



**FUNDAÇÃO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS – FUPAC
FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS DE UBÁ
ENGENHARIA CIVIL**

ANA PAULA DA SILVA

**CÁLCULO DE UMA EDIFICAÇÃO UNIFAMILIAR EM CONCRETO
ARMADO MANUALMENTE E POR SOFTWARE**

**UBÁ – MG
2017**

ANA PAULA DA SILVA

**CÁLCULO DE UMA EDIFICAÇÃO UNIFAMILIAR EM CONCRETO
ARMADO MANUALMENTE E POR SOFTWARE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Faculdade
Presidente Antônio Carlos de Ubá – FUPAC,
como requisito parcial para obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil.
Prof. Orientadora Dr^a. Erika Maria Carvalho
Silva Gravina

**UBÁ – MG
2017**

RESUMO

Buscando agilidade nos cálculos e na entrega do detalhamento dos elementos estruturais, os engenheiros veem os softwares como auxílio. Este trabalho tem por finalidade, através do cálculo estrutural realizado pelo Software Eberick e manualmente de uma residência unifamiliar, apresentar uma comparação em relação ao tempo de cálculo de projeto e a relação do quantitativo de concreto e aço. Para que uma construção tenha sucesso a mesma deve atender aos requisitos como de segurança, resistência, viabilidade e tempo. A utilização do software Eberick torna-se viável, visto que a partir do momento em que se inicia uma construção ela pode sofrer mudanças, portanto suas revisões de cálculo não devem atrasar, atendendo às necessidades da obra para que seu cronograma físico-financeiro não seja prejudicado.

Palavras-chave: Quantitativo de matérias. Dimensionamento. Tempo.

ABSTRACT

Seeking agility in calculating and delivering the detailing of the structural elements, engineers see the software as an aid. The purpose of this work is to present a comparison with the project time calculation and the quantitative relation of concrete and steel, through the structural calculation carried out by Eberick Software and manually of a single family dwelling. In order for a building succeed, it must meet requirements such as safety, durability, feasibility and time. The use of Eberick software becomes feasible, since from the moment a construction starts it can undergo changes, so its calculation revisions should not be delayed, taking into account the needs of the work so that its physical-financial schedule is not disadvantaged.

Key-words: Quantitative of materials. Sizing. Time.

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado surgiu da união do concreto simples, constituído por cimento, água, agregado miúdo e agregado graúdo. Em alguns casos com adições de cinza volante, pozolanas, sílica ativa e aditivos químicos para melhorar ou modificar suas propriedades básicas; com o aço liga metálica.

Em um cenário de crise econômica, a concorrência no setor da engenharia civil é ainda mais acirrada, e tem levado as empresas a buscarem formas mais econômicas na execução de cálculos estruturais de obras em concreto armado, mas sem perder a qualidade.

Em décadas passadas, os responsáveis técnicos contavam com poucos recursos e os cálculos estruturais eram feitos manualmente, com isso os resultados finais dos esforços e o detalhamento estrutural eram mais demorados. Com o passar dos anos, diferentes softwares para auxiliar nos cálculos estruturais surgiram trazendo rapidez na entrega dos projetos.

Independente se o cálculo será executado através de softwares ou manualmente, o engenheiro calculista deve ter uma visão ampla do tipo de estrutura, pois as respostas serão consequências do tipo de dados lançados. Portanto é necessário ter conhecimento do que está sendo proposto no cálculo, para realizar uma análise criteriosa dos resultados, tornando assim a obra viável em termos de qualidade e custo.

O projeto estrutural é composto por três fases: concepção, projeto pré-executivo e projeto executivo, sendo o lançamento da estrutura o determinante para resultados viáveis.

Este trabalho tem por finalidade apresentar uma comparação em relação ao tempo de execução de projeto e do quantitativo de concreto e aço gastos em uma residência unifamiliar calculada através de um software comercial e manualmente.

Tendo em vista a importância de se conhecer as normas e os comportamentos dos elementos estruturais, este trabalho, proporcionará uma melhor compreensão de uma estrutura em concreto armado em relação aos métodos utilizados e qual se enquadra melhor no dia-a-dia do profissional da engenharia civil.

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 Concreto Armado

O concreto armado foi um processo inventado na Europa no século XIX, consiste na combinação do concreto, uma pasta feita de agregados miúdos e graúdos, cimento, areia e água, com armadura de aço (SANTOS, 2006).

Segundo Santos (2006), a união da propriedade da resistência à tração do aço com a resistência a compressão do concreto, é o que permite vencer grandes vãos e alcançar alturas extraordinárias.

Junto com o aço e o vidro, ele constitui o repertório dos chamados novos materiais da arquitetura moderna que são produzidos em escala industrial e viabilizam arranha-céus, pontes, trilhos de estações ferroviárias ou em suma, aqueles novos objetos arquitetônicos característicos do cenário do mundo modernizado do século XX (ADÃO, HEMERLY, 2010, p. 11).

Como ressaltam Santos e Oliveira (2008), com a evolução do concreto armado, as obras vêm tomando formas mais complexas assim como os cálculos, mas em nenhum outro país o concreto armado foi tão predominante quanto no Brasil.

De acordo com Santos e Oliveira (2008), sendo ou não obras legalizadas, a maior parte das construções no Brasil em áreas urbanas é de concreto armado. Nenhum outro material como o cimento é tão consumido, ingrediente principal do concreto armado.

Segundo Santos e Oliveira (2008), em 1940, o concreto já fazia parte da norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas, do Conselho Federal de Engenharia e Agronomia – CONFEA - CREA e das escolas de engenharia e arquitetura.

Como material fundamental para a arquitetura e a engenharia nacionais ao longo do século XX o concreto extrapola o uso formal, legalizado e formalizado e se infiltra em todas as etapas da produção de edificação: concepção de projetos, organização do trabalho dos operários no canteiro, comércio de matérias de construção (SANTOS E OLIVEIRA, 2008).

Em 1904, o Rio de Janeiro já recebia construções como casas e sobrados em Copacabana, em 1901 construções de galerias de água e da ponte da Rua Senador Feijó com vão de 54m (ADÃO; HEMERLY, 2010).

No ano de 1910 foi construída em São Paulo uma ponte de concreto armado com 28m de vão na Av. Pereira Rebouças sobre o Ribeirão dos Machados. A mesma ainda se encontra em ótimo estado (ADÃO; HEMERLY, 2010).

Bastos (2016), afirma que 1903 “a vinda da firma alemã Wayss e Frytag constituiu talvez o ponto mais importante para o concreto armado no Brasil”.

A Wayss foi registrada somente em 1924, sob o nome de Companhia Construtora Nacional. Dos anos de 1913 a 1924 a empresa utilizou da empresa L. Riedlinger para construir várias obras como 40 pontes de concreto armado (ADÃO; HEMERLY, 2010).

L. Riedlinger importou mestres de obra da Alemanha e a firma contribuiu como escola para a formação de especialistas, evitando a importação de mais estrangeiros. A partir de 1924 quase todos os cálculos estruturais passaram a ser feitos no Brasil (ADÃO; HEMERLY, 2010).

