

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ANDRESSA SILVA E SOUZA

MARIA EUGENIA DE SÃO BOAVENTURA

**VERIFICAÇÃO E ANÁLISE DE UM PROJETO
ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO POR MEIO DO
CÁLCULO MANUAL E O SOFTWARE EBERICK:
ACOMPANHAMENTO DA OBRA**

ANÁPOLIS / GO

2017

**ANDRESSA SILVA E SOUZA
MARIA EUGENIA DE SÃO BOAVENTURA**

**VERIFICAÇÃO E ANÁLISE DE UM PROJETO
ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO POR MEIO DO
CÁLCULO MANUAL E O SOFTWARE EBERICK:
ACOMPANHAMENTO DA OBRA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

ORIENTADOR: MSC. FABRÍCIO NASCIMENTO SILVA

ANÁPOLIS / GO: 2017

FICHA CATALOGRÁFICA

SOUZA, ANDRESSA SILVA DE/ BOAVENTURA, MARIA EUGENIA DE SÃO

Verificação e análise de um projeto estrutural em concreto armado por meio do cálculo manual e o software Eberick: Acompanhamento da obra.

110P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2017).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Concreto Armado

2. Lajes nervurada unidirecional

3. Dimensionamento

4. Cálculo manual

I. ENC/UNI

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SOUZA, Andressa Silva de; BOAVENTURA, Maria Eugenia de São. Verificação comparativa de um projeto estrutural em concreto armado por meio do cálculo manual e o software Eberick: Acompanhamento da obra. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 110p. 2017.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Andressa Silva e Souza

Maria Eugenia de São Boaventura

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Verificação e análise de um projeto estrutural em concreto armado por meio do cálculo manual e o software Eberick: Acompanhamento da obra

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2017

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Andressa Silva e Souza

E-mail: eng.andressasilvaesouza@gmail.com

Maria Eugenia de São Boaventura

E-mail: maria_bvt@outlook.com

**ANDRESSA SILVA E SOUZA
MARIA EUGENIA DE SÃO BOAVENTURA**

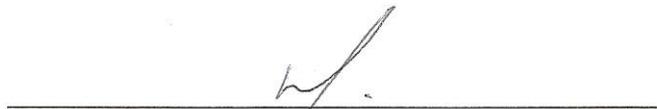
**VERIFICAÇÃO E ANÁLISE DE UM PROJETO
ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO POR MEIO DO
CÁLCULO MANUAL E O SOFTWARE EBERICK:
ACOMPANHAMENTO DA OBRA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

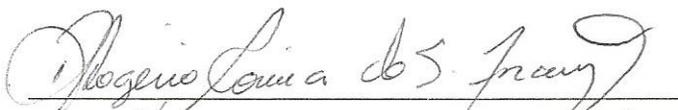
APROVADO POR:



**FABRÍCIO NASCIMENTO SILVA, Mestre (UniEvangélica)
(ORIENTADOR)**



**NEANDER BERTO MENDES, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**



**RHOGÉRIO CORREIA DE SOUZA ARAÚJO, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 27 de NOVEMBRO de 2017.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pois sem a sua presença nunca teria superado as dificuldades, aos meus pais pelo incentivo e amor incondicional, aos meus familiares, ao engenheiro Luciano por ter sido muito prestativo nesse trabalho, a esta faculdade e todo o corpo docente que contribuíram para o meu aprendizado, ao meu orientador Fabrício e ao professor Agnaldo que me ajudaram bastante, aos meus amigos, em especial a minha parceira de trabalho Maria Eugenia e a todos que contribuíram diretamente e indiretamente para esta formação, deixo a vocês o meu muito obrigado.

Andressa Silva e Souza.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu Pai, por me apoiar, incentivar e me ajudar nos estudos, explicando de forma demonstrativa o que não conseguia entender e pela oportunidade de estagiar junto com ele.

A minha mãe, por estar sempre me incentivando a não desistir. E as minhas amigas, por disponibilizarem suas casas para estudar, pelas noites sem dormir, por me incentivarem quando mais precisei e pela paciência. Em especial a Andressa, pela parceria, companheirismo, e por sempre deixar as portas de sua casa aberta para quando eu precisasse.

Agradeço principalmente ao Engenheiro Luciano pela compreensão, disponibilidade e por colaborar com esse trabalho.

Maria Eugenia de São Boaventura

RESUMO

Na atualidade são grandes os avanços tecnológicos na área da engenharia civil, existindo uma ampla demanda de software para elaboração de projetos em todos os setores da construção. Com tais programas pode-se agilizar o planejamento da obra e otimizando o tempo gasto no desenvolvimento dos projetos, bem como em uma melhor qualidade dos detalhes. Portanto, este trabalho busca proporcionar uma análise entre a elaboração de projeto estrutural em concreto armado com e sem utilização de um software computacional, mostrando os resultados e soluções apresentadas tanto por meio do software quanto por meios manuais. Para realizar o presente trabalho utilizamos o programa computacional Eberick V08, disponibilizado pela empresa AltoQi, específico para projeto em concreto armado que abrange a etapa de lançamento, dimensionamento, análise estrutural, e detalhamento final dos elementos. Na realização do cálculo estrutural sem utilização de softwares de dimensionamento e detalhamento, ou seja, através de cálculos manuais, foi primordial a aplicação do Ftool, que é um programa utilizado para calcular esforços resultantes, tornou-se possível analisar e verificar os critérios que o Eberick manuseia no dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares). Para a realização da análise, utilizou-se um projeto arquitetônico de um prédio residencial disponibilizado pelo Engenheiro Luciano Silva Campos, CREA 22936/D-GO, que está sendo executado no Bairro Eldorado na cidade de Anápolis-GO. Consequentemente, os engenheiros e os profissionais da área estrutural poderão utilizar de forma sensata e verídica os softwares citados, averiguando todas as vantagens que os programas disponibilizam.

PALAVRAS-CHAVE:

Cálculo manual. Software Eberick. Dimensionamento. Análise. Elementos estruturais.

ABSTRACT

Nowadays technological advances in the field of civil engineering are large so there is a huge demand for software, which designs projects in all sectors of construction. With such programs, you can streamline the planning of the work and optimize the time spent to the development of projects as well as providing a better quality of details. Therefore, this work seeks to provide a comparison between the elaboration of structural design in reinforced concrete with and without the use of technological software, showing the results and solutions presented both through the software and by manual means. In order to carry out the present work we use the software Eberick V08, available by the company AltoQi, specificity for design in reinforced concrete that includes the stage of launching, dimensioning, structural analysis, and final detailing of the elements. In order to perform the structural calculation without the use of sizing and detailing software besides manual calculations, it was essential to apply Ftool, which is a program used to calculate the resulting efforts, it became possible to compare and verify the criteria of Eberick that handles the dimensioning and detailing of the structural elements (slabs, beams and pillars). The architectural design of a residential building provided by Engineer Luciano Silva Campos, CREA 22936 / D-GO, it has been carried out in the Eldorado neighborhood of Anápolis-GO. Consequently, engineers and structural professionals can use the software in a sensible and truthful way, checking all the advantages that the programs offer.

KEYWORDS:

Manual calculation. Eberick Software. Sizing. Comparison. Structural elements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pasta de cimento, argamassa e concreto simples	19
Figura 2 - Barras de aço.....	26
Figura 3 - fios de aço	26
Figura 4 - AutoCAD (versão LT de 1997)	31
Figura 5 - AutoCAD (versão 2015).....	31
Figura 6 - Exemplo de prédio residencial projetado no Eberick.	32
Figura 7 - Cálculo dos esforços de uma viga no ftool.....	33
Figura 8 - Planta baixa.....	34
Figura 9 – Forma do pavimento térreo	35
Figura 10 – Forma do pavimento tipo	36
Figura 11 - Treliças.....	38
Figura 12 - Demonstração de contra flecha.....	38
Figura 13 - Sobreposição dos blocos de EPS sobre entre as vigotas.....	39
Figura 14 - Instalações de energia, tubulações de água e esgoto	39
Figura 15 - Regularização do concreto.....	40
Figura 16 - Umidificação do concreto	40
Figura 17 - Armações das vigas	43
Figura 18 - Vigas ligando os pilares.....	44
Figura 19 - Pilar sob compressão	46
Figura 20 - Exemplo de pilares sustentando vigas	47
Figura 21 - Distribuição da posição dos pilares	48
Figura 22 - Elementos estruturais.....	51

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Tipos de cimento fabricados no Brasil.....	19
Quadro 2 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$	25
Quadro 3 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	28
Quadro 4 - Peso específico dos matérias de construção.....	67
Quadro 5 - Valores mínimos das cargas verticais	67

LISTA DE TABELA

Tabela 1 – Dimensionamento da armadura positiva e negativa da laje L3	52
Tabela 2 – Dimensionamento da armadura positiva e negativa da laje L4	53
Tabela 3 – Dimensionamento da armadura positiva e negativa da laje L7	53
Tabela 4 - Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da viga V2.....	54
Tabela 5 - Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da viga V4.....	54
Tabela 6 - Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da viga V38.....	54
Tabela 7 - Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da viga V42.....	55
Tabela 8 – Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da viga V44	55
Tabela 9 – Dimensionamento da armadura longitudinal da pilar P5	56
Tabela 10 - Dimensionamento da armadura longitudinal do pilar P6.....	56
Tabela 11 - Dimensionamento da armadura longitudinal do pilar P8.....	56
Tabela 12 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	65
Tabela 13 – Área da seção de armadura A_s (cm ²)	68
Tabela 14 - Largura mínima b_{si} (cm) para colocação da armadura	68
Tabela 15 - Área da seção de barras da armadura passiva por unidade de comprimento (cm ² /m)	68
Tabela 16 – Pré-dimensionamento dos pilares	69
Tabela 17 - Pré-dimensionamento das vigas (térreo)	70
Tabela 18 - Pré-dimensionamento das vigas (pavimento tipo)	72
Tabela 19 - Esforços resultantes	77
Tabela 20 - Valores de ξ_{lim} e μ_{lim}	78

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	JUSTIFICATIVA.....	14
1.2	OBJETIVOS.....	14
1.2.1	Objetivo geral.....	14
1.2.2	Objetivos específicos.....	15
1.3	METODOLOGIA.....	15
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	15
2	REVISÃO BIBLIOGRAFICA.....	17
2.1	HISTÓRIA DO CONCRETO.....	17
2.2	CONCEITOS FUNDAMENTAIS.....	18
2.2.1	Propriedades do concreto.....	20
2.2.1.1	Adensamento.....	20
2.2.1.2	Homogeneidade.....	21
2.2.1.3	Propriedades do concreto fresco.....	21
2.2.1.4	Endurecimento e cura do concreto.....	21
2.2.2	Resistência à compressão.....	22
2.2.3	Propriedades e característica do aço.....	23
2.2.4	Concreto armado.....	24
2.2.5	Vantagens e desvantagens de uma estrutura em concreto armado.....	26
2.2.6	Normas técnicas.....	27
2.2.6.1	Normas paralelas.....	29
2.3	SOFTWARE RELACIONADO.....	29
2.3.1	Histórico dos programas para cálculo e desenho.....	29
2.3.1.1	AutoCAD.....	29
2.3.1.2	Eberick.....	31
2.3.1.3	Ftool.....	33
3	METODOLOGIA.....	34
3.1	ESTUDO DE CASO: PRÉDIO RESIDENCIAL NA CIDADE DE ANÁPOLIS.....	34
3.1.1	Descrição do projeto.....	34
3.2	CRITÉRIOS DE CÁLCULO.....	36
3.2.1	Laje36	
3.2.1.1	Pré-dimensionamento.....	40

3.2.1.1.1	<i>Passo: direção principal da laje</i>	41
3.2.1.1.2	<i>Passo: definição das nervuras e dos enchimentos</i>	41
3.2.1.1.3	<i>Passo: Definição dos carregamentos</i>	41
3.2.1.2	Critérios de cálculos do Eberick quanto às lajes	42
3.2.1.3	Posição das lajes	42
3.2.2	Viga	42
3.2.2.1	Posição das vigas	43
3.2.2.2	Pré-dimensionamento	44
3.2.2.3	Critérios de cálculos do eberick quanto as vigas	45
3.2.3	Pilar	45
3.2.3.1	Posição dos pilares	48
3.2.3.2	Pré-dimensionamento	49
3.2.3.3	Critérios de cálculos do eberick quanto aos pilares	51
3.3	CÁLCULO MANUAL DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	51
4	ANÁLISE DO CÁLCULO ESTRUTURAL (MANUAL E COMPUTACIONAL)	52
4.1	QUANTO AS LAJES L3, L4 E L7	52
4.2	QUANTO AS VIGAS V2, V4, V38, V42 E V44	53
4.3	QUANTO AOS PILARES P5, P6 E P8	55
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	58
	REFERÊNCIAS	60
	ANEXOS A - INFORMAÇÕES SEGUNDO A NBR 6118	65
	ANEXO B - INFORMAÇÕES SEGUNDO A NBR 6120	67
	ANEXO C - TABELAS	68
	APÊNDICE A - PRÉ-DIMENSIONAMENTO	69
	APÊNDICE B - CÁLCULO MANUAL	74

1 INTRODUÇÃO

Segundo Silva {s.d} a madeira e a alvenaria foram os primeiros materiais, em abundância, como sistemas construtivos. Visto que a madeira, naquela época, apresentava problemas de durabilidade e combustão. O sistema mais utilizado, anteriormente, era a alvenaria que podia ser de pedras ou tijolos, que construiu obras importantes em sua época.

