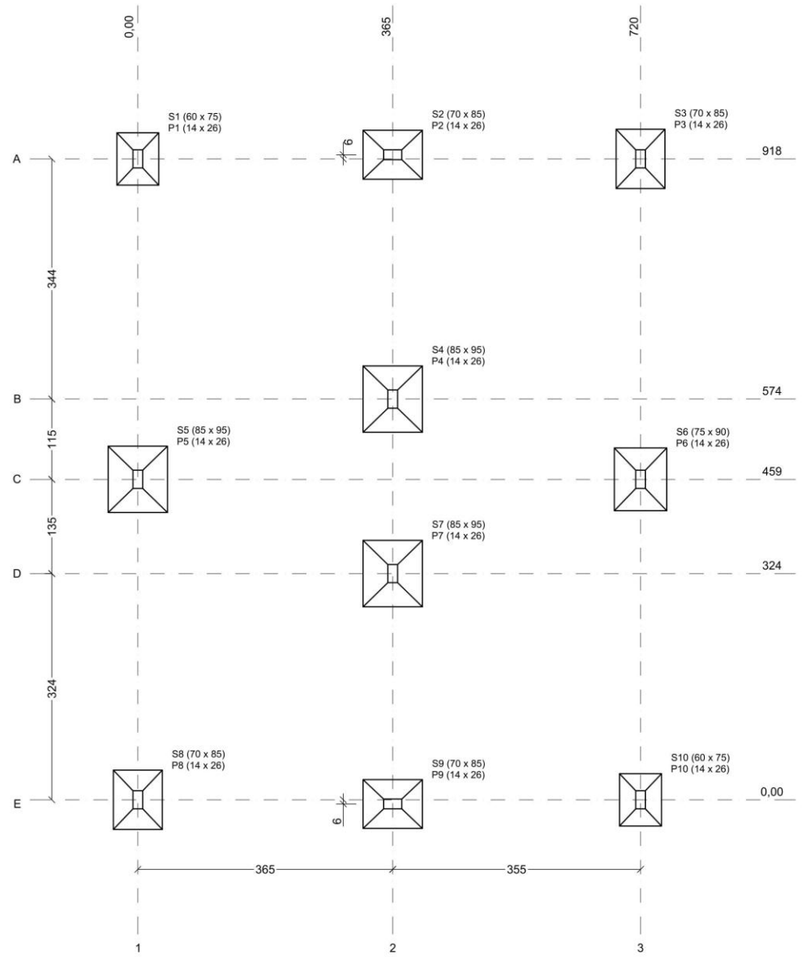
Conteúdo:
Detalhamento: Lajes, Forma Térreo, Pilares

Autor:	*Orientadora:*
Júlio Francisco Menezes	Dr. Erika Maria Carvalho Silva Gravina

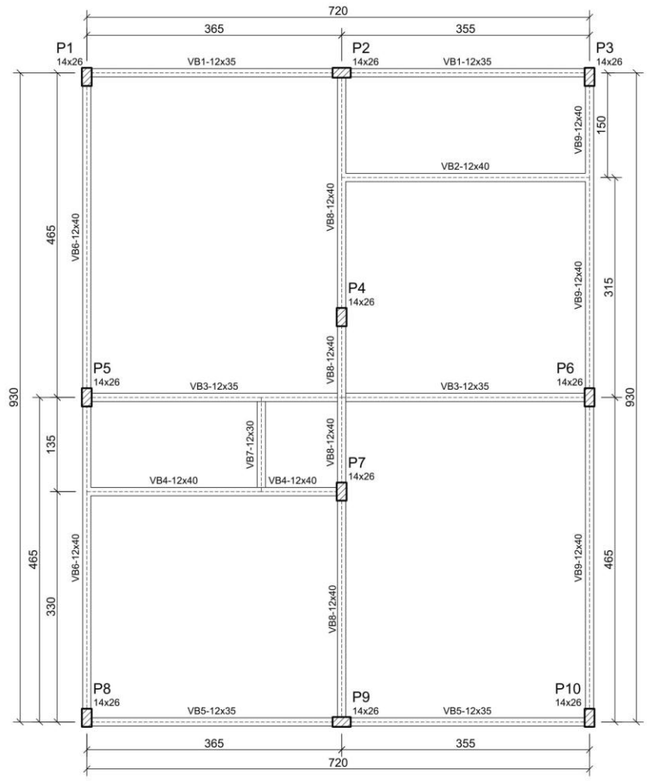
Cálculo:	*Prancha:*	*Escala:*	*Data:*
Manual	*04/04*	*Indicadas*	*Dezembro - 2017*