2.1.1 Concreto

Segundo Adão e Hemerly (2010), o concreto é uma mistura simples de cimento, areia, brita e água. Material aglomerante com propriedades ligante forma uma mistura homogênea que ao secar se torna sólida.

O baixo custo do concreto comparado a sua resistência é que faz a utilização do concreto se tornar vantajoso na construção civil (ADÃO; HEMERLY, 2010).

2.1.2 Aço

Segundo Adão e Hemerly (2010), para o desenvolvimento da construção no século XX, a junção do concreto com o aço foi fundamental.

O aço é um material fabricado e tem como base o metal “ferro”. O ferro compõe o aço com altíssima porcentagem deste mineral (cerca de 98%). Sua composição básica é C (carbono), Mn (manganês) e Si (Silício). O carbono é quem mais contribui nas propriedades mecânicas do aço, com sua alta resistência e ductilidade (ADÃO; HEMERLY, 2010).

2.2 NBR 6118/2014

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) a NBR 6118, define requisitos básicos para a elaboração de projetos estruturais de concreto simples, armado e protendido.

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) a NBR 6118, aplica a estruturas de concretos normais com massa específica seca maior que 2000 Kg/m^3 , não excedendo 2800 Kg/m^3 , do grupo I de resistência C10 a C50. Não incluem nesta norma, requisitos exigíveis para evitar os estados limites gerados por certos tipos de ação como sismos, impactos, explosões e fogo.

Conforme a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) em casos de estruturas especiais como pré-moldados, pontes e viadutos, obras hidráulicas, arcos, torres, estruturas off-shores ou que se utilizam técnicas construtivas não convencionais, as condições dessa norma devem ser complementadas.

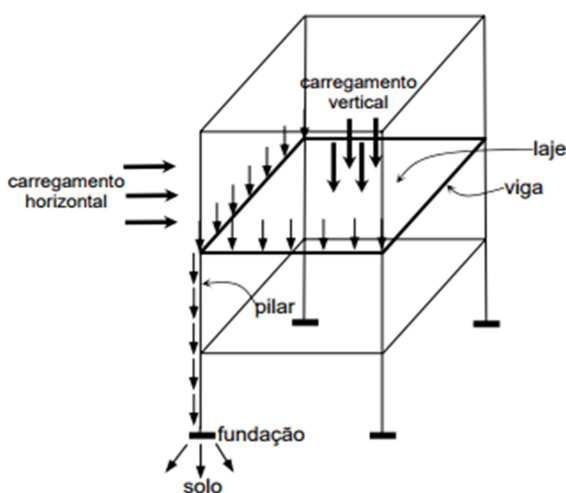
Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), o comportamento estrutural do concreto armado depende da aderência entre concreto e armadura.

2.3 Projeto Estrutural

Ao se elaborar um projeto estrutural deve-se levar em consideração a resistência, estabilidade e qualidade. Além do conforto, o sistema construtivo, beleza e durabilidade. O projeto estrutural deve estar alinhado com o arquitetônico. O papel da estrutura é proporcionar resistência, construtibilidade e durabilidade e o projeto arquitetônico a funcionalidade, construtibilidade e beleza (CARDOSO, 2013).

Uma estrutura convencional de concreto armado é composta por lajes, vigas, pilares e fundação (FIG.1).

Figura 1 - Lajes, vigas e pilar e fundação em concreto armado.



Fonte: Alva, 2007.

2.4 Elementos Estruturais

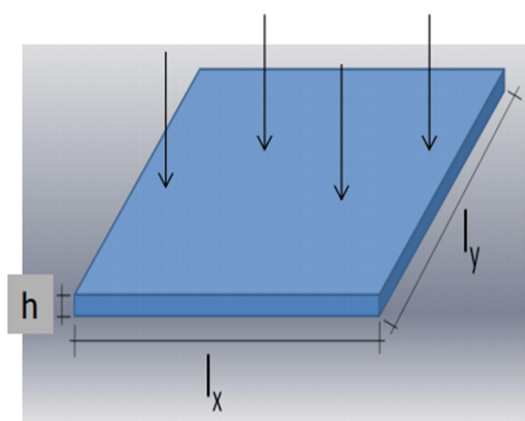
2.4.1 Lajes

As lajes são elementos fundamentais na construção, sua função estrutural está ligada a cobertura, sustentação para o telhado, ou até como suporte para o pavimento superior. O ideal é conhecer os tipos de lajes a fim de escolher a melhor opção para o projeto. (ADÃO; HEMERLY, 2010).

Segundo Ribas (2015), lajes também podem ser definidas como: estruturas de concreto armado de superfícies planas, sujeitos principalmente a ações normais em seu plano.

Observa-se na FIG 2, a estrutura de uma laje.

Figura 2 - Estrutura de uma laje.



l_x : menor vão

l_y : maior vão

h : espessura (altura)

Fonte: Ribas, 2015.

As lajes recebem cargas do seu peso próprio, contra piso, revestimento de pisos, pessoas circulando, móveis e tudo que se possa colocar num piso. Devemos considerar todas as cargas como uniformemente distribuídas (ADÃO; HEMERLY, 2010).

2.4.1.1 Lajes maciças

São lajes tradicionais de concreto armado (FIG. 3). Formam, juntamente com as vigas e os pilares de uma estrutura, um conjunto monolítico com transmissão, entre todos os seus elementos de esforços, deslocamentos e deformações.

Elementos em que duas dimensões, comprimento e largura, prevalecem sobre a espessura. (ADÃO; HEMERLY, 2010).

Figura 3 - Laje maciça.



Fonte: Casa e construção, 2017.

Normalmente é utilizada nas edificações lajes com formas retangulares. Podemos definir as lajes em dois tipos: armadas nas duas direções ou armadas em uma direção (ADÃO; HEMERLY, 2010).

2.4.1.2 Laje armada em duas direções

Segundo Adão e Hemerly (2010), são lajes armadas em duas direções quando a relação $\frac{L_y}{L_x} \leq 2$. Sendo L_y maior vão, L_x menor vão.

2.4.1.3 Laje armada em uma direção

De acordo com Botelho e Marchetti (2010) são lajes em que uma dimensão é maior que o dobro da outra e são armadas na direção do lado menor.

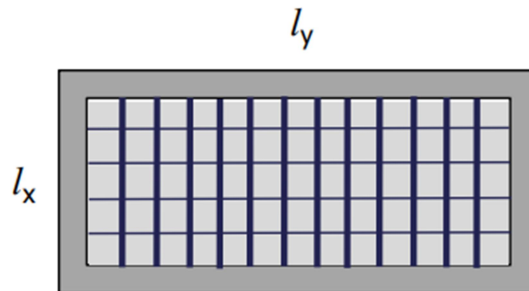
Conforme Ribas (2015), as lajes trabalham apenas na direção do menor vão, calcula-se a armadura principal para resistir o momento fletor nesta direção e é posicionada paralelamente a direção do menor vão. Na outra direção é posicionada a armadura transversal de distribuição, armadura mínima.

Observa-se na FIG. 4, a estrutura de uma laje armada em uma direção.

Figura 4 - Laje armada em uma direção.