Nas estruturas em concreto armado, o aço é um material importantíssimo, pois fornece surpreendentes propriedades mecânicas (resiste à compressão, tração e flexão) e pode ser modificado por tratamentos químicos e térmicos, de acordo com a necessidade. É uma liga metálica composta basicamente por ferro e carbono, essa mistura o deixou menos quebradiço e mais dúctil, o que é uma vantagem para a execução de armaduras.

Os aços podem ser diferenciados por sua composição química e a forma que o constitui. Sua utilização final que determinará a aplicação de certos elementos químicos, aços com diferentes níveis tanto da resistência mecânica quanto da resistência à corrosão, soldabilidade, entre outros.

De acordo com a Revista *Téchne*, em meados do século XX, a ideia de concreto armado surgiu no Brasil, especificamente no Rio de Janeiro e São Paulo. Por ser considerado recente, as escolas brasileiras já possuem um vasto conhecimento em concreto armado, devido aos recursos naturais e econômicos, que conseqüentemente acabou tornando-se uma questão cultural.

Segundo a Revista *Téchne* as escolas brasileiras que estudam esta parte do concreto e do aço são uma das melhores, pois houve a necessidade de melhorar tecnologicamente para economizar material, mão de obra e facilitar o projeto como um todo. Há algumas décadas os cálculos eram muito complexos e eram resolvidos por computadores que ocupavam salas inteiras, com o auxílio de calculadoras programáveis, onde levavam dias para um só cálculo ser resolvido e os mais simples que poderiam ser processados.

De certa forma, a informática e suas tecnologias são extremamente importantes. Então percebeu-se a necessidade de criar novos softwares, especificamente, na área da Engenharia Civil. Sem esses avanços, desperdiçava-se muito tempo com cálculos manuais, não aproximava das forças atuantes da estrutura e tornava-o extremamente longe do real.

Hodiernamente a informática está mais presente em nosso cotidiano, utilizado sempre em nossos afazeres, podendo ser pessoais ou profissionais. Um prédio inteiro pode ser processado em minutos e armazenado em um pen drive, economizando espaço e tempo, processamos cálculos mais complexos e com uma maior perfeição nos resultados.

1.1 JUSTIFICATIVA

Alguns fenômenos naturais influenciam no tipo de construção que devemos projetar, para mais segurança e comodidade dos usuários. Fenômenos esses (terremotos, maremotos, neve, tsunamis, entre outros) que acontecem com menos frequência no Brasil, por isso a maioria das construções brasileiras optam por estruturas isostáticas (metálicas) ou hiperestáticas (em concreto). Ainda assim, as estruturas em concreto são as mais utilizadas, por ainda serem mais viáveis economicamente no Brasil. As mais utilizadas são: concreto armado e alvenaria estrutural em blocos cerâmicos ou de concreto.

Esses tipos de estruturas não possuem grandes restrições quanto ao tamanho do empreendimento. A fase estrutural de um empreendimento é uma das mais importantes, pois rege a segurança e a estabilidade do prédio, casa, galpões, entre outros - e abrange uma grande área da engenharia civil.

O software Eberick é um programa diferenciado, que proporciona inúmeros recursos, com uma ampla produtividade na formação dos projetos e na compreensão das soluções dispostas para o mesmo. Podendo ainda ser acrescentado para várias informações dependendo da necessidade.

A facilidade e rapidez em se elaborar um projeto estrutural dentro de um software, em análise com a maneira manual até então utilizada no passado é o ponto chave deste trabalho, que busca mostrar as vantagens e facilidades em se executar um projeto com o recurso computacional, demonstrando uma comparação entre resultados obtidos pelos dois métodos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Tem-se como objetivo, analisar quanto aos cálculos, a partir da escolha de alguns elementos estruturais, utilizando os resultados do software Eberick, concedidos pelo engenheiro da obra que já haviam sido realizados, agilizando a obtenção de resultados e detalhes estruturais, e realizar o dimensionamento de forma manual, para um prédio residencial de seis pavimentos. Com a finalidade de explorar e aprimorar ferramentas que facilitem e agilizem o cálculo estrutural, temos como objetivo constatar discrepâncias entre os resultados obtidos pelos dois métodos citados, bem como também acompanhar a execução da obra com registros fotográficos, observando o comportamento da estrutura calculada pelo software Eberick.

1.2.2 Objetivos específicos

Para que se possa alcançar o objetivo geral deste trabalho, precisamos buscar objetivos específicos, como:

- Escolher alguns elementos estruturais para realizar o cálculo manual;
- Calcular os elementos escolhidos manualmente;
- Compreender a forma de análise que o software calcula;
- Comparar possíveis discrepâncias entre as quantidades de aços e as bitolas das armaduras, para vigas, pilares e lajes;
- Acompanhar a obra, que está sendo analisada através de registros fotográficos.
- Analisar a viabilidade do software Eberick.

1.3 METODOLOGIA

Com o intuito de obter fundamentos teóricos fez-se um levantamento bibliográfico através de artigos acadêmicos, monografias, artigos de revistas técnicas, livros que abordavam o tema escolhido, normas técnicas relacionadas ao dimensionamento de concreto armado e programas computacionais, como o AutoCAD, Eberick e Ftool. Selecionou-se um projeto de prédio residencial para realizar o estudo de caso. Para que fosse possível realizar o estudo de caso foram necessárias visitas técnicas com registros fotográficos, com o propósito de acompanhar o andamento da obra.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é constituído de forma sucinta por oito capítulos, que buscam facilitar o entendimento do assunto proposto, organizados de forma cronológica para uma maior compreensão do tema e dos resultados alcançados.

Neste primeiro capítulo, apresenta-se a parte introdutória do trabalho, justificativa, objetivos e metodologia empregada no mesmo.

No capítulo 2 retrata a história do concreto, os conceitos fundamentais do concreto simples, propriedades do concreto, propriedades do aço, conceito do concreto armado demonstrando suas vantagens e desvantagens e enfatizando a principal norma Associação

Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Norma Brasileira Regulamentadora (NBR) 6118 e possíveis normas paralelas. Além de abordar os softwares relacionados, exibindo os principais programas para cálculo e desenhos utilizados no decorrer do trabalho, divididos em tópicos (AutoCAD, Eberick, Ftool).

Os critérios de laje, viga e pilar calculados são demonstrados de forma mais aprofundada no capítulo 3 exibindo o projeto de um prédio residencial de 6 pavimentos. Primeiramente aponta-se a descrição do projeto e suas respectivas áreas em m², em seguida a escolha de alguns elementos estruturais para análise.

A partir do lançamento e detalhamento final, foi possível obter uma análise entre os cálculos. Essa análise foi minuciado no capítulo 4.

Findamos o capítulo 5 com as considerações finais obtidas através do desdobramento do trabalho, apresentando possíveis idealizações para trabalhos similares.

Foram retratados nos anexos os principais itens da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), os quadros de cargas da NBR 6120 (ABNT, 1980) e tabelas para detalhamento da armadura e no apêndice a disseminação dos cálculos manuais.

2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1 HISTÓRIA DO CONCRETO

Kaefer (1998) explica a respectiva história desde o cimento até as construções contemporâneas em concreto armado, onde aconteceram vários marcos importante.

Há 500 anos antes de Cristo (a.C.) o cimento já era conhecido e utilizado em inusitadas técnicas, frequentemente utilizado em revestimentos de fontes atenienses. Logo foi descoberta a cal como um aglomerante na forma de material cimentício.

No século XVII os estudos do concreto se direcionaram para a melhoria da argamassa. Grandes descobertas que influenciaram nas importantes construções do mundo, onde aperfeiçoou o tempo de pega, a trabalhabilidade, homogeneidade, resistência entre outros. Em 1678 Joseph Moxon, na Inglaterra realizou os primeiros estudos do cimento direcionados ao aperfeiçoamento da firmeza da argamassa sob a água. Observou-se também uma vantagem ao se utilizar cimento como concreto.

No século XIX através de vários fatores relacionados ao concreto, Vicat desenvolveu um aparelho que é muito utilizado na contemporaneidade para estipular o tempo de início e fim de pega.

Através de vários estudos, o francês Joseph Aspdin percebeu que através da queima do calcário e argila misturados e moídos a uma grande temperatura, que após secar tornaram-se um material tão resistente quanto as pedras que eram utilizadas. Então Aspdin intitula esta reação como cimento Portland em alusão às jazidas de pedra para construções já realizadas em Portland, Inglaterra.

O cimento Portland produzido no século XIX, por Aspdin, é diferente e não pode ser comparado ao que é produzida hoje, já que atualmente é mais fácil manter altas temperaturas sem que haja desperdício de calor para o meio, chegando assim mais facilmente na fase resultante do clínquer.

Surgiu logo depois a primeira ideia de concreto armado quando Joseph Louis Lambot introduziu ferragem no cimento. Em seguida a primeira casa em concreto armado foi construída, considerado um feito naquela época.

Até o século XX, na Alemanha, houve uma melhoria na qualidade do clínquer, tornando-o mais resistente. Todas essas melhorias foram instaladas em laboratórios das universidades técnicas do governo alemão. Em 1855, deu-se o início da fabricação do cimento Portland em sua composição moderna. Já nos Estados Unidos foi construído o primeiro arranha-

céu de 16 andares em concreto armado, logo se tornou constante esse tipo de estruturas. Na década de 80, os aditivos líquidos com baixa influência sobre o tempo de pega (superplastificantes) são introduzidos nas misturas.

2.2 CONCEITOS FUNDAMENTAIS

Um material para ser considerado apto, deve apresentar duas importantes características como resistência e durabilidade. O concreto contém essas duas características, porém deixa a desejar quanto a tração.

Para Araújo (2010 v.1) o concreto nada mais é do que um material que advém da mistura de água-cimento e dos agregados gráudo e miúdo, podendo conter adições (cinza volante, pozolanas, sílica, etc.) e aditivos químicos referentes à necessidade tanto de aprimorar quanto de transformar.

Já conforme Kaefer (1998) o concreto é um material maleável de tal maneira que pode adquirir uma forma desejada antes que aquele comece a enrijecer-se e, por conseguinte, obter o desempenho suficiente para resistir às solicitações de seus esforços.