FUNDAÇÃO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS - FUPAC
FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS DE UBÁ
ENGENHARIA CIVIL

APÊNDICE B – Detalhamento da estrutura obtido através do software Eberick



PLANTA DE LOCAÇÃO
ESCALA 1/50

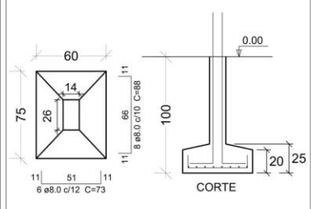


PLANTA DE FORMA - BALDRAME
ESCALA 1/50

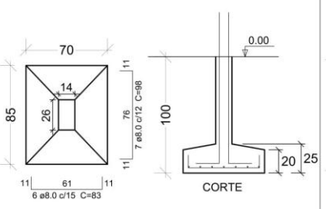
CONSUMO DE CONCRETO	
FCK	VOL. TOTAL
25 MPa	14,30 m³

LEGENDA DOS PILARES
PILAR QUE MORRE
PILAR QUE PASSA
PILAR QUE NASCE

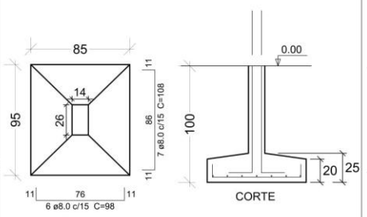
CONSUMO DE AÇO	
DIÂMETRO	PESO
Ø 5.0 mm	247,76 Kg
Ø 6.3 mm	103,22 Kg
Ø 8.0 mm	311,86 Kg
Ø 10.0 mm	205,28 Kg



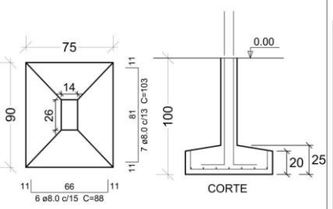
SAPATA S1 = S10
ESCALA 1/30



SAPATA S2 = S3 = S8 = S9
ESCALA 1/30



SAPATA S4 = S5 = S7
ESCALA 1/30



SAPATA S6
ESCALA 1/30

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

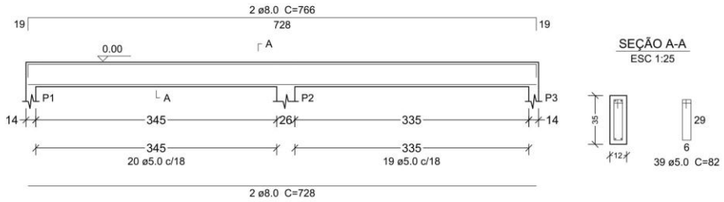
Conteúdo:
Detalhamento: Locação, Forma Baldrame, Sapatas

Autor:	*Orientadora:*
Júlio Francisco Menezes	Dr. Erika Maria Carvalho Silva Gravina

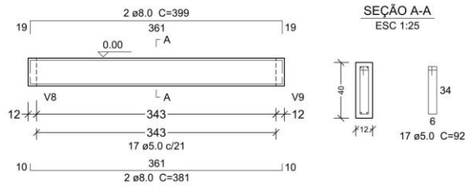
Cálculo:	*Prancha:*	*Escala:*	*Data:*
Eberick	*01/04*	*Indicadas*	*Dezembro - 2017*

FUNDAÇÃO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS - FUPAC
FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS DE UBÁ
ENGENHARIA CIVIL