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad \left\{ \begin{array}{l} l_x = \text{menor vão} \\ l_y = \text{maior vão} \end{array} \right.$$

$$\lambda > 2$$



Fonte: Ribas, 2015.

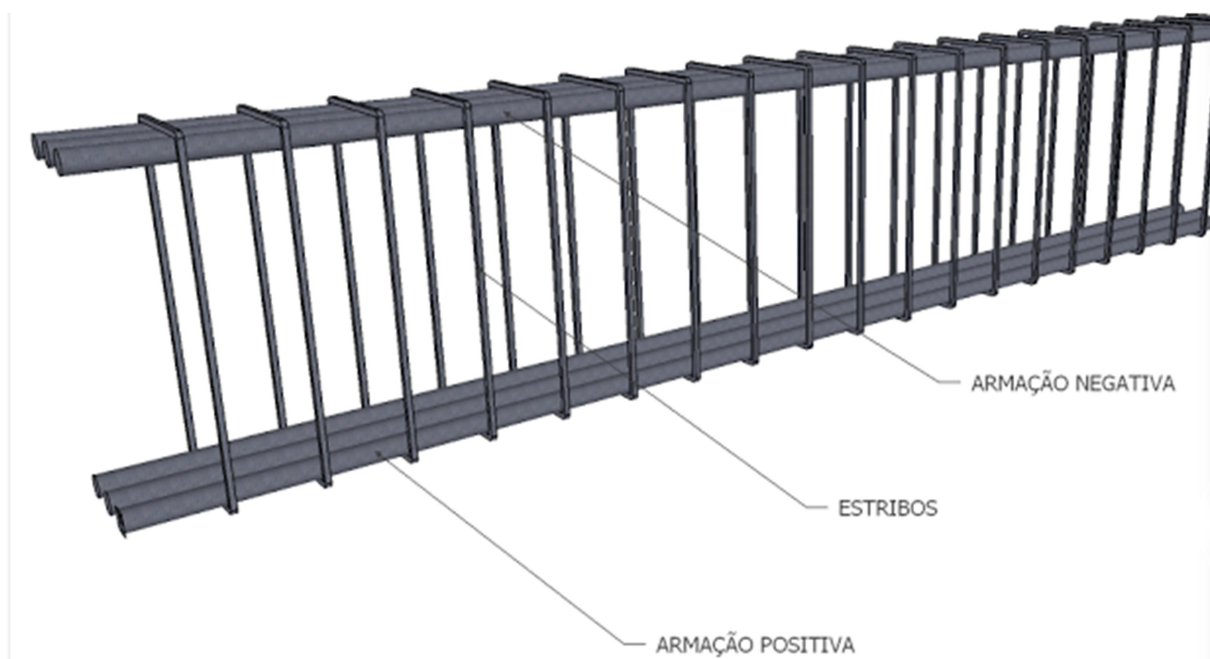
2.4.2 Vigas

Segundo Adão e Hemerly (2010), as vigas possuem função de apoio para as lajes ou para as vigas que não possuem pilar em sua extremidade.

Para Bastos (2006), as vigas podem ser classificadas como barras, sua estrutura geralmente segue a de uma reta e no sentido horizontal. Recebem ações das lajes, de outras vigas, de parede de alvenaria e eventualmente de pilares. É destinada a vencer vãos e transmitir as ações atuantes para os pilares.

As armaduras das vigas (FIG 5), são constituídas por estribos que são as armaduras transversais, e barras longitudinais superiores negativas e inferiores positivas (BASTOS, 2006).

Figura 5 - Montagem da estrutura de uma viga.



Fonte: Apostila Conceito de Construções, 2012.

2.4.3 Pilar

Elementos estruturais de grande importância na construção, são barras usualmente retas com eixo quase sempre disposto na vertical. Recebem ações de compressão normal em sua seção. Recebem as cargas provenientes das vigas e transmitem até a fundação (FERREIRA, et al 2006).

O pilar é formado pela utilização do concreto simples, pelas armaduras longitudinais com a finalidade de contribuir para a resistência do pilar e pelos estribos ou armaduras transversais com função de manter o pilar em sua posição correta (FERREIRA, et al 2006).

As FIG. 6 demonstra a estrutura de um pilar.

Figura 6 - Pilar parcialmente concretado.



Fonte: FERREIRA, et al. 2006.

2.4.4 Fundação

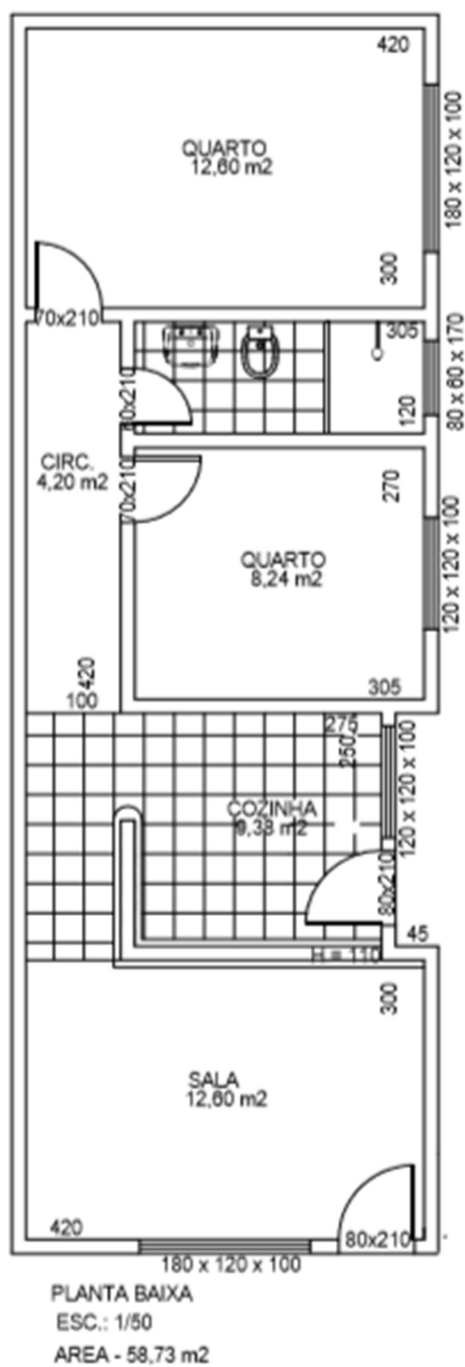
De acordo com Adão e Hermelly (2010), as fundações são projetadas para transmitir os esforços da superestrutura para o terreno. Tem a finalidade de ser calculada para suportar a estrutura.

2.5 Definição de Projeto

Trata-se de um projeto de uma residência unifamiliar (FIG. 7) com área de 58,73 m², possuindo dois quartos, sala, banheiro social e cozinha. Possui apenas um pavimento e não será construído nenhum tipo de edificação no segundo pavimento.

Por se tratar de uma obra de baixa altura, não será levada em consideração ações devido ao vento. Toda a estrutura da residência será feita em concreto armado, sendo laje maciça, pilar e vigas de seções retangulares.