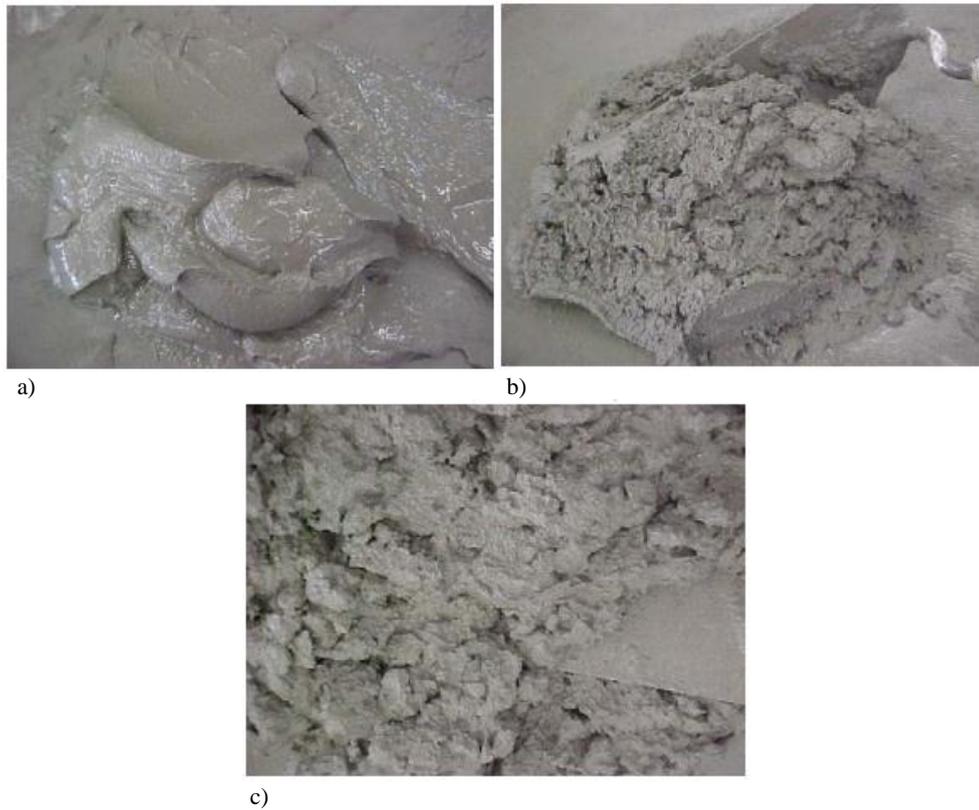
Então para se determinar o concreto simples, vale salientar que o mesmo advém da combinação da argamassa com agregado gráudo, já a argamassa é a mistura da pasta com o agregado miúdo e pode-se definir a pasta como a simples mistura do cimento com a água. Como exemplificado, respectivamente, nas Figuras 1 a, 1 b e 1 c.

A NBR 6118 (ANBT, 2014) item 3.1.2, p.3 explana o concreto simples como “elementos estruturais elaborados com concreto que não possui qualquer tipo de armadura ou que a possui em quantidade inferior ao mínimo exigido para o concreto armado”.

Existe no Brasil uma grande variação dos tipos de cimento, de acordo com Quadro 1, que diferem na sua composição e na sua utilização final o que torna-o um material importante por causa de sua acessibilidade.

Para que a mistura consiga atingir a resistência à compressão, deve-se preocupar com o traço, posto que a relação água-cimento é a principal variável que determina à resistência, a qualidade do concreto, a porosidade quando endurecido, a facilidade da penetração de água e gases no concreto.

Depois de se determinar o traço, é necessário obter a resistência à compressão através de ensaios já padronizados. Para esses ensaios adotam-se corpos de prova de formato cilíndrico. Geralmente, esses ensaios são realizados quando os corpos de prova atingem uma idade de 28 dias, que determina convencionalmente, com essa idade, a resistência final.

Figura 1 - Pasta de cimento, argamassa e concreto simples

Fonte: Bastos, 2006.

Quadro 1 - Tipos de cimento fabricados no Brasil

(continua)

Nome técnico		Identificação do tipo e classe
Cimento Portland comum	Cimento Portland comum	CP I-25 CP I-32 CP I-40
	Cimento Portland comum com adição	CP I-S-25 CP I-S-32 CP I-S-40
Cimento Portland composto	Cimento Portland composto com escória	CP II-E-25 CP II-E-32 CP II-E-40
	Cimento Portland composto com pozolana	CP II-Z-25 CP II-Z-32 CP II-Z-40
	Cimento Portland composto com filer	CP II-F-25 CP II-F-32 CP II-F-40
Cimento Portland de alto-forno		CP III-25 CP III-32 CP III-40
Cimento Portland pozolânico		CP IV-25 CP IV-32

Quadro 2 - Tipos de cimento fabricados no Brasil

(conclusão)

Cimento Portland de alta resistência inicial		CP V-ARI
Cimento Portland resistente a sulfatos		Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo RS. Exemplo CP I-32RS, CP II-F-32RS, CP III-40RS, etc.
Cimento Portland de baixo calor de hidratação		Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo RS. Exemplo CP I-32BC, CP II-F-32BC, CP III-40BC, etc.
Cimento Portland branco	Cimento Portland branco estrutural	CPB-25 CPB-32 CPB-40
	Cimento Portland branco não estrutural	CPB
Cimento para poços petrolíferos		CPP – classe G

Fonte: Bastos, 2006.

2.2.1 Propriedades do concreto

As propriedades do concreto dependem de vários fatores: relação água-cimento, grau de adensamento, o tipo de cimento, condições de cura e tipos de aditivos. De acordo com Carvalho & Filho (2012 v.1) o concreto é adquirido através da mistura conveniente de cimento, agregados e água. Dependendo da situação são vinculados componentes químicos, como microsílica, polímeros entre outros. Essas adições têm o intuito de melhorar as propriedades como: trabalhabilidade, resistência e a aceleração das reações químicas.

Escolher os materiais é a melhor forma de se planejar as propriedades desejadas no concreto, pois estabelecer essa metodologia acarretará em um traço com proporções ideais.

2.2.1.1 Adensamento

Adensamento é a principal etapa de fabricação e a moldagem da estrutura, pois este afeta consideravelmente suas propriedades finais, como preencher todos vazios na forma evitando a segregação dos materiais. Definido também como a compactação do concreto para a saída de ar, viabilizando a disposição dos agregados no interior das formas, evitando assim a formação de nichos e a segregação dos agregados.

O adensamento pode ser realizado através de métodos manuais (socamento ou apiloamento) ou métodos mecânicos (vibração ou centrifugação). De acordo com Carvalho & Filho (2012 v.1) o processo mais usual é a vibração mecânica, que espalha o concreto através

da imersão de vibradores. É importante executar de forma adequada o adensamento, pois este influencia diretamente na resistência mecânica, resistência a agressividade do ambiente, melhora a impermeabilidade e na aderência do concreto com à armadura.

2.2.1.2 Homogeneidade

Homogeneidade está relacionada a uniformidade dos agregados graúdos, para uma adequada qualidade do concreto. As britas devem ser o mais regular possível, sendo que influenciará na impermeabilidade e na proteção da armadura.

2.2.1.3 Propriedades do concreto fresco

Concreto fresco é um material com insignificantes espaços vazios e que apresenta uma ampla resistência. No estado fresco o concreto possui as seguintes propriedades:

- **Consistência:** é o grau de fluidez da mistura, ou seja, a plasticidade da mistura que facilita a moldagem e o deslize do concreto entre armadura. O processo para determinar a consistência é o ensaio de abatimento ou Slump Test.
- **Plasticidade:** é a facilidade com que o concreto pode ser moldado sem se romper. Essa propriedade depende da consistência e da coesão, na falta delas ocasionaria na segregação, ou seja, separação da pasta de cimento e dos agregados. Não só a ausência como a quantidade exagerada dificultaria o lançamento e o adensamento do concreto e de modo consequente influenciaria no custo final.
- **Exsudação:** designado pela desagregação da água dos constituintes do concreto e pela subida da mesma até a superfície. Importante evitar esse fenômeno.
- **Trabalhabilidade:** Rodrigues (2017) define a trabalhabilidade como a maior ou a menor facilidade de atender seu objetivo final. Segundo Carvalho & Filho (2012 v.1) a trabalhabilidade está inteiramente ligada a maneira de efetuar seu adensamento.

2.2.1.4 Endurecimento e cura do concreto

A cura do concreto, interfere tanto na qualidade quanto na durabilidade, que vem logo após o adensamento e início de pega. A palavra “pega” refere-se a uma relação entre pegar e

enrijecer. A fase de pega é um processo de enrijecimento do cimento e em decorrência, do concreto. É nessa mesma fase que perdemos a trabalhabilidade e plasticidade do concreto, onde podemos perceber a duração do início e fim de pega.

Segundo Aoki (2010), o início de pega do concreto se dá através de uma massa em condições normais e o aparelho de Vicat, conforme a Norma Mercosur (NM) 43 (ABNT, 2002). Nessa norma podemos identificar em condições normais de ensaio o período decorrido desde a colocação de água ao cimento até o instante em que a agulha de Vicat ingresse na pasta em uma distância de mais ou menos 1 a 4 mm da placa base. Com esse ensaio podemos concluir que o início de pega do concreto se dá com a inicialização da cristalização com a hidratação.

As normas do Brasil determinam que o fim de pega do concreto em seu tempo máximo de 10 horas, sendo a etapa final do endurecimento do concreto ao começo da resistência mecânica, ressalva Aoki (2010).

O **endurecimento do concreto** é determinado quando a consistência do mesmo se torna inadequada para manuseio, ou seja, não permite misturar a massa novamente, ou até não é mais viável despejar a massa nas formas e adensá-lo.

Após o endurecimento, começa rapidamente a desenvolver a hidratação do concreto e é indispensável o uso de água nessa parte do processo construtivo, todavia a água usada no traço tende a sair através dos poros e a evaporar, essa fase é a **cura do concreto**. O que pode comprometer a estrutura, sendo que as reações de hidratação se comprometem e sofrem uma diminuição de volume gerando retração e por consequência fissuras que diminuem a resistência final. É imprescindível o fornecimento de água ao concreto durante a cura, conservando assim a umidade essencial para as reações até que se alcancem as propriedades esperadas.

Vários tipos de cura podem ser empregados como, manter as peças imersas em água, molhar continuamente as peças com dispositivos apropriados, cobrir as peças com sacos de anagem mantidos sempre úmidos, manter as peças nas fôrmas, etc. (DURAN & FRACARO, 2011 p.26)

2.2.2 Resistência à compressão

A resistência à compressão é uma das principais características mecânicas do concreto, que pode ser determinada pelo ensaio de compressão. Segundo Castro (2009), a grande utilização deste ensaio deve-se a três fatores: relação direta entre a resistência e a capacidade de resistir a cargas aplicadas; facilidade de execução e por expandir correlações entre resistência e outras propriedades.

Podemos realizar ensaios com corpos cilíndricos, que é o padrão brasileiro conforme a norma NBR 5738 (ABNT, 2015) que fala sobre “Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto”, esta norma orienta que para ensaios de 28 dias os corpos cilíndricos devem possuir 30 cm de altura e 15 cm de diâmetro; e a NBR 5739 (ABNT, 2007) “ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos” para determinar a resistência do concreto à compressão.

2.2.3 Propriedades e característica do aço

Ferro e aço são elementos diferentes, no qual podemos cientificamente e aparentemente identificá-los apesar de haver várias confusões por causa do errado senso comum.

O ferro é um elemento puro e está nomeado na tabela periódica como Fe, classificado pela família dos metais. O aço possui em sua composição uma pequena porcentagem de carbono, que acima disso pode-se considerar como ferro fundido.

O ferro puro não é frequentemente utilizado no mercado, pois seu custo seria muito maior. Conforme Almeida (2002), quanto maior for a taxa de carbono em sua composição ou inclusão de outros elementos produzindo liga maior será a resistência do aço.

Fabricação do aço para estruturas em concreto armado de acordo com Almeida (2002) pode ser realizada por processos mecânicos ou térmicos sendo especificado em aço de rigidez natural e aços deformados a frio.

- Aços de rigidez natural: são alcançados por laminação a quente, dispõe de um dado limite de escoamento e possui características conexas de composição química.
- Aços deformados a frio: são obtidos mediante um processo de laminação a frio. Alguma atividade mecânica realizada a frio como relaminação, trefilação, torção ou estiramento, aumentam a resistência do aço, todavia quando esse mesmo aço sofrer altas temperaturas, o mesmo se deforma e volta a sua condição natural, perdendo a sua rigidez.