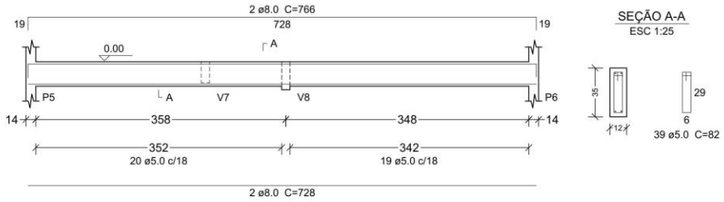
VB1
ESC 1:50



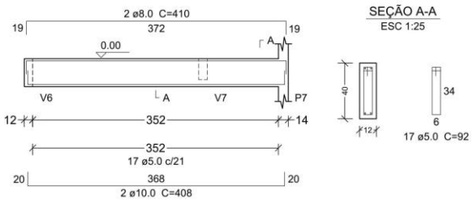
VB2
ESC 1:50



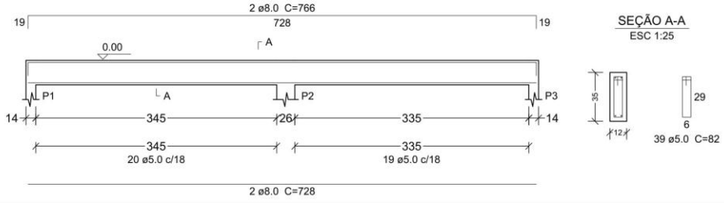
VB3
ESC 1:50



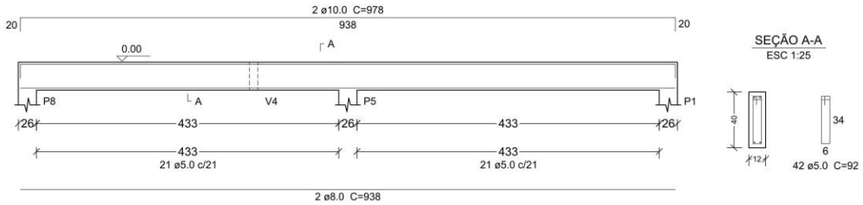
VB4
ESC 1:50



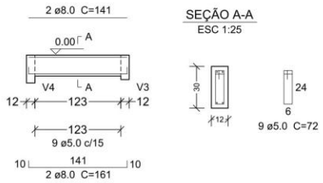
VB5
ESC 1:50



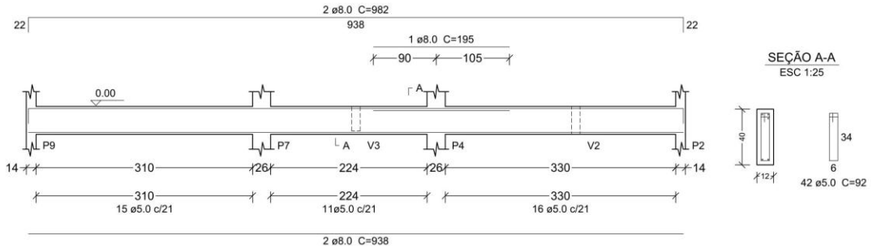
VB6
ESC 1:50



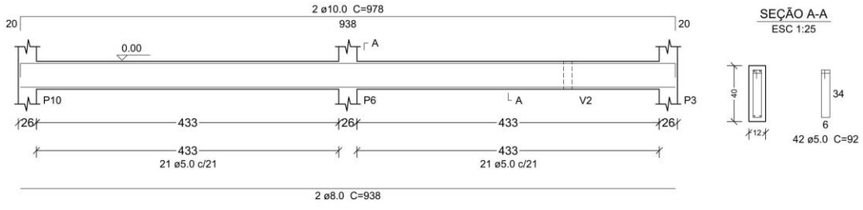
VB7
ESC 1:50



VB8
ESC 1:50



VB9
ESC 1:50



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

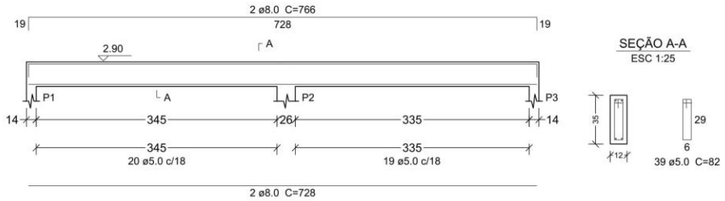
Conteúdo:
Detalhamento: Vigas Baldrame

Autor:	*Orientadora:*
Júlio Francisco Menezes	Dr. Erika Maria Carvalho Silva Gravina