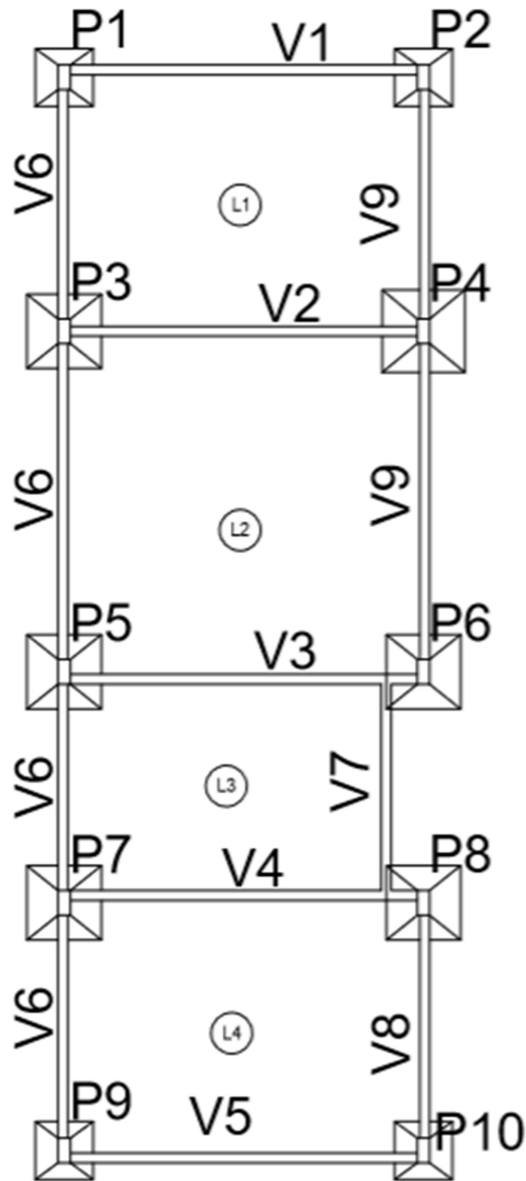
Figura 7 - Planta de análise do projeto.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se na FIG. 8 a pré-forma do projeto proposto.

Figura 8 - Planta de pré-forma



Fonte: Elaborado pelo autor.

2.5.1 Pré Dimensionamento

2.5.1.1 Lajes

O lançamento da estrutura foi iniciado pelas divisões das lajes.

Segundo Botelho e Marchetti (2010), utiliza-se a fórmula $h_{\text{mínimo}} = \frac{l_{\text{menor}}}{40}$ para determinar a espessura mínima da laje, onde:

l_{menor} = Menor lado da laje retangular.

De acordo com Bastos (2006), pode se determinar os vãos das lajes nas direções principais pela fórmula:

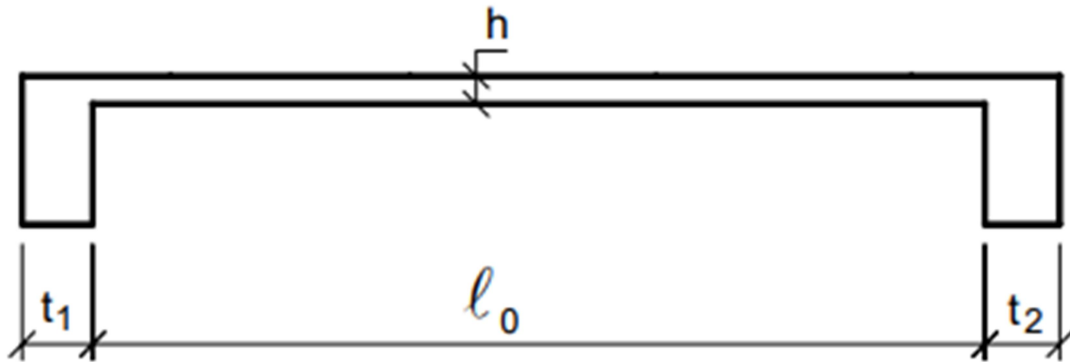
$$L_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Onde:

- l_0 é a distancia entre dois apoios consecutivos;
- a_1 é o menor valor entre $\frac{t_1}{2}$ e $0.3 \times h$;
- a_2 é o menor valor entre $\frac{t_2}{2}$ e $0.3 \times h$ e a_2 ;
- t_1 é o apoio do vão.

Observa-se na FIG.9 a indicação das dimensões l_0 , a_1 e a_2 .

Figura 09 - Dimensões consideradas no cálculo do vão efetivo.



Fonte: BASTOS 2005.

A TAB. 1 mostra as divisões das lajes, suas dimensões e espessuras adotadas.

Tabela 1 - Divisão das Lajes.

LAJE	DIMENSÕES (m)	ESP.(cm)
L1	4,35 x 3,15	8.00
L2	4,35 x 4,20	12.00
L3	3,90 x 2,65	8.00
L4	4,35 x 3,15	8.00

Fonte: Elaborado pelo autor.

2.5.1.2 Vigas

Após o lançamento das lajes, foram lançadas as vigas. De acordo com a NBR 6118/2004 (ABNT, 2004), as vigas não devem apresentar seção transversal menor que 12 cm. Em casos excepcionais este valor pode ser reduzido para 10 cm respeitando as condições da norma. Portanto, para as vigas do pavimento térreo e para as vigas baldrames foram adotados os valores de 12 cm.

Para estabelecer a altura das vigas, conforme Pinheiro (2003), utiliza-se as seguintes equações de acordo com seu tipo:

- Biapoiada: $h = \frac{l}{10}$
- Continua: $h = \frac{l}{12}$
- Balanço: $h = \frac{l}{5}$

Onde:

h = altura da viga (cm);

l = comprimento maior do vão.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT 2004), os vãos efetivos das vigas podem ser determinados pela fórmula:

$$L_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Onde:

- l_{ef} é o vão efetivo da viga;
- l_0 é a distância entre dois apoios consecutivos;
- a_1 é o menor valor entre $\frac{l_1}{2}$ e $0.3 \times h$;
- a_2 é o menor valor entre $\frac{l_2}{2}$ e $0.3 \times h$.

No projeto em estudo existem somente vigas biapoiada e contínuas. As vigas biapoiada são vigas que se apoiam somente em dois apoios e vigas contínuas apoiam em três ou mais apoios. Para o cálculo da viga contínua, adota-se o vão de maior comprimento.

A viga V1 do projeto está apoiada em dois apoios, portanto será utilizada a equação da viga biapoiada para determinar sua altura.

A viga V6 do projeto está apoiada em cinco apoios, portando será utilizada a equação da viga continua para determinar sua altura. Para as demais vigas foram adotados o mesmo procedimento.

Então visto que se trata de uma residência pequena e que não terá outras construções acima da primeira laje, foi adotada a dimensão transversal de 12 cm.

Observa-se na TAB. 2 as seções adotadas para as vigas.

Tabela 2 - Seções adotadas para as vigas.

VIGA	SEÇÃO (cm)
V1	20 x 45
V2	20 x 45
V3	20 x 45
V4	20 x 45
V5	20 x 45
V6	20 x 40
V7	20 x 40
V8	20 x 40
V9	20 x 40

Fonte: Elaborado pelo autor.