Então a aplicação do aço na construção civil iniciou-se no começo do século XVIII, onde surgiram as primeiras estruturas metálicas, tratando-se de uma inovação para arquitetos e engenheiros, sendo que para os arquitetos, as estruturas em aço eram mais modernas, leves e progressistas. Para os engenheiros, esse tipo de estrutura tem um alto padrão de qualidade, reduzindo significativamente o tempo de construção, assim sendo mais viável economicamente, tanto em material quanto em mão de obra.

As vantagens da utilização do aço na construção civil são várias, pois o aço possui boa flexibilidade, ótima qualidade e compatibilidade com outros materiais. Resistente a esforços de compressão e principalmente à tração.

Araújo (2010 v.1) define que as características da barra de aço sendo lisa, possuem pouca união entre as duas superfícies (aço e concreto) sendo que o CA-25 (aço para concreto armado) são coibidas de serem utilizadas dessa forma. A categoria CA-50 são impostas pela norma para serem barras nervuradas com um perfil descrito configurado pela norma NBR-7480 (ABNT, 2007). E as barras ou fios CA-60 podem ser nervurados ou lisos de acordo com a junção do aço ao concreto. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), é proibida a utilização concomitantemente de diferentes classificações de aço, para prevenir prováveis substituições no canteiro de obra.

Também tem as telas soldadas utilizadas em obras, que é um item bem interessante, pois são soldadas em seus nós (encontros), e garante uma maior economia de tempo e mão de obra. Conforme Bastos (2006) encontram-se diferentes telas soldadas e padronizadas com diferentes distâncias e diâmetros dos fios em CA-60. A aplicação do aço em telas soldadas na construção civil pode ser utilizada em lajes, calçadas, pisos, piscinas entre outros.

2.2.4 Concreto armado

Concreto armado é a junção de dois materiais distintos, ou seja, a associação do concreto com barras de aço, mas que funcionam em perfeita harmonia, que são adequadamente dispostos em seu interior. A NBR 6118 (ANBT, 2014) item 3.1.3, p.3 define elementos de concreto armado como “aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto armado [...]”. Sem essa aderência, impossibilitaria uma estrutura submetida à tração.

Segundo Carvalho & Filho (2012 v.1) o concreto sozinho, como componente estrutural resistente, comporta muito bem a compressão, mas pouco suporta a tração. Araújo (2010, vol.1) afirma que devido à baixa resistência à tração do concreto, é o aço que vai cumprir a necessidade de absorver as trações solicitantes impostas na estrutura, sendo assim, as barras de aço tem a finalidade de absorver os esforços existentes de tração.

Aço e concreto operam solidariamente juntos devido às forças de aderência entre suas superfícies, as deformidade das barras de aço se igualam a do concreto que o circunda. Araújo (2010 v.1) comprova que por efeito da pouca resistência à tração, o concreto propende a fissurar no trecho tracionado, de modo que os esforços de tração passam a ser absorvidos pela armadura.

Além de suportar os esforços de compressão, o concreto também protege satisfatoriamente as armaduras contra a corrosão e altas temperaturas, dessa forma não prejudica a durabilidade das armaduras. Para garantir essa durabilidade é necessário um cobrimento mínimo de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) item 7.4 que se trata da qualidade do concreto para cobrimento, onde no subitem 7.4.7.2 explica sobre cobrimento nominal para se atingir o cobrimento mínimo, conforme Quadro 2.

Quadro 2 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 2)			
		I*	II*	III*	IV ^{c*}
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50

* Ver quadro 3, pag. 30

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014) - adaptado.

O aço aplicado nas estruturas em concreto armado é basicamente composto por ferro, carbono e outras propriedades ligantes. Sendo assim, podemos classificá-lo em 3 categorias diferentes (CA-25, CA-50, CA-60), onde Araújo (2010 v.1) explica que o prefixo CA significa “aços para concreto armado” e a numeração é o valor de f_{yk} ostensivo em KN/cm^2 . O módulo de elasticidade longitudinal para o aço pode ser considerado 210GPa.

Segundo Araújo (2010 v.1), nas estruturas em concreto armado, as armaduras limitam as rachaduras resultantes a retração ampliando a capacidade de carga das peças comprimidas. Podem ser dispostas em fios ou barras, lisas ou nervuradas de acordo com o objetivo de cada peça da estrutura que o aço o compõe.

A NBR 7480 (ABNT, 2007) fala sobre barras e fios de aço destinado a armadura para concreto armado, onde se especifica como deve ser fabricado cada caso de CA.

Estruturas em concreto armado geram uma variedade de esforços, no qual todo o esforço de tração necessita serem toleradas pelas armaduras, essas armaduras em aço deverão ser de qualidade e ter características apropriadas, assim como o concreto que o envolverá, devendo desta maneira haver averiguação dos mesmos para assim obter um preciso detalhamento das armaduras e o não surgimento de fissuras e/ou patologias em geral. Em conformidade com Araújo (2010 v.1) as proporções das barras e os espaçadores são obrigados

a respeitar o cobrimento nominal. As Figuras 2 e 3 representam a diferença de barras em aço nervuradas e fios de aço.

Figura 2 - Barras de aço



Fonte: Almeida, 2002.

Figura 3 - fios de aço



Fonte: Almeida, 2002.

2.2.5 Vantagens e desvantagens de uma estrutura em concreto armado

O concreto armado é um material muito comum na maioria dos países, que varia em diferentes construções em vista de suas propriedades. Como todo material que é utilizado com um determinado propósito, exhibe vantagens e desvantagens em relação ao seu desempenho estrutural.

Segundo Araújo (2010 v.1) o concreto armado é mais vantajoso em relação aos demais tipos de estrutura, como: resistência ao fogo; econômico principalmente no Brasil, onde se

encontra com maior facilidade seus componentes reduzindo seu custo; de fácil execução por ser adepto à moldagem; boa proteção quanto aos agentes atmosféricos e ao desgaste mecânico.

Já para Carvalho & Filho (2012 v.1) as vantagens podem ser apontadas como: o concreto armado resiste bem a maioria das solicitações; por ter uma boa trabalhabilidade, acaba se adequando bem a várias formas necessárias, o que pode dar maior liberdade ao projetista; permite estruturas monolíticas, diferentemente do aço, da madeira e dos pré-moldados; executado em todo país, o que facilita com respeito a mão de obra; na questão econômica compete com as estruturas de aço; quando bem executado é um material durável; muito estável e suporta altas temperaturas, protegendo assim, as armaduras desde que os cobrimentos estejam obedecendo as exigências da norma; resistente a efeitos térmicos, desgastes mecânicos e vibrações; possibilita também a utilização de pré-moldados que garante maior agilidade e objetividade na execução.

Dentre as desvantagens, Araújo (2010 v.1) cita o elevado peso que uma estrutura pode adquirir; surgimento de fissuras devido a retração do concreto, podendo ser amenizadas; dependendo da situação impossibilita a execução de reformas ou demolições e menor proteção quanto a sensação térmica, sendo que o concreto transmite calor.

Carvalho & Filho (2012 v.1) também enfatiza que as desvantagens podem acarretar em elementos com grandes dimensões, o que amplia o peso próprio, que limita o espaço de utilização e eleva o seu custo; por ser um bom condutor de calor e som é necessário a combinação de outros materiais para remediar essas adversidades; é imprescindível o uso de formas e de escoras (que permanecem no local até que o concreto atinja resistência apropriada).

2.2.6 Normas técnicas

A Norma vigente no Brasil para projetos em concreto é a ABNT NBR 6118 de abril de 2014, onde é definido os parâmetros gerais, alusivos de cada etapa a serem determinadas, que regem projetos das estruturas de concreto simples, armado e protendido, sendo para edifícios, portos ou aeroportos, pontes etc. No entanto, esta Norma deve ser suplementada por outras normas que definam fatores estruturais específicos.

As estruturas de concreto necessitam obedecer as exigências de qualidade, no decorrer de sua construção. Essa exigências são classificada, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) em três grupos distintos, sendo eles: capacidade resistente ou a segurança quanto à ruptura; a capacidade da estrutura de preservar-se em plenas condições de emprego, sem que apresente

danos que prejudiquem a função parcial ou total do esquema desejado; resistência a intervenção das intempéries previstas, nos primórdios da elaboração do projeto.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), as estruturas de concreto armado devem atender as condições ambientais calculadas da região, para que quando forem executadas preservem sua estabilidade, segurança e eficiência em serviço no decorrer de sua vida útil, ou seja, o intervalo de tempo em que a estrutura consegue manter suas características iniciais.

Para solução da qualidade do projeto optado, deve-se ainda ponderar as circunstâncias funcionais, estruturais, construtivas e arquitetônicas de assimilação com os demais projetos (esgoto, hidráulico, elétrico, gás e outros).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) item 6.4, p.16 define que a agressividade do ambiente “[...] está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, [...] e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.”.

O Quadro 3 define a classe de agressividade ambiental em quatro tipos distintos.

Quadro 3 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014) - adaptado.

Conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), em um projeto estrutural final deve ser composto por especificações, desenhos e critérios de projeto. Nos devidos desenhos devem conter os parâmetros e orientações estabelecidos pela Norma de forma clara, correta e coerente entre si, além de estritamente expressar informações notáveis sobre a execução da estrutura. Desde a criação do projeto devem-se determinar medidas preventivas com intuito de assegurar a qualidade da execução da obra.

2.2.6.1 Normas paralelas

Com o propósito de normalizar a execução dos projetos, controle das construções para garantir a segurança adequada e a capacidade do produto, a ABNT estabelece regulamentos e procedimentos para serem empregados através de normas específicas. As principais normas, no caso de estruturas de concreto, são:

- NBR 6120/80 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Procedimento;
- NBR 6123/87 - Forças devido ao vento em edificações - Procedimento;
- NBR 7480/96 - Barras e fios destinados a amaduras de concreto armado – Especificação;
- NBR 7481/90 - Tela de aço soldada – Armadura para concreto – Especificação;
- NBR 8548/84 - Barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado com emenda mecânica ou por solda - Determinação da resistência à tração - Método de ensaio;
- NBR 8681/84 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento;
- NBR 8953/92 - Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência – Classificação;
- NBR 11919/78 - Verificação de emendas metálicas de barras de concreto armado – Método de ensaio;
- NBR 12142/92 - Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos - Método de ensaio;
- NBR 14860-1/02 - Laje pré-fabricada - Pré-laje - Requisitos - Parte 1: Lajes unidirecionais.

2.3 SOFTWARE RELACIONADO

2.3.1 Histórico dos programas para cálculo e desenho

2.3.1.1 AutoCAD

Anteriormente nomeado como MicroCAD, desenvolvida pela Autodesk, o AutoCAD foi criado em 1982 sendo um dos primeiros softwares desenvolvido para computadores pessoais.

Amariz {s.d} define o AutoCAD como aquele que possui como tradução o uso do computador para fazer um design ou desenho. Possuem diferentes utilidades em diversas áreas da engenharia, arquitetura, informática, indústrias automobilísticas e principalmente na construção civil.

O programa somente é executado em Windows em três versões: A versão completa, LT (limited), exemplificado na Figura 4, sem o recurso em 3D e a versão para estudantes que apesar de ser completa possui algumas restrições e não pode ser usado comercialmente, sendo assim a versão mais acessível. Quanto melhor for o recurso do computador, melhor será o desempenho gráfico e o desempenho do software.