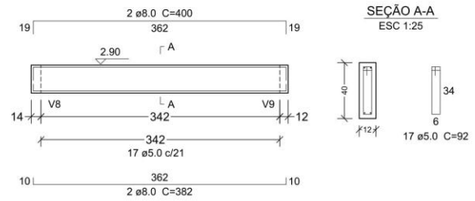
Cálculo:	*Prancha:*	*Escala:*	*Data:*
Eberick	02/04	Indicadas	Dezembro - 2017

FUNDAÇÃO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS - FUPAC
FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS DE UBÁ
ENGENHARIA CIVIL

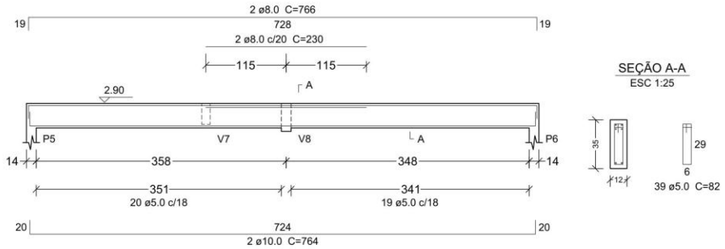
V1
ESC 1:50



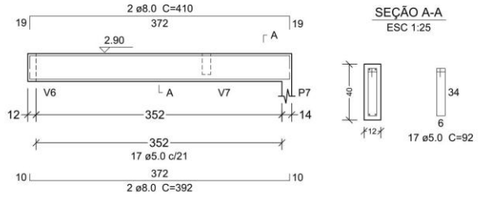
V2
ESC 1:50



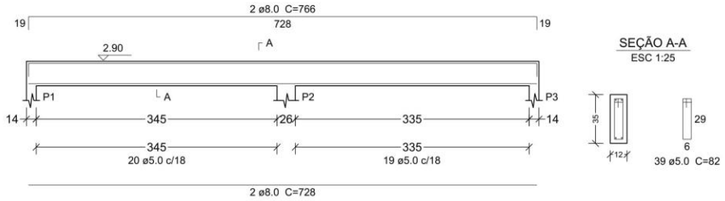
V3
ESC 1:50



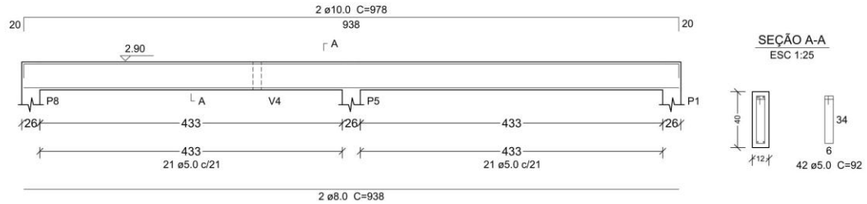
V4
ESC 1:50



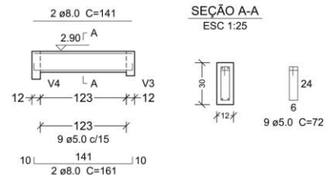
V5
ESC 1:50



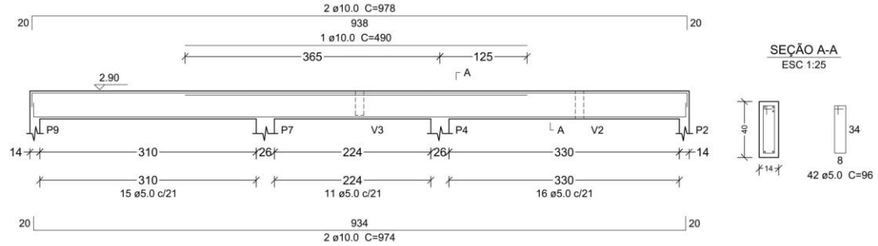