2.5.1.3 Pilar

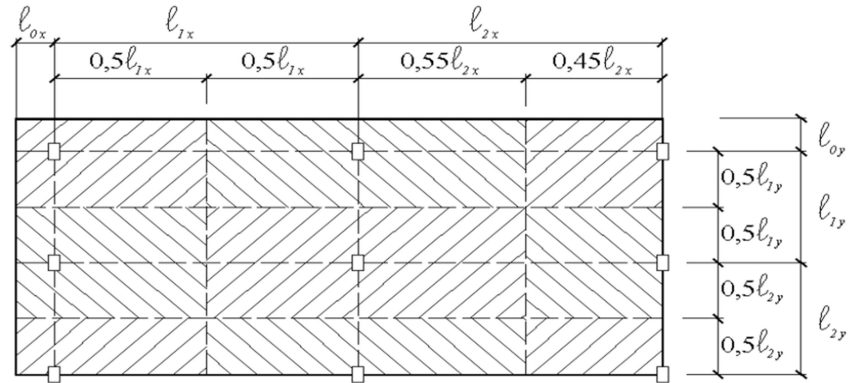
Após o lançamento e as determinações das seções das vigas, foram determinadas as posições e seções dos pilares.

Segundo Zwirter (2016), as seções transversais do pilar de qualquer geometria não podem ser menores que 19 cm. Porém, se for preciso utilizar seções menores, a norma permite a redução deste valor para até 14 cm. A norma também estabelece que para qualquer seção transversal de um pilar a área não poderá ser menor que 360 cm².

De acordo com Pinheiro (2003), para determinar a área de influência de cada pilar, divide as distâncias entre seus eixos por intervalos de 0,551 e 0,441, de acordo com a posição do mesmo na estrutura.

Observa-se na FIG. 10 o critério de área de influência.

Figura 10 – Critério de área de influência.



Fonte: Pinheiro, 2003.

Onde:

- 0,45l = pilar de extremidade e de canto na direção da menor dimensão;
- 0,55l = complementos dos vão;
- 0,50l = pilar de extremidade e de canto, na direção da sua maior dimensão.

Conforme Pinheiro (2003), após determinar a área de influência, é determinado o coeficiente de majoração da força normal (α):

- $\alpha = 1,3$ para pilares internos ou de extremidades, na direção da maior dimensão;
- $\alpha = 1,5$ para pilares de extremidades, na direção da menor dimensão;
- $\alpha = 1,8$ para pilares de canto.

Segundo Pinheiros (2003), para determinar a seção do concreto se utiliza a seguinte formula:

$$A_c = \frac{30 \times A \times \alpha \times (n + 0,7)}{f_{ck} + 0,01 (69,2 - f_{ck})}$$

Onde:

- A_c = área de seção de concreto (cm^2);
- α = coeficiente que leva em conta a excentricidade da carga;
- A = área de influência do pilar (m^2);
- n = número de pavimentos tipo;
- $(n + 0,7)$ = número que considera a cobertura, com carga estimada em 70% da relativa ao pavimento tipo;

- f_{ck} = resistência característica do concreto (KN/cm²).

Observa-se na TAB. 3 as seções adotadas para os pilares do projeto em estudo

Tabela 3 – Seções adotadas para os pilares.

PILAR	SEÇÃO (cm ²)
P1	20 x 30
P2	20 x 30
P3	20 x 30
P4	20 x 30
P5	20 x 30
P6	20 x 30
P7	20 x 30
P8	20 x 30
P9	20 x 30
P10	20 x 30

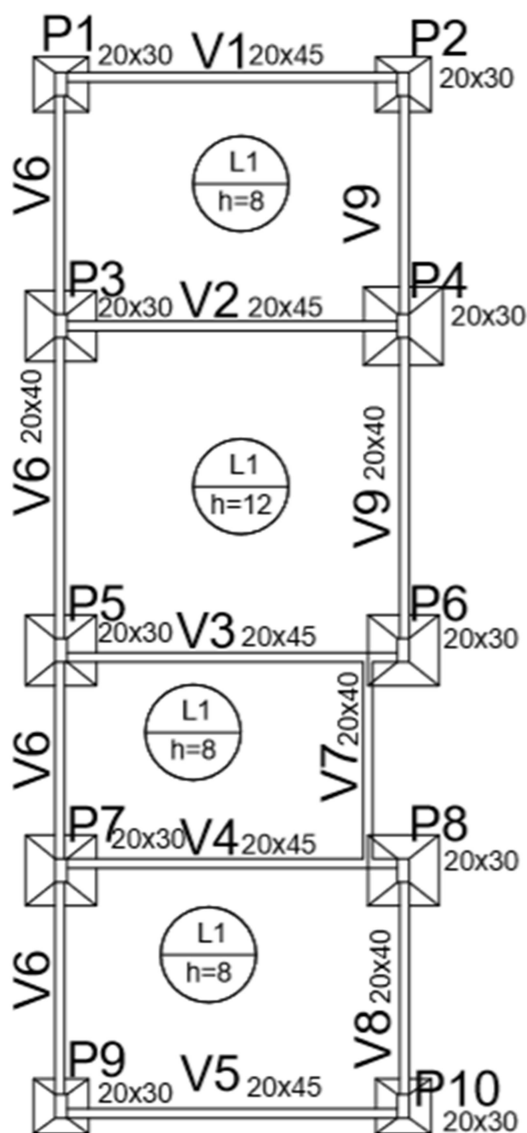
Fonte: Elaborado pelo autor.

2.5.1.4 Fundação

Para o projeto proposto será adotada fundação tipo sapata. Segundo Adão e Hemerly (2010), a partir do desenho de forma, há todo um processo de cálculo estrutural, onde serão dimensionadas as armaduras que serão utilizadas na obra.

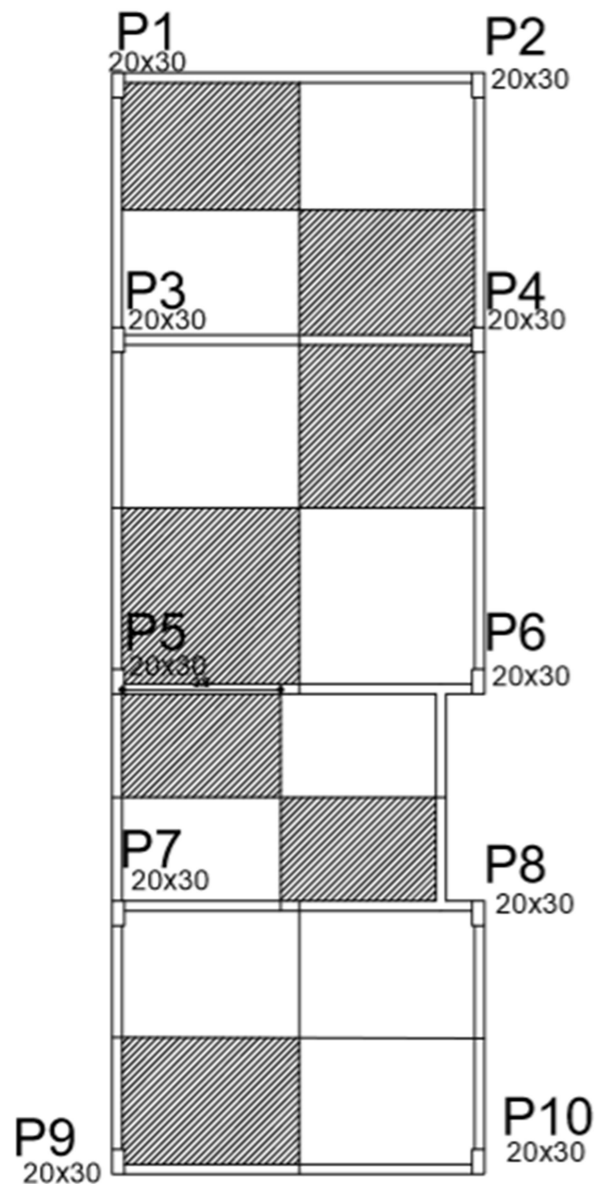
A FIG. 11 se trata da planta de formas do projeto em estudo.