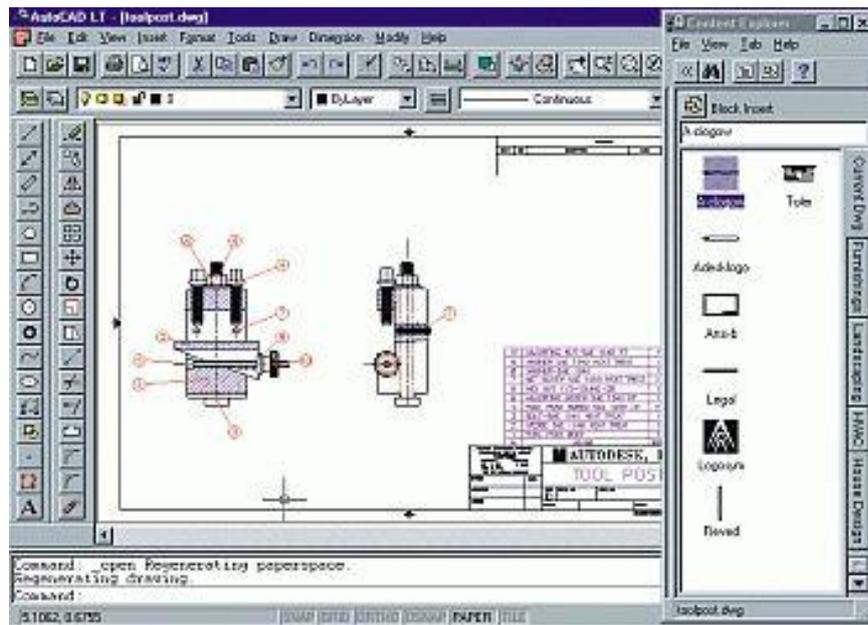
A versão completa e estudantil que possui o recurso em 3D demonstra uma visão tridimensional do design gráfico do projeto que estará em execução demonstrando uma riqueza de detalhes em questão de segundos, otimizando o tempo do projetista ou estudante e facilitando a visualização dos problemas a serem solucionados (ver Figura 5).

Os comandos iniciais do AutoCAD são os mais importantes, pois é a base para qualquer projeto, sendo eles: Line, Offset, Rectangle, Arc, Extend e Circle. Esses comandos foram os primórdios para que pudessem ser fundamentadas todas as outras ferramentas que vem sendo acrescentadas para se tornar cada vez mais um software, o mais completo possível.

Além disso o programa disponibiliza duas áreas, o Model Space (que é trabalhado tridimensionalmente no infinito, podendo- se desenhar o que quiser em 3D ou 2D), e o Paper Space que é onde o desenho é representado no papel para ser impresso. É nessa área que colocamos as legendas e observações necessárias para a impressão final.

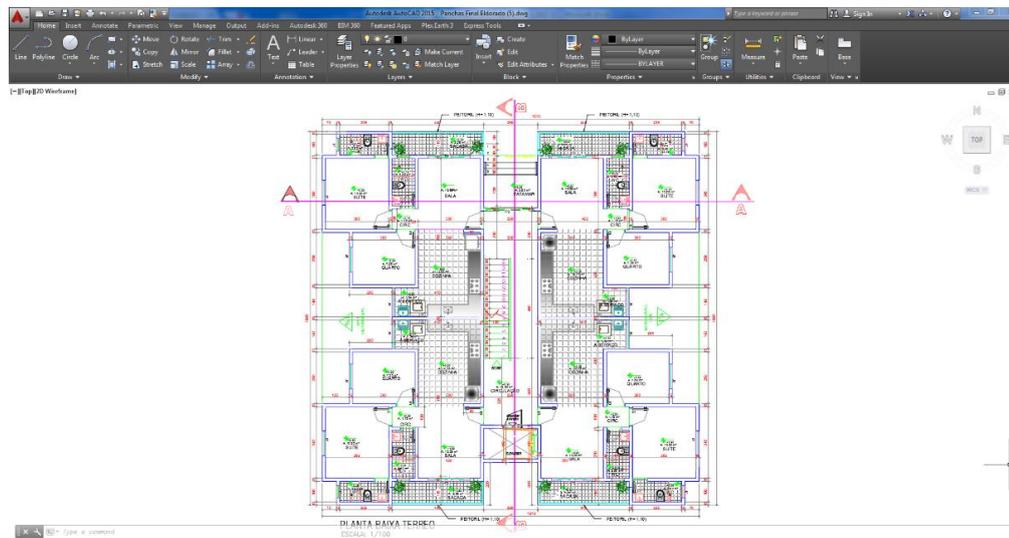
A tecnologia está evoluindo constantemente, todavia o CAD também tem essa necessidade de atualização, pois está totalmente associado à high-tech. Novas ferramentas vão sendo estudadas para um melhor desempenho do programa, mantendo constantemente as novidades no mercado de trabalho, portanto é essencial a utilização das últimas versões do software.

Figura 4 - AutoCAD (versão LT de 1997)



Fonte: <http://melbpc.asn.au/pcupdate/9807/9807article5.htm>

Figura 5 - AutoCAD (versão 2015)



Fonte: EngeTop, 2016.

2.3.1.2 Eberick

A empresa Alto Qi foi fundada em 1989 com o intuito de criar softwares relacionados a engenharia, onde facilita o cálculo estrutural em concreto armado com maior exatidão e perfeição. No começo foi estudado apenas um programa que trabalhasse com o cálculo de vigas em uma estrutura de concreto armado, logo depois surgiu uma linha computacional desenvolvida em ambiente MS-DOS (Microsoft Disk Operating), que se tornou uma das

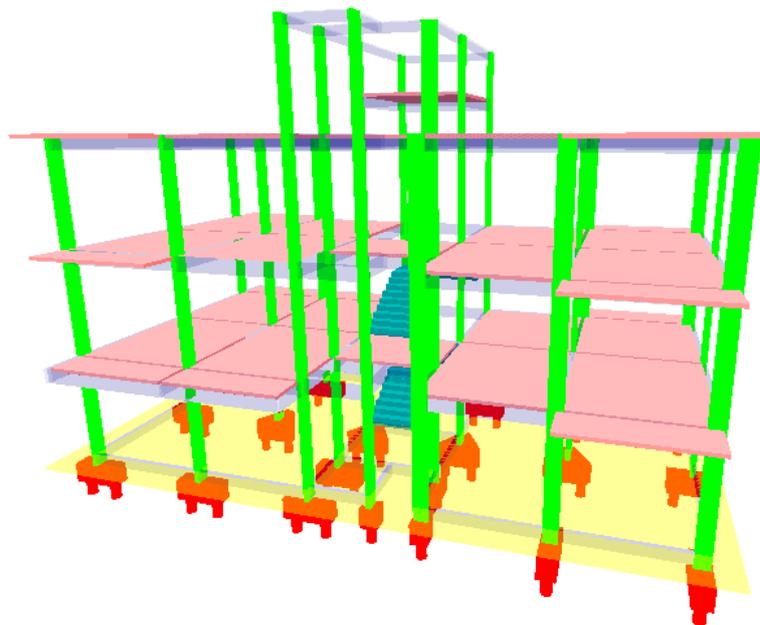
melhores empresas nacional com os produtos PROVIGA, PROLAJE, PROPILAR e PROINFRA.

Em 1996 surge o software Eberick voltado para o Windows, no tipo CAD no qual se podiam desenvolver projetos de viga, laje, pilar, ou seja, todo o projeto estrutural em concreto armado, de forma integrada possuindo uma potente série de ferramentas, uma entrada de dados com um excelente sistema gráfico, obtendo os recursos de dimensionamento e detalhamento de alguns tipos de fundação (bloco sobre estacas, bloco e sapatas) e dos elementos estruturais (viga, laje e pilar).

A estrutura é estabelecida por níveis de acordo com o projeto arquitetônico. O lançamento de cada pavimento é feito de forma gráfica, permitindo várias possibilidades de se construir de forma segura e econômica, disponibilizando também a visualização da estrutura completa em 3D (ver Figura 6). Os resultados são obtidos em planilhas e detalhados da forma que mais se usa no mercado brasileiro.

O croqui de cada pavimento é feito de forma gráfica, importado de outros programas em formato DWG/DXF. O programa vem melhorando a cada ano, mostrando sempre uma versão melhorada e com mais novidades que a anterior, possibilitando mais rapidez e eficiência, além de excelente conformidade com a NBR 6118.

Figura 6 - Exemplo de prédio residencial projetado no Eberick.

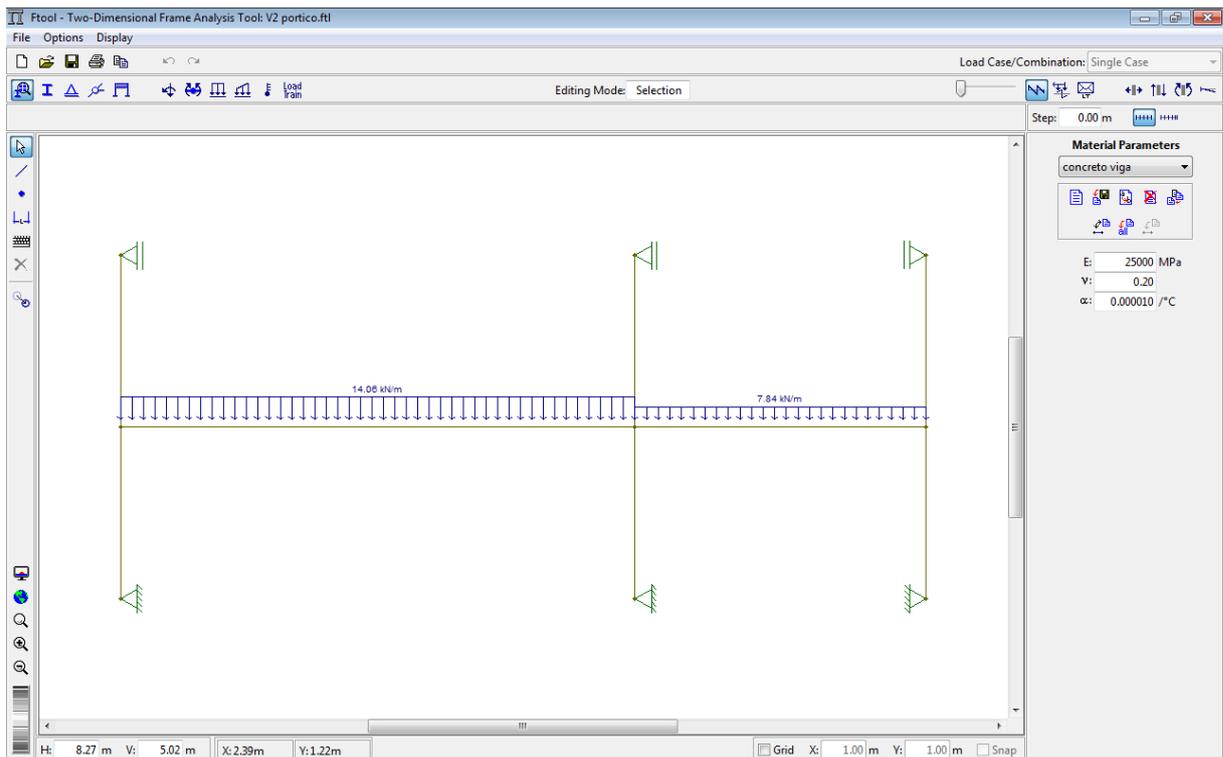


Fonte: Dos autores, 2017.

2.3.1.3 Ftool

O Ftool é um software designado para análise de comportamento de elementos estruturais em duas dimensões. O usuário não possui nenhum compromisso ao utilizá-lo, entretanto os responsáveis pela fundação e desenvolvimento desse programa não se responsabiliza pelo uso ou mau utilização de seus resultados. Trata-se de um simples programa criado através de um projeto científico desenvolvido na PUC-RJ, que apenas demonstra como uma estrutura em pórtico ou viga pode se comportar com a aplicação de diversas forças atuando sobre o mesmo, mostrando assim, as deformações que poderá vir a ter (ver Figura 7). Possui também resultados em gráficos, com resultados como deformações e diagramas de esforços cortantes, normal e momento fletor.

Figura 7 - Cálculo dos esforços de uma viga no ftool



Fonte: Dos autores, 2017.