V6
ESC 1:50



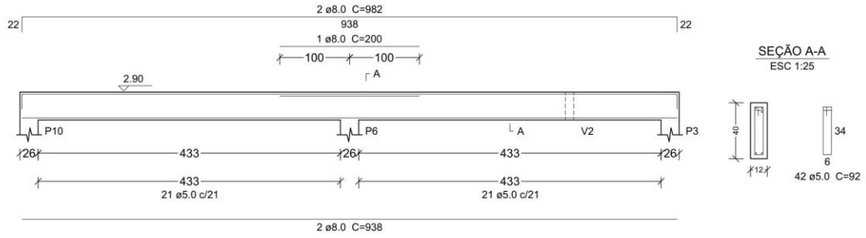
V7
ESC 1:50



V8
ESC 1:50



V9
ESC 1:50



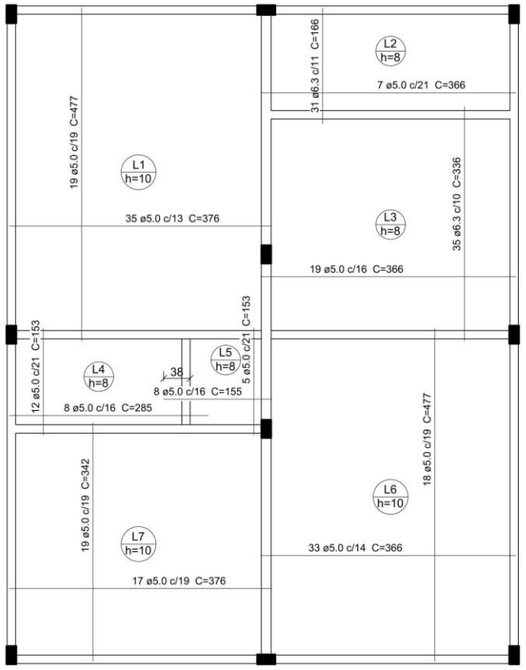
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Conteúdo:
Detalhamento: Vigas Térreo

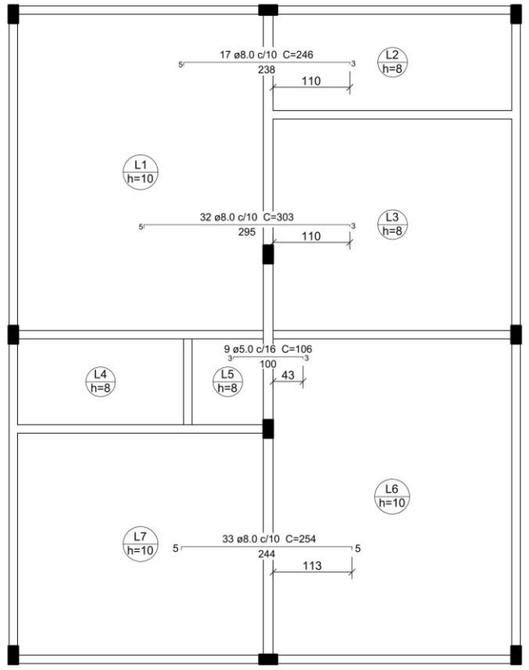
Autor:	*Orientadora:*
Júlio Francisco Menezes	Dr. Erika Maria Carvalho Silva Gravina

Cálculo:	*Prancha:*	*Escala:*	*Data:*
Eberick	03/04	Indicadas	Dezembro - 2017

FUNDAÇÃO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS - FUPAC
FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS DE UBÁ
ENGENHARIA CIVIL