Figura 11 - Planta de forma dos elementos estruturais



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 12 - Planta área de influência



Fonte: Elaborada pelo próprio autor.

2.7 Cálculo pelo método manual

Utilizando a relação $\frac{L_y}{L_x}$ observou-se que todas as quatro lajes são classificadas como armadas em duas direções.

Visto que as lajes são armadas em duas direções, as mesmas foram calculadas através do método de Czerny. O método apresenta seis tipos de casos de engastamento das lajes, assim será observada em qual caso cada laje se enquadra para o cálculo.

Além disso, é necessário também calcular a carga total que está atuando sobre a laje. Para o cálculo foi estabelecido peso próprio, carga acidental, revestimento e carga de alvenaria.

Para determinar as cargas atuantes na viga, foi realizado um somatório das reações provenientes das lajes, peso próprio e carga de alvenaria.

Para o cálculo do dimensionamento das armaduras dos pilares, foram utilizadas as cargas provenientes das vigas.

As seções das sapatas foram determinadas a partir da carga provenientes dos pilares.

2.8 Cálculo através do Software Eberick

De acordo com a AltoQI, o software Eberick é um sistema computacional em ambiente Windows para auxílio ao projeto de estruturas de edifícios de múltiplos pisos em concretos. A mesmas dimensões adotadas no método manual, foi adotada para o software Eberick.

Conforme a AltoQI, um pavimento com lajes e vigas em concreto armado é uma estrutura monolítica. Um modelo de grelha discretizando todo o conjunto pode ser adequado para a análise na maioria dos casos. As vigas são discretizadas em barras e as lajes em uma grelha com faixas ortogonais.

De acordo com a AltoQI, os pilares são representados em cada pavimento por suas seções transversais. O pilar é montado no pórtico espacial como uma barra vertical, posicionada em seu centro de gravidade, que representa as características desse elemento. Deve-se por tanto trabalhar direto com sua seção e todas as barras que chegam ao pilar são unidas inteiramente a este centro de gravidade através de barras rígidas.

2.9 Resultados de Cálculos

2.8.1 Resultados obtidos nas lajes

Nas TAB. 4 e TAB. 5, observam-se os resultados para as armaduras positivas das lajes em direção ao eixo x e eixo y obtidas através do método manual e pelo cálculo do Software Eberick.

Tabela 4 - Dimensionamento da armadura positiva pelo método manual.

LAJE	h (cm)	Asx (cm ² /m)	Arm. Adotada (eixo x)	Asy (cm ² /m)	Arm. Adotada (eixo y)
L1	8,00	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm
L2	12,00	1,8	Ø 5.0 mm cd 11 cm	1,8	Ø 5.0 mm cd 11 cm
L3	8,00	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm
L4	8,00	1,3	Ø 5.0 mm cd 15 cm	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 5 - Dimensionamento da armadura positiva pelo método Eberick.

LAJE	h (cm)	Asx (cm ² /m)	Arm. Adotada (eixo x)	Asy (cm ² /m)	Arm. Adotada (eixo y)
L1	8,00	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm	1,3	Ø 5.0 mm cd 15 cm
L2	12,00	1,3	Ø 5.0 mm cd 16 cm	1,67	Ø 5.0 mm cd 12 cm
L3	8,00	1,00	Ø 5.0 mm cd 20 cm	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm
L4	8,00	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Através das TAB. 4 e TAB. 5 observa-se que para as armaduras adotadas para o eixo x e eixo y, apesar de não haver muita divergência nos resultados, o software apresentou uma certa economia em relação ao método manual.

Nas TAB. 6 e TAB. 7, observam-se os resultados para as armaduras negativas obtidas através do método manual e pelo cálculo do Software Eberick.

Tabela 6 - Dimensionamento da armadura negativa pelo método manual.

LAJE	As (cm ² /m)	Arm. Adotada
L1 com L2	2,44	Ø 5.0 mm cd 10 cm
L1 com L3	1,95	Ø 5.0 mm cd 12 cm
L3 com L4	2,44	Ø 5.0 mm cd 12 cm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 7 - Dimensionamento da armadura negativa pelo método Eberick.

LAJE	As (cm ² /m)	Arm. Adotada
L1 com L2	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm
L1 com L3	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm
L3 com L4	1,20	Ø 5.0 mm cd 16 cm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Através das TAB. 6 e da TAB 7, observa-se que para as armaduras negativas, o cálculo através do método do Software Eberick foi mais econômico em relação ao manual.

2.8.2 Resultados obtidos nas vigas

Nas TAB. 8 e TAB. 9, observam-se os resultados para as armaduras longitudinais superior negativa e longitudinais inferior positiva para as vigas, obtidas através do método manual e pelo cálculo do Software Eberick.

Tabela 8 - Dimensionamento da armadura longitudinal pelo método manual.

VIGA	Seção (cm)	As Inferior (cm ²)	Arm. Inferior (mm)	As Superior (cm ²)	Arm. Superior (mm)
V1	20 x 45	1,00	2 Ø 8.0	2,39	3 Ø 10.0
V2	20 x 45	1,00	2 Ø 8.0	3,28	2 Ø 12,5
V3	20 x 45	1,00	2 Ø 8.0	2,9	3 Ø 10.0 + 1 Ø 8.0
V4	20 x 45	1,00	2 Ø 8.0	2,6	3 Ø 10.0 + 1 Ø 8.0
V5	20 x 45	2,3	3 Ø 10.0	1,6	2 Ø 10.0
V6	20 x 40	1,6	2 Ø 10.0	1,6	2 Ø 10,0
V7	20 x 40	1,20	2 Ø 8.0	1,6	2 Ø 10.0
V8	20 x 40	1,00	2 Ø 8.0	2,4	3 Ø 10.0
V9	20 x 40	1,88	2 Ø 10.0 + 1 Ø 8.0	1,5	2 Ø 10.0

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 9 - Dimensionamento da armadura longitudinal pelo método Eberick.