3 METODOLOGIA

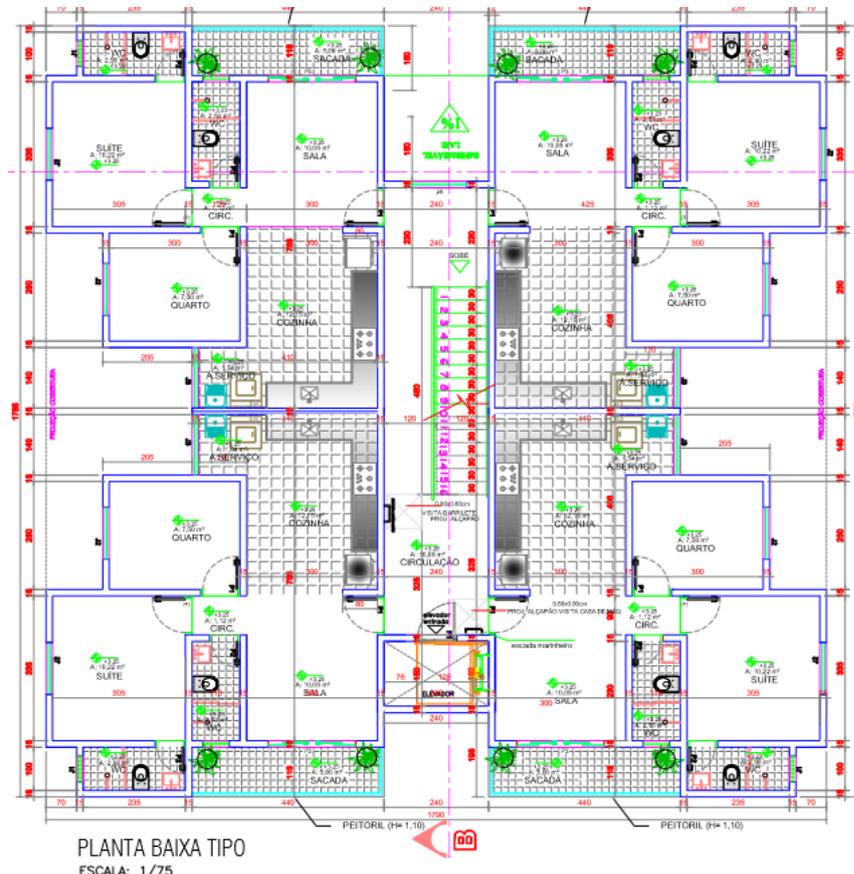
3.1 ESTUDO DE CASO: PRÉDIO RESIDENCIAL NA CIDADE DE ANÁPOLIS

É um projeto de um prédio residencial localizado no bairro Eldorado da cidade de Anápolis. Por intermédio dele foi possível realizar o cálculo estrutural, em concreto armado, de forma manual, dos pilares, vigas e lajes, ou seja, dos elementos estruturais.

3.1.1 Descrição do projeto

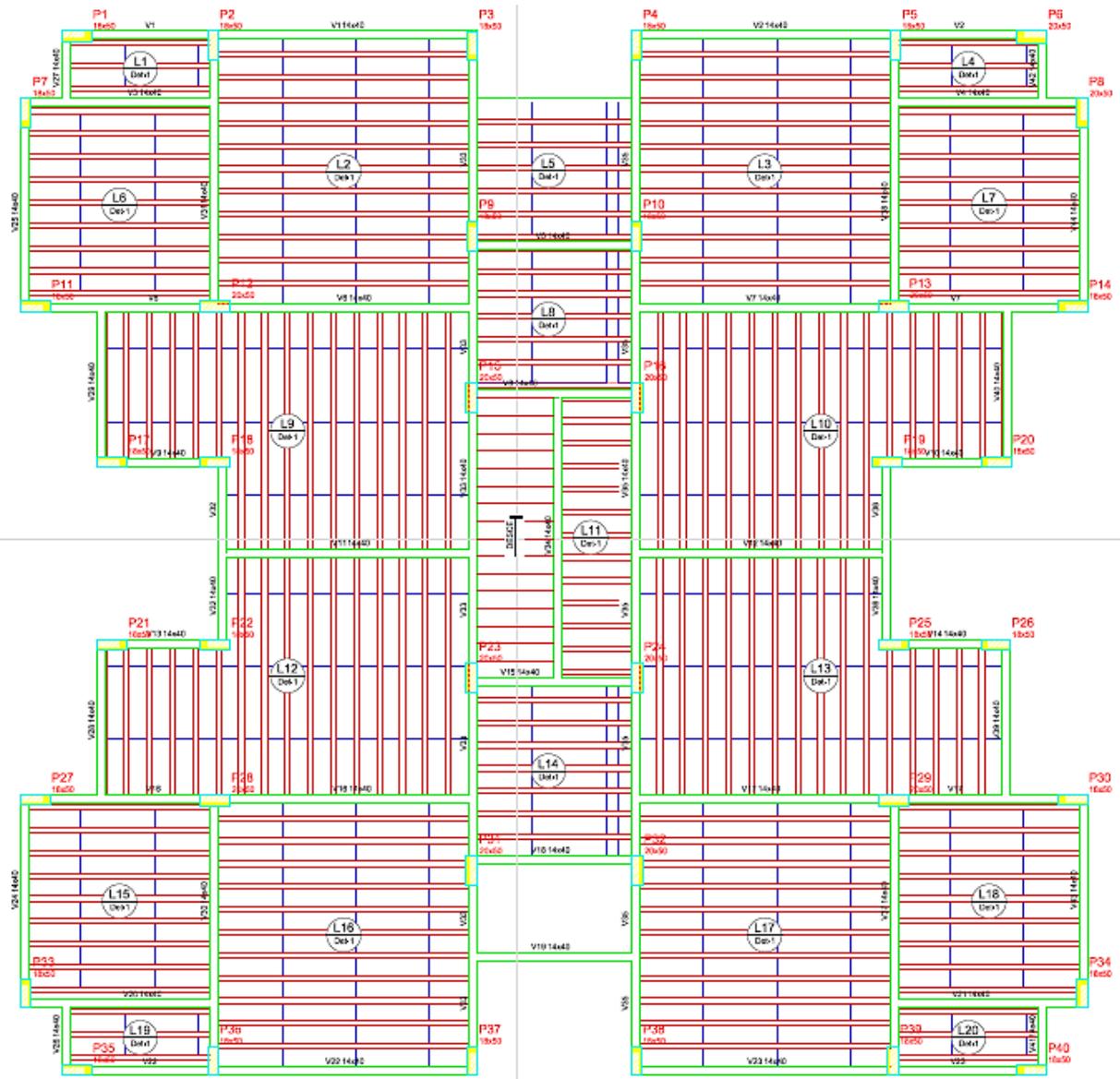
É um prédio residencial de 5 pavimentos que foi projetado para abrigar 20 famílias, sendo que tem 4 apartamentos por andar, dos quais contêm uma suíte para casal de 10,22 m², com banheiro de 2,90 m², e um dormitório de 7,50 m², uma cozinha, de 12,15 m², integrada com a área de serviço com 1,54 m², uma sala de 10,05 m², um elevador, uma escada com um hall de 16,80 m², uma vaga de garagem correspondente com cada apartamento, ver Figura 8.

Figura 8 - Planta baixa



Fonte: EngeTop, 2016.

Figura 10 – Forma do pavimento tipo



Fonte: EngTop, 2016.

3.2 CRITÉRIOS DE CÁLCULO

3.2.1 Laje

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) as lajes são estruturas horizontais de superfície plana sujeitas a ações normais. A presença das lajes aumentam o valor financeiro, comodidade e segurança do imóvel. A função das lajes é crucial para servir de cobertura ou piso, recebem ações perpendiculares que a estrutura gera e transferem para as bordas, onde são

apoiadas ou engastadas nas vigas e essas ações são transferidas pontualmente para os pilares que também recebem esses esforços.

As ações perpendiculares que a estrutura gera podem ser a carga do contrapiso, de um revestimento, móveis, pessoas, enfim, até o próprio peso da laje, essas cargas podem ser forças concentradas ou distribuídas continuamente.

As lajes de concreto armado podem ser construídas de diferentes formas, podendo ser maciças, nervuradas, pré-moldadas, treliçadas, lisa e cogumelo.

A laje treliçada ou também conhecida como laje pré moldada com vigotas é um tipo de laje nervurada unidirecional, ou seja, que suporta esforços em uma direção e vence maiores vãos. Normalmente a direção é determinada no menor vão, pois com os esforços perpendiculares a mesma tende a fletir na qual as nervuras suportam a tração para momentos positivos, podendo colocar materiais inativos conforme NBR 6118 (ABNT, 2014). Esse tipo de laje diminui completamente o dispêndio de formas em relação à maciça, quando são pré-fabricadas ou moldadas no local, possuindo um custo menor em relação a maciça.

As lajes nervuradas são estabelecidas por viga ou vigota, armaduras, enchimento e uma capa de concreto. São três os tipos de vigotas mais usadas, que são: as treliçadas, a comum e a protendida. A treliçada é constituída por vigas treliçadas espaciais prendidas a uma base de concreto (ver Figura 11). A vigota comum possui fios de aço como armadura internamente e feitas de concreto envolvendo essas armaduras em formato de “T” invertido. A vigota protendida tem o mesmo formato da comum e internamente é composta por armaduras de aço pré-tensionados. As três são intercaladas por blocos ou lajotas, que são feitos de materiais leves.

Pode-se utilizar tijolo cerâmico, EPS (Poliestireno Expandido ou Isopor), concreto com vermiculita, poliestireno expandido entre outros como enchimento. Sendo assim, a laje nervurada é mais viável economicamente em relação à maciça, pois há uma grande economia de concreto e praticamente elimina a necessidade de formas.

Nesse projeto foi utilizada a moldagem da laje treliçada no local e acompanhamos o passo a passo de como foi montada.

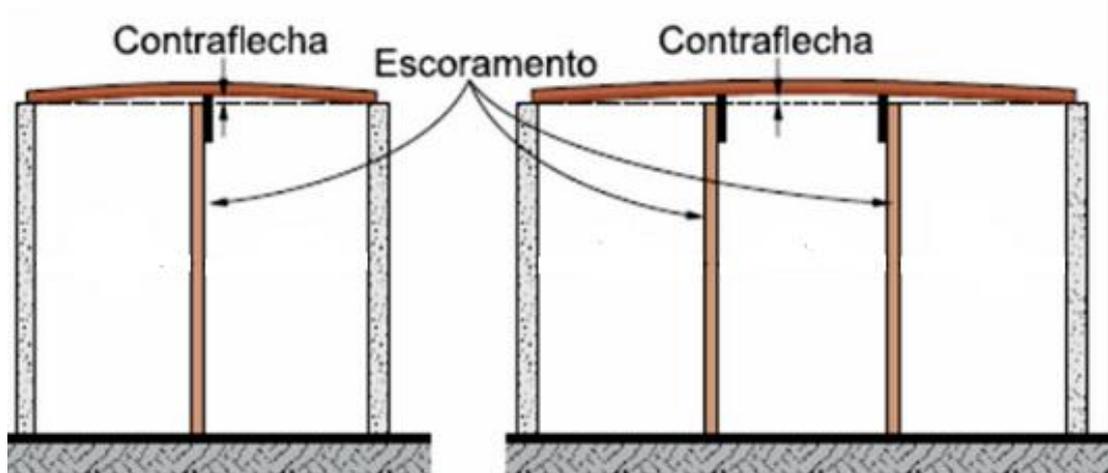
O primeiro passo foi à preparação da base onde foi feito o escoramento diretamente no solo. Os pontaletes (escoras) eram de boa qualidade, obtendo um espaçamento de no máximo de 1,30 metros. Foram encunhados os pontaletes e a aplicação da contra flecha após o nivelamento dos apoios da laje formando um arco nas vigotas a partir da escora central (ver Figura 12).

Figura 11 - Treliças



Fonte: Dos autores, 2017.

Figura 12 - Demonstração de contra flecha.