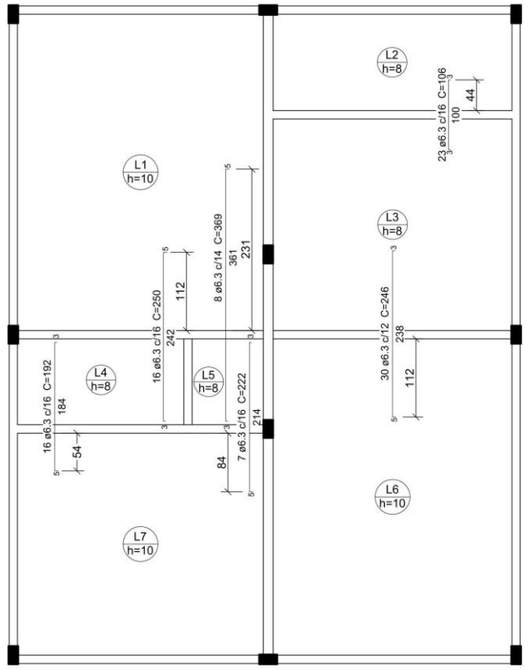


ARMAÇÃO POSITIVA - LAJE PAV. TÉRREO
ESCALA 1/50



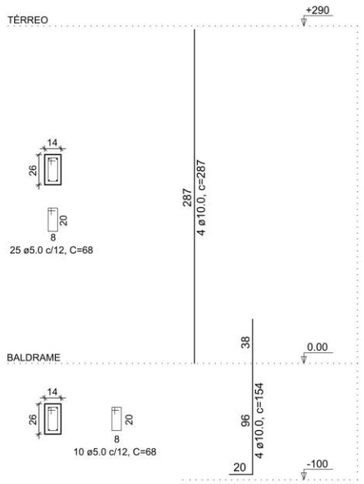
ARM. DISTRIBUIÇÃO Ø 5.0 CD 22
ARM. DE BORDO Ø 6.3 CD 20

ARMAÇÃO NEGATIVA - LAJE PAV. TÉRREO
ESCALA 1/50

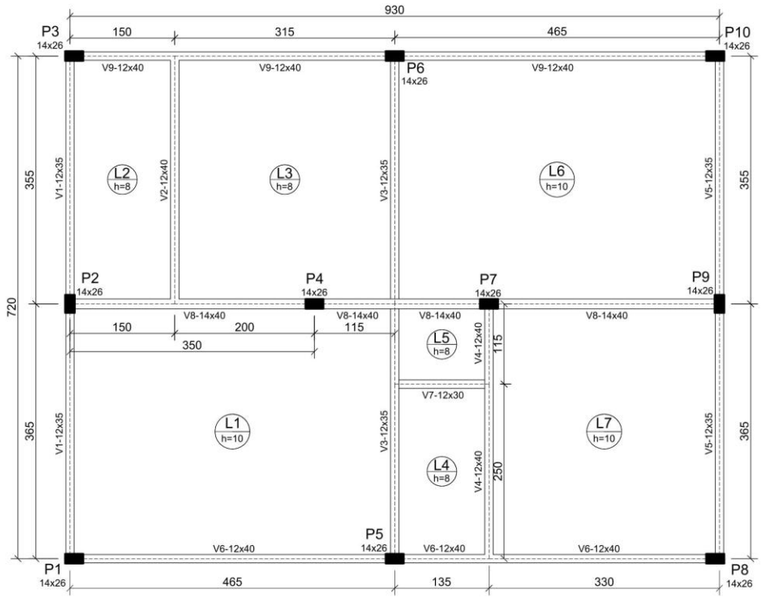


ARM. DISTRIBUIÇÃO Ø 5.0 CD 22
ARM. DE BORDO Ø 6.3 CD 20

ARMAÇÃO NEGATIVA - LAJE PAV. TÉRREO
ESCALA 1/50



P1=P2=P3=P4=P5=P6=P7=P8=P9=P10
ESCALA 1/30



PLANTA DE FORMA - PAVTO. TÉRREO
ESCALA 1/50

LEGENDA DOS PILARES
PILAR QUE MORRE
PILAR QUE PASSA
PILAR QUE NASCE

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Conteúdo:
Detalhamento: Lajes, Forma Térreo, Pilares

Autor:	*Orientadora:*
Júlio Francisco Menezes	Dr. Erika Maria Carvalho Silva Gravina

Cálculo:	*Prancha:*	*Escala:*	*Data:*
Eberick	*04/04*	*Indicadas*	*Dezembro - 2017*

FUNDAÇÃO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS - FUPAC
FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS DE UBÁ
ENGENHARIA CIVIL