VIGA	Seção (cm)	As Inferior (cm ²)	Arm. Inferior (mm)	As Superior (cm ²)	Arm. Superior (mm)
V1	20 x 45	1,00	2 Ø 8.0	1,00	2 Ø 8.0
V2	20 x 45	1,00	2 Ø 8.0	2,00	4 Ø 8.0
V3	20 x 45	1,00	2 Ø 8.0	2,00	4 Ø 8,0
V4	20 x 45	1,00	2 Ø 8.0	1,50	3 Ø 8.0
V5	20 x 45	1,00	2 Ø 8.0	1,00	2 Ø 8.0
V6	20 x 40	1,00	2 Ø 8.0	1,00	2 Ø 8,0
V7	20 x 40	1,00	2 Ø 8.0	1,00	2 Ø 8.0
V8	20 x 40	1,00	2 Ø 8.0	1,00	2 Ø 8.0
V9	20 x 40	1,00	2 Ø 8.0	1,00	2 Ø 8.0

Fonte: Elaborado pelo autor.

Através das TAB. 8 e TAB. 9, observam-se os resultados para as armaduras longitudinais das vigas, obtidas através do software Eberick é mais econômico do que o método manual.

Nas TAB. 10 e TAB. 11, observam-se os resultados para as armaduras transversais para as vigas, obtidas através do método manual e pelo cálculo do Software Eberick.

Tabela 10- Dimensionamento da armadura transversal pelo método manual.

VIGA	Seção (cm)	As (cm ² /m)	Arm. Adotada
V1	20 x 45	2,00	Ø 5.0 mm cd 20 cm
V2	20 x 45	2,00	Ø 5.0 mm cd 20 cm
V3	20 x 45	2,00	Ø 5.0 mm cd 20 cm
V4	20 x 45	2,00	Ø 5.0 mm cd 20 cm
V5	20 x 45	2,00	Ø 5.0 mm cd 20 cm
V6	20 x 40	2,00	Ø 5.0 mm cd 20 cm
V7	20 x 40	2,00	Ø 5.0 mm cd 20 cm
V8	20 x 40	2,00	Ø 5.0 mm cd 20 cm
V9	20 x 40	2,00	Ø 5.0 mm cd 20 cm

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 11 - Dimensionamento da armadura transversal pelo método eberick

VIGA	Seção (cm)	As (cm ² /m)	Arm. Adotada
V1	20 x 45	1,60	Ø 5.0 mm cd 25 cm
V2	20 x 45	1,60	Ø 5.0 mm cd 25 cm
V3	20 x 45	1,60	Ø 5.0 mm cd 25 cm
V4	20 x 45	1,60	Ø 5.0 mm cd 25 cm
V5	20 x 45	1,60	Ø 5.0 mm cd 25 cm
V6	20 x 40	1,82	Ø 5.0 mm cd 22 cm
V7	20 x 40	1,82	Ø 5.0 mm cd 22 cm
V8	20 x 40	1,82	Ø 5.0 mm cd 22 cm
V9	20 x 40	1,82	Ø 5.0 mm cd 22 cm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Através das TAB 10 e TAB 11, observam-se os resultados para as armaduras transversais das vigas obtidas através do método do Software Eberick foi mais econômico do que o cálculo pelo método manual.

2.8.3 Resultados obtidos nos pilares

Nas TAB. 12 e TAB. 13, observam-se os resultados para as armaduras longitudinais dos pilares, obtidas através do método manual e pelo cálculo do Software Eberick.

Tabela 12 - Dimensionamento da armadura longitudinal pelo método manual.

PILAR	Seção (cm)	As (cm ²)	Arm. Adotada
P1	20 x 30	1,75	4 Ø 10.0 mm
P2	20 x 30	1,75	4 Ø 10.0 mm
P3	20 x 30	1,75	4 Ø 10.0 mm
P4	20 x 30	1,75	4 Ø 10.0 mm
P5	20 x 30	1,75	4 Ø 10.0 mm
P6	20 x 30	1,75	4 Ø 10.0 mm
P7	20 x 30	1,55	4 Ø 10.0 mm
P8	20 x 30	1,75	4 Ø 10.0 mm
P9	20 x 30	1,75	4 Ø 10.0 mm
P10	20 x 30	1,75	4 Ø 10.0 mm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 13 - Dimensionamento da armadura longitudinal pelo método Eberick.

PILAR	Seção (cm)	As (cm ²)	Arm. Adotada
P1	20 x 30	1,58	4 Ø 10.0 mm
P2	20 x 30	1,58	4 Ø 10.0 mm
P3	20 x 30	1,58	4 Ø 10.0 mm
P4	20 x 30	1,58	4 Ø 10.0 mm
P5	20 x 30	1,58	4 Ø 10.0 mm
P6	20 x 30	1,58	4 Ø 10.0 mm
P7	20 x 30	1,58	4 Ø 10.0 mm
P8	20 x 30	1,58	4 Ø 10.0 mm
P9	20 x 30	1,58	4 Ø 10.0 mm
P10	20 x 30	1,58	4 Ø 10.0 mm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Através das TAB. 12 e TAB. 13, observa-se que os resultados para as armaduras longitudinais dos pilares foram as mesmas obtidas através do método manual e pelo cálculo do Software Eberick.

Nas TAB. 14 e TAB. 15, observam-se os resultados para a armadura transversal dos pilares, obtidas através do método manual e pelo cálculo do Software Eberick.

Tabela 14 - Dimensionamento da armadura transversal pelo método manual

PILAR	Seção (cm)	As (cm ²)	Arm. Adotada
P1	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P2	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P3	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P4	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P5	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P6	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P7	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P8	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P9	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P10	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 15 - Dimensionamento da armadura transversal pelo método eberick

PILAR	Seção (cm)	As (cm ²)	Arm. Adotada
P1	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P2	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P3	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P4	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P5	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P6	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P7	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P8	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P9	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm
P10	20 x 30	3,33	Ø 5.0 mm cd 12 cm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Através das TAB. 14 e TAB. 15, observam-se os resultados para as armaduras transversais dos pilares, obtidas através do método manual e pelo cálculo do Software Eberick foram os mesmos.

2.8.4 Resultados obtidos nos sapatas

Nas TAB. 16 e TAB. 17, observam-se os resultados para as armaduras e seções das sapatas através do método manual e do Software Eberick

Tabela 16 - Dimensões adotadas para as sapatas, método manual.

Sap	Seção (cm)	Asx (cm ² /m)	Arm. adot. eixo (x)	Asx (cm ² /m)	Arm. Adotada eixo (x)
S1	80 x 80	3,00	Ø 10.0 cd 27	2,00	Ø 10.0 cd 10
S2	80 x 80	3,00	Ø 10.0 cd 27	2,00	Ø 10.0 cd 10
S3	1,05 x 1,05	3,15	Ø 10.0 cd 25	3,90	Ø 10.0 cd 20
S4	1,05 x 1,05	3,15	Ø 10.0 cd 25	3,90	Ø 10.0 cd 20
S5	1,05 x 1,05	3,15	Ø 10.0 cd 25	3,90	Ø 10.0 cd 20
S6	80 x 80	3,00	Ø 10.0 cd 27	2,00	Ø 10.0 cd 10
S7	80 x 80	3,00	Ø 10.0 cd 27	2,00	Ø 10.0 cd 10
S8	80 x 80	3,00	Ø 10.0 cd 27	2,00	Ø 10.0 cd 10
S9	80 x 80	3,00	Ø 10.0 cd 27	2,00	Ø 10.0 cd 10
S10	80 x 80	3,00	Ø 10.0 cd 27	2,00	Ø 10.0 cd 10

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 17 - Dimensões adotadas para as sapatas, método Eberick.