Fonte: <http://www.meiacolher.com/2015/09/aprenda-como-montar-laje-pre-moldada-e.html?m=1>

Logo em seguida foram colocadas as vigotas pré moldadas dentro das vigas para que fossem concretadas. Após, foi feita a distribuição dos blocos de EPS nas extremidades da vigota para que as mesmas ficassem firmes, conforme Figura 13. Na sequência foram colocados os demais blocos de enchimento no restante das lajes e como o especificado é afastado para a formação das nervuras transversais com vergalhões, que servem para travar a laje na seção transversal e enrijecer todo o conjunto.

Figura 13 - Sobreposição dos blocos de EPS sobre entre as vigotas.



Fonte: Dos autores, 2017.

Houve as instalações de tubulações de água e esgoto, caixas de passagem e os eletrodutos (ver Figura 14), percebemos que durante essa instalação, as vigotas treliçadas auxiliam nessa instalação.

Foram colocadas também as armaduras complementares que são as armadura negativas. E o último passo foi concretagem da laje. Essa etapa é extremamente importante adensar e regularizar o concreto. Logo em seguida realizou-se a etapa de cura do concreto, mantendo a superfície sempre úmida nos primeiros dias para evitar a perda de água provocada pelo sol e pelo vento, de acordo com as Figuras 15 e 16.

Figura 14 - Instalações de energia, tubulações de água e esgoto



Fonte: Dos autores, 2017.

Figura 15 - Regularização do concreto



Fonte: Dos autores, 2017.

Depois que o concreto foi totalmente curado, o que durou aproximadamente 21 dias, o sétimo passo foi à retirada das escoras, todavia foram retirados os pontaletes do meio, depois os da extremidade.

Figura 16 - Umidificação do concreto



Fonte: Dos autores, 2017.

3.2.1.1 Pré-dimensionamento

A laje treliçada é basicamente formada por armaduras, treliças, enchimento e base de concreto. As vigotas treliçadas devem ser calculadas para reagir aos esforços solicitantes depois

da concretagem e devem possuir a rigidez fundamental para o transporte e a montagem das mesmas.

Para se dimensionar uma laje nervurada deve-se fazer um pré-dimensionamento descobrindo alguns valores necessários como a metragem dos vãos, direção principal da laje, definição das nervuras e do enchimento e os carregamentos atuantes.

3.2.1.1.1 *Passo: direção principal da laje*

Laje 3:

$$l_x = 4,40 \text{ m}$$

Laje 4:

$$l_x = 2,47 \text{ m}$$

Laje 7:

$$l_x = 3,17 \text{ m}$$

Onde:

l_x comprimento na direção x.

3.2.1.1.2 *Passo: definição das nervuras e dos enchimentos*

Largura da nervura: 9 cm

Enchimento de EPS: 30 cm x 8cm

Capa de concreto (h_f): 4 cm

3.2.1.1.3 *Passo: Definição dos carregamentos*

Peso Próprio (g_1)

$$g_1 = \gamma_{CA} * A_C \quad (1)$$

$$g_1 = [(0,09 * 0,08) + (0,39 * 0,04)] * 25 = 0,57 \text{ kN/m}$$

Revestimento (g_2) = 1,0 kN/m²

Por metro de nervura: $g_2 = 1,0 * 0,39 = 0,39 \text{ KN/m}$

Enchimento (g_3)

$$g_3 = A_c * \gamma_{EPS} \quad (2)$$

$$g_3 = (0,30 * 0,08) * 0,18 = 4,32 * 10^{-3} \text{ KN/m}$$

Carga Permanente (C_p)

$$C_p = g_1 + g_2 + g_3 \quad (3)$$

$$C_p = 0,57 + 0,39 * 4,32 * 10^{-3} = 0,96 \text{ KN/m}$$

Onde:

γ_{CA} peso específico do concreto armado;

A_c área da seção transversal;

γ_{EPS} peso específico do EPS.

3.2.1.2 Critérios de cálculos do Eberick quanto às lajes

De acordo com Mariano (2015), o cálculo de laje no software Eberick é realizado conforme as combinações últimas, sendo que ao optar por valores máximos de momentos e cortantes negativos e positivos podemos adotar um valor crítico dos mesmos em cada laje.

O dimensionamento de laje é criado por um processo de semelhança de grelha, onde tudo é dividido em um exemplo de grelha plana, utilizando as vigas de apoio e sua rigidez real.

Existe um processo mais simples relacionado ao processo de analogia de grelhas onde é aceitável dimensionar as lajes através de grelhas isoladas, onde elas são calculadas separadamente pressupondo que as vigas não se deformam.

3.2.1.3 Posição das lajes

As lajes nervuradas unidirecionais têm como atributo as armaduras a serem posicionadas em uma direção. Normalmente são armadas no menor vão, pois as vigas nessa direção recebem a maior parte da carga na qual nelas se apoiam. As vigotas desse tipo de laje se comporta normalmente chegando as vigas no qual tem a função de apoiar as cargas da laje.

3.2.2 Viga

A viga é um elemento estrutural muito utilizada na construção civil, segundo Bastos (2006) são especificadas como barras que na maioria das vezes são retas e horizontais. Exerce a função de transferir a carga dos demais elementos para os pilares ou colunas além de sofrerem esforços a flexão. Os materiais mais utilizados para se construir uma viga é o aço, concreto armado e a madeira. As condições de ductilidade da viga precisa respeitar a posição da linha neutra, e caso seja necessário utilizar armadura de compressão.

Bastos (2006) afirma também que as vigas feitas em concreto armado possuem estribos e barras longitudinais para que possam sustentar vãos ainda maiores na horizontal, além disso, o aço auxilia no combate de esforços de tração, torção, compressão e cisalhamento (ver Figura 17). Por esse motivo as vigas, assim como todos os elementos da construção devem ser bem dimensionadas em concordância com as especificações da norma.

A NBR 6118, (ABNT 2014) determina que a largura das vigas precisam ser maiores do que 12 cm, conforme anexo A.2, e as vigas-parede maiores do que 15 cm. Quando há casos especiais podem ser de 10 cm. A altura das vigas também não deve ultrapassar a 60 cm.

Figura 17 - Armações das vigas



Fonte: Dos autores, 2017.

3.2.2.1 Posição das vigas

A posição das vigas a torna um elemento que tem uma função de ligar um pilar ao outro criando pórticos, exemplificado na Figura 18. Além disso, é factível a utilização das vigas com a medida de largura aproximada da alvenaria atendendo requisitos estruturais e depois

arquitetônicos, para facilitar a fase de acabamento. Sendo assim, o espaço tem um melhor aproveitamento.

Figura 18 - Vigas ligando os pilares



Fonte: Dos autores, 2017.

3.2.2.2 Pré-dimensionamento

Como se trata de um edifício residencial, o pré-dimensionamento das vigas foi feito para as vigas do pavimento térreo e para as vigas do pavimento tipo. A espessura da parede na arquitetura é de 15 cm, então foi considerado 14 cm para um dos lados da viga do pavimento térreo e do pavimento tipo (exatamente igual ao do projeto).

Segundo Pinheiro, Muzardo & Santos (2007), pode-se estimar a altura das vigas (h_{est}) de concreto armado, dada pelas expressões 4, 5 e 6:

$$\text{Tramos internos: } h_{est} = \frac{l_0}{12} \quad (4)$$

$$\text{Tramos externos ou vigas biapoiadas: } h_{est} = \frac{l_0}{10} \quad (5)$$

$$\text{Balanços: } h_{est} = \frac{l_0}{5} \quad (6)$$

Onde:

l_0 é a distância de eixo a eixo entre os apoios (pilares).

Num tabuleiro de edifício, não é recomendável utilizar muitos valores diferentes para altura das vigas, de modo a facilitar e otimizar os trabalhos de cimbramento. Usualmente, adotam-se, no máximo, duas alturas diferentes. Tal procedimento pode, eventualmente, gerar a necessidade de armadura dupla em alguns trechos das vigas.

Os tramos mais críticos, em termos de vãos excessivos ou de grandes carregamentos, devem ter suas flechas verificadas posteriormente.

Os resultados dos cálculos do pré-dimensionamento das vigas estão contidos no apêndice A nas tabelas 17 e 18.

3.2.2.3 Critérios de cálculos do eberick quanto as vigas

Mariano (2015) explica que as vigas são calculadas através de utilização e combinações últimas, podendo dimensionar as armaduras de torção, flexão simples e cisalhamento. São determinadas as flechas e o estado de fissuração excedente limite através da utilização de combinações últimas, podendo verificar também as tensões operantes no último estado limite.

A documentação técnica diz de forma simplificada que dimensionamento das vigas está fundamentado em todos os vão e na parte superior dos apoios, no qual os momentos máximos agem. Portanto, o cálculo necessário da armadura precisa ser dimensionado de modo que possa suportar os momentos máximos.

3.2.3 Pilar

A NBR 6118 (ABNT, 2014) item 14.4.1.2 p.84, define os pilares como “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderadas” (ver Figura 19).

Conforme Dias (2006, *apud* SCARPARI, 2009), componentes estruturais que tem o objetivo de suportar esforços axiais de compressão, são chamados de pilares e quando são sujeitos a esforços de tração são chamados de tirantes.

Os pilares são um dos elementos estruturais fundamentais na construção, pois é ele que serve de sustentação para as vigas e as lajes, que conseqüentemente recebem as ações das mesmas (ver Figura 20). São designados a transmitir e converter as cargas da estrutura para às fundações, apesar de também poder transferir para outros elementos de apoio.

Vale salientar que na seção transversal dos pilares devem-se considerar as dimensões mínimas decretadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), não podendo possuir dimensão menor que 19 cm. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) somente em casos especiais permitem-se dimensões entre 19 cm e 14 cm, devidamente considerado por um coeficiente adicional (γ_n) (ver tabela 12, anexo A.1), mas em todo caso não é permitida uma área da seção transversal inferior a 360 cm². As exceções podem ser feitas de acordo com a norma, referenciada no anexo A.1.

Figura 19 - Pilar sob compressão



Fonte: Dos autores, 2017.

De acordo com Bastos (2006) os pilares são importantes para a estrutura tanto na perspectiva da competência resistente dos edifícios quanto no conceito de segurança. Além da conversão das cargas para a fundação, os pilares podem ser considerados no conjunto de contraventamento que garante a estabilidade global dos edifícios às ações horizontais e verticais. Contraventamento é o responsável por garantir a resistência às ações horizontais, ou

seja, possui rigidez suficiente para suportar os deslocamentos horizontais que uma estrutura simples não suportaria.

Graziano (2005) salienta que a seção dos pilares são flexo-comprimidas, ou seja, requisitadas pelo esforço normal de compressão e por momentos fletores. Fusco (1981, *apud* SILVA, 2016) define que “a flexo-compressão é a flexão acompanhada de um esforço normal, havendo na peça fibras tracionadas e fibras comprimidas.” Essa solicitação que ocorre em um plano incluindo os eixos de simetria das seções transversais do elemento estrutural é denominada flexo-compressão normal.

Figura 20 - Exemplo de pilares sustentando vigas



Fonte: Dos autores, 2017.

A flexo-compressão se dá devido a solicitação conjunta do momento fletor e pelo esforço normal de compressão. Destacam-se de duas formas uma por flexo-compressão normal e a outra por flexo-compressão oblíqua, ambas se diferem quanto à flexão, uma que se dá num plano que contem eixos de simetria das seções transversais e na outra se dá agindo fora dos eixos de simetria da seção, ou mesmo quando a distribuição das barras não é simétrica com relação ao eixo. “[...] a flexão será sempre oblíqua quando a própria seção não possuir um eixo de simetria.” (ARAÚJO, 2010 v.3 pg. 51).

Os pilares são classificados como curtos, moderadamente esbeltos e esbeltos. Denominá-los como sendo curtos é considerar que o mesmo não é submetido aos efeitos de segunda ordem. De acordo com Araújo (2010, v.3) os esforços solicitantes da teoria da segunda ordem são similares aos esforços obtidos na teoria de primeira ordem. Comumente despreza-se os efeitos de 2ª ordem quando geram um aumento nos esforços de no máximo 10%.

Já para os pilares moderadamente esbeltos, são considerados os efeito de segunda ordem, mas que podem ser apontados por meio de métodos simplificados. De acordo com Araújo (2010 v.3) para se calcular momento fletor máximo, por toda extensão do eixo, atribui-se um formato deformado para o eixo do pilar. Detalhando assim a seção transversal do pilar em flexo-compressão, por meio do momento máximo e do esforço normal.

Por fim Araújo (2010, v.3) também destaca os pilares esbeltos como sendo indispensável o efeito de segunda ordem e este não admite o uso de processos simplificados. É obrigatória fazer uma análise rigorosa, considerando-se a não linearidade física e geométrica.

3.2.3.1 Posição dos pilares

Normalmente deve iniciar a locação dos pilares pelos cantos e, por conseguinte pelas áreas semelhantes em todos os pavimentos, seguidamente dispor os pilares de extremidade e os internos. Buscar, sempre que viável, dispor os pilares de forma alinhada ao longo da construção, com o propósito de gerar pórticos com as vigas que os acoplam. Esses pórticos formados cooperam notadamente na estabilidade global do edifício (ver Figura 21).

Figura 21 - Distribuição da posição dos pilares



Fonte: Dos autores, 2017.

Deve-se preocupar com posicionamento dos pilares no pavimento-tipo, é necessário averiguar possíveis interferências nos demais pavimentos que constituem a edificação, por exemplo analisar se a disposição dos pilares permite uma boa circulação dos automóveis na garagem ou se não interferem nas áreas sociais, como os salões de jogos e de festas, recepção, etc.

Pinheiro, Muzardo & Santos (2007) ressalta que caso não seja possível harmonizar a ordenação dos pilares entre os pavimentos, talvez seja necessário um pavimento de transição, ou seja, muda-se a prumada do pilar aplicando uma viga de transição, que recebe e transfere a carga do pilar superior para o inferior em sua nova posição. O que deve ser evitado, pois podem resultar em problemas de estabilidade global além do aumento das seções dos elementos.

3.2.3.2 Pré-dimensionamento

O processo de pré-dimensionamento dos pilares foi feito através do critério das áreas de influência, que consiste em prever a carga que os pilares irão adquirir, através da distribuição da área total do pavimento em áreas de influência referentes a cada pilar.

Segundo Pinheiro, Muzardo & Santos (2007) pode-se obter a área de influência por meio da fragmentação das distâncias entre seus eixos, em intervalos que variam entre 0,45l (comprimento entre eixos) e 0,55l, conforme a posição do pilar na estrutura, de acordo com o seguinte critério:

- 0,45l: pilar de extremidade e de canto, na direção da sua menor dimensão;
- 0,55l: complementos dos vãos do caso anterior;
- 0,50l: pilar de extremidade e de canto, na direção da sua maior dimensão e demais casos.

Segundo Terni (2013, *apud* MARIANO, 2015) a carga média (q_{med}) do piso residencial de um edifício em concreto armado pode ser considerada como sendo 12 kN/m^2 e que a contribuição da cobertura é de 75% da carga do piso, ou seja, a carga na cobertura (q_{cob}) é de $9,0 \text{ kN/m}^2$.

Utilizou-se a seguinte expressão 7 para o cálculo da carga no pilar:

$$N_k = ((n * q_{med}) + q_{cob}) * AI \quad (7)$$

Onde:

n é o número de pavimentos tipos, adotou-se $n=5$.

$Q_{\text{méd}}$ é a carga média do piso, considerou-se 12 kN/m^2 .

Q_{cob} é a carga na cobertura, para este caso adotou-se $9,0 \text{ kN/m}^2$.

AI é a área de influência.

Utiliza-se a seguinte expressão 8 para calcular a carga resistente de cálculo (N_d) do pilar:

$$N_d = N_k * \alpha \quad (8)$$

Onde:

N_k é carga compressiva do pilar.

α é o coeficiente de majoração da força normal, que considera as excentricidades da carga. Adota-se $\alpha=1,8$ para pilar interno, $\alpha=2,2$ para pilar de extremidade e $\alpha=2,5$ para pilar de canto.

A área da seção transversal (A_c) foi definida através da expressão 9 adaptada:

$$A_c = \frac{N_d}{0,85f_{cd}+42} \quad (9)$$

Onde:

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão, que determinar-se com a divisão do f_{ck} (resistência característica do concreto) por 1,4.

A espessura da parede considerada na arquitetura é de 15 cm, então se considerou para umas das seções do pilar 18 cm (igualmente ao do projeto, para melhor aproximação dos valores). Então através do cálculo das áreas de influência (AI) de cada pilar obteve-se a carga N_k nos pilares e, por conseguinte as áreas de concreto (A_c) necessárias em cada pilar. Com os valores de A_c determinamos assim a altura a ser adotada no projeto. Vale salientar que a NBR 6118 (ABNT, 2014), referenciada no anexo A.1, não é permitido ter pilares com área da seção transversal inferior a 360 cm^2 .

Os resultados dos cálculos do pré-dimensionamento dos pilares estão inclusos no apêndice A, na tabela 16.

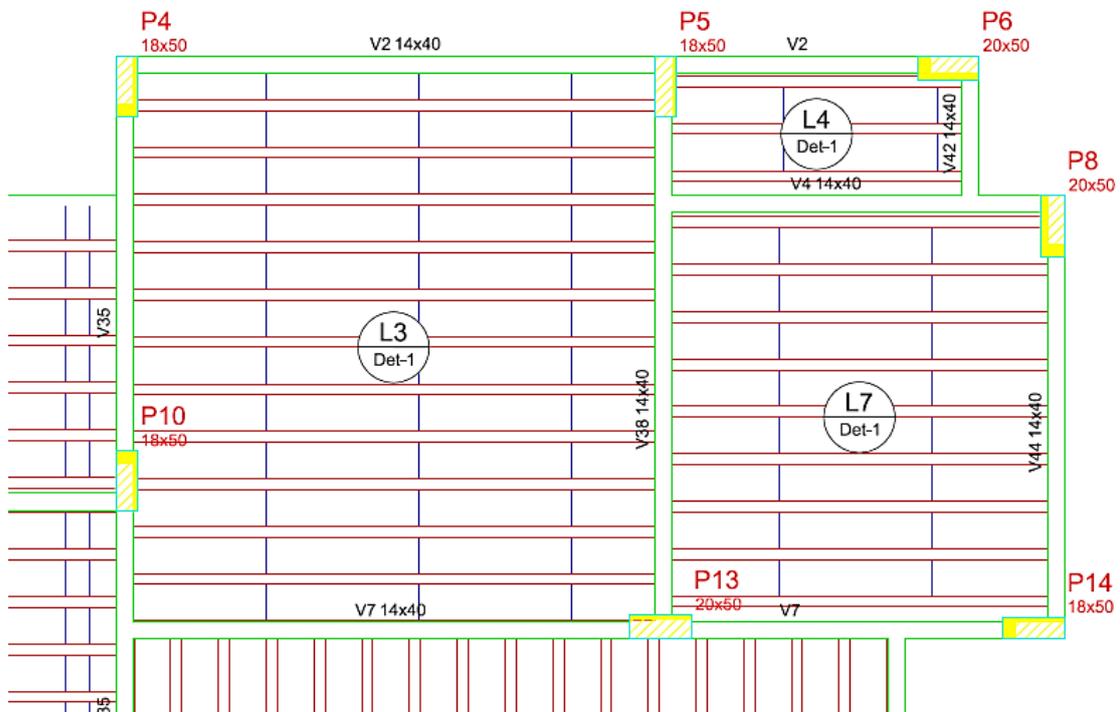
3.2.3.3 Critérios de cálculos do eberick quanto aos pilares

Conforme Mariano (2015) o dimensionamento e detalhamento de pilares são realizados conforme a norma atual, não há cargas colocadas na barra e havendo empenhos de flexo-compressão oblíqua ou reta. O dimensionamento é feito pelo procedimento de linha neutra que é baseado pela consecução da resistência dos momentos e requerentes da seção transversal calculados baseando-se na armadura dimensionada previamente assegurando a proteção do pilar.

3.3 CÁLCULO MANUAL DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Efetou-se o cálculo manualmente das lajes L3, L4 e L7, das vigas V2, V4, V38, V42 e V44 e dos pilares P5, P6 e P8, demonstrado na Figura 23. Os cálculos estão realizados no apêndice B.1, B.2 e B.3 respectivamente.

Figura 22 - Elementos estruturais



Fonte: EngeTop, 2016.

4 ANÁLISE DO CÁLCULO ESTRUTURAL (MANUAL E COMPUTACIONAL)

O lançamento dos pilares, vigas e lajes no software Eberick já tinham sido realizados pelo engenheiro responsável, que nos concedeu os resultados finais para que fosse possível fazer as comparações necessárias para o presente trabalho.

Apresentam-se dois procedimentos de cálculo estrutural: primeiramente por meio do software Eberick e por meio do método manual. Então para se efetuar a análise foram designados 3 lajes, 5 vigas e 3 pilares para que fosse possível analisar a forma que o sistema computacional Eberick lida com o dimensionamento e detalhamento do elemento estrutural.

As vigas e os pilares foram calculados manualmente no formato de um pórtico, que se aproxima mais do real de uma estrutura, mas ainda assim não considera realmente todas as ações existentes, por que são calculados separadamente. Já o software considera como um pórtico espacial, onde são levados em conta a flexão, torção, a solidariedade entre pilares e vigas. Segundo Longo (2000, *apud* MARIANO, 2015) Para os pilares, quanto a excentricidade de 2ª ordem, são consideradas como barras retas, simetria constante a força normal do decorrer de seu comprimento sob flexo-compressão.

Já as lajes foram calculadas isoladamente, empregando o passo a passo de Carvalho & Pinheiro (2013 v.2), e considerando que a distribuição das reações das lajes nas vigas são uniformes.

4.1 QUANTO AS LAJES L3, L4 E L7

Os resultados foram comparados nas tabelas 1, 2 e 3.

Tabela 1 – Dimensionamento da armadura positiva e negativa da laje L3

Armadura positiva / negativa	Eberick	Manual	Diferença (%)
Carga total (kN.m/nervura)	6,08	7,01	15,29
M_d (kN.m)	41,28	23,74	42,49
As (cm ² /nervura)	2,80	10,11	72,30

Fonte: Dos autores, 2017.

Tabela 2 – Dimensionamento da armadura positiva e negativa da laje L4

Armadura positiva / negativa	Eberick	Manual	Diferença (%)
Carga total (kN.m/nervura)	4,62	1,55	66,45
M _d (kN.m)	4,64	1,41	69,61
As (cm ² /nervura)	0,40	0,37	7,5

Fonte: Dos autores, 2017.

Tabela 3 – Dimensionamento da armadura positiva e negativa da laje L7

Armadura positiva / negativa	Eberick	Manual	Diferença (%)
Carga total (kN.m/nervura)	4,62	1,55	66,45
M _d (kN.m)	7,727	2,73	64,64
As (cm ² /nervura)	0,610	0,724	15,74

Fonte: Dos autores, 2017.

Analisando as tabelas 1, 2 e 3, percebemos apenas na L3 que os momentos fletores de cálculo, deu próximo ao do software e o demais possuem resultados discrepantes, vale salientar que as considerações feitas manualmente são diferentes da computacional, pois este executa por meio do método da grelha. Através do método da grelha, que considera uma continuidade, distribui-se melhor os momentos fletores, ocasionando em uma área de aço e um momento menor

E segundo Oliveira (2003, *apud*, MARIANO, 2015) as lajes são examinadas como painéis isolados, sustentadas por vigas indeformáveis e com engastamento perfeito, isto é, não se leva em conta a rigidez à torção.

4.2 QUANTO AS VIGAS V2, V4, V38, V42 E V44

Os resultados do dimensionamento foram comparados nas tabelas 4,5, 6, 7 e 8. Considerou-se os dois momentos, positivo e negativo, para analisar qual entre os dois, chegaria mais próximo do resultado obtido no Eberick.

Tabela 4 - Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da viga V2

Armadura longitudinal / transversal	Eberick	Manual	