Sap	Seção (cm)	Asx (cm ² /m)	Arm. adot. eixo (x)	Asx (cm ² /m)	Arm. Adotada eixo (x)
S1	80 x 80	4,8	Ø 10.0 cd 13	4,8	Ø 10.0 cd 10
S2	80 x 80	4,8	Ø 10.0 cd 13	4,8	Ø 10.0 cd 10
S3	80 x 80	4,8	Ø 10.0 cd 13	4,8	Ø 10.0 cd 10
S4	80 x 80	4,8	Ø 10.0 cd 13	4,8	Ø 10.0 cd 10
S5	80 x 80	4,8	Ø 10.0 cd 13	4,8	Ø 10.0 cd 10
S6	80 x 80	4,8	Ø 10.0 cd 13	4,8	Ø 10.0 cd 10
S7	80 x 80	4,8	Ø 10.0 cd 13	4,8	Ø 10.0 cd 10
S8	80 x 80	4,8	Ø 10.0 cd 13	4,8	Ø 10.0 cd 10
S9	80 x 80	4,8	Ø 10.0 cd 13	4,8	Ø 10.0 cd 10
S10	80 x 80	4,8	Ø 10.0 cd 13	4,8	Ø 10.0 cd 10

Fonte: Elaborado pelo autor.

Através das TAB 16 e TAB 17, observam-se que resultados para as armaduras das sapatas, obtidas através do cálculo do manual é mais econômico do que através Software Eberick.

2.10 Relação do consumo de materiais

Observa-se na TAB. 18, o volume de concreto obtido através dos cálculos pelo processo manual e através do Software Eberick.

Tabela 18 - Consumo total de concreto através dos métodos manual e Software Eberick.

VOLUME DE CONCRETO (m ³)	
MANUAL	9,88
EBERICK	9,54

Fonte: Elaborado pelo próprio autor

Através das TAB 18, observa-se que apesar de não haver muita divergência, houve um gasto de 3,56% a mais de concreto pelo método manual do que pelo cálculo realizado através do Software Eberick.

Observa-se na TAB. 19 a relação de aço obtida através dos métodos manual e pelo Software Eberick.

Tabela 19 - Consumo de aço através dos métodos manual e Software Eberick.

QUANTIDADE DE AÇO (m)		
Diâmetro	Manual	Eberick
ø 5.0	1349,31	1317,5
ø 6.3	-	-
ø 8.0	210,71	210,5
ø 10.0	371,88	356,2

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Através das TAB. 19, observa-se, que apesar de não haver muita divergência, o valor obtido de aço através do processo manual foi 1,27% a maior do que pelo cálculo do Software Eberick.

2.11 Tempo de Execução

Antigamente os cálculos eram executados manualmente somente com o auxílio de calculadoras e réguas, contudo o tempo gasto para se calcular uma estrutura seja ela o mais simples possível, era demorado. Com o surgimento dos softwares, o tempo gasto para se calcular uma obra se tornou menor, pois o mesmo apresenta toda configuração de forma correta para se lançar uma obra.

Observou-se que o tempo gasto para se calcular o projeto em estudo por processo manual foi maior que pelo software Eberick. Para realizar somente os cálculos, gastou-se 5 horas utilizando o Software Eberick e 21 horas pelo processo manual.

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através dos resultados obtidos, podemos observar que para a planta proposta, o método manual é um processo onde o custo com matérias é maior do que o calculado através do software Eberick e foi possível observar também que o tempo para o cálculo e revisões são menores através do Software Eberick, podendo atender a tempo quaisquer eventualidades nas obras.

Para que uma obra tenha sucesso em sua execução, a mesma deve atender a requisitos como segurança, resistência, economia, viabilidade e tempo. Em relação aos métodos estudados, o método de cálculo através do software Eberick é mais viável, pois a partir do momento em que se inicia uma construção podem ocorrer mudanças, com o isso dependendo do porte e tempo que a obra tem para ser finalizada, as revisões de cálculo devem ser rápidas para que não atrase e nem afete seu cronograma físico financeiro e também sua resistência, pois o método possibilita resultados mais rápidos podendo assim ser revisado com mais segurança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADÃO, F. X.; HEMERLY, A. C. **Concreto Armado**: cálculo prático e econômico. 2 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2010. 205 p.

ALTOQI. Tutorial de dimensionamento de fundações, pilares, vigas e lajes. 2014. <Disponível em: http://help.altoqi.com.br/Tutorial_EB_Basico/>

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto - projeto, Rio de Janeiro, 2004.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. *Fundamentos do concreto armado*. Ago. 2006. Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Bauru. 98 p. Notas de Aula.

BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O. **Concreto Armado Eu Te Amo**. 6 ed. Rio de Janeiro: Blucher, 2010. 528 p. Vol. 1.

CARDOSO, Rafael do Valle Pereira. **Projeto estrutural em concreto armado**. 2013. 256 f. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

FERREIRA, Evelyn de Mancilha. Et al. Concepção de pilares em concreto armado e de pilares em aço. *In: X ENCONTRO LATINO AMERICANO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E VI ENCONTRO LATINO AMERICANO DE PÓS-GRADUAÇÃO – UNIVERSIDADE DO VALE DO PARAÍBA*, n. 24, 2006, São José dos Campos. **Programação e anais de resumos...** São José dos Campos: JAC Gráfica e Editora, 2006. p. 264 – 267.

KEMCZINSKI, Pedro Gabriel. **Cálculo e detalhamento de estrutura de concreto armado de um edifício residencial**. 2015. 121 f. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. Apostila.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS Sandro P. **Pré-dimensionamento – capítulo 5**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003. Apostila.

RIBAS, Rovadavia Aline Jesus. *Capítulo 5: Lajes*. 2015/2. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 60 p. Notas de Aula.

SANTOS, Roberto Eustáquio dos. **A armação do concreto no Brasil: história da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia**. 2008. 336 f. Tese de doutorado (Doutorado em História da Educação) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

SANTOS, Roberto Eustáquio dos. **A cultura do concreto armado no Brasil: educação e deseducação dos produtores do espaço construído**. *In: Anais do IV Congresso Brasileiro de História da Educação*. Goiânia: Universidade Católica de Goiânia, 2006.

ZENZEN, Alessandro. **Comparação de métodos de cálculo para determinação dos momentos fletores em lajes de concreto armado**. 2012. 92 f. Trabalho de Conclusão do Curso (Engenharia Civil) - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, Rio Grande do Sul, 2012.

ZWIRTES, Arlei Afonso. **Dimensionamento de pilares retangulares de concreto armado pela NBR 6118/2014 e verificação da capacidade da seção pelo diagrama de interação**. 2016. 58 f. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Santa Rosa, 2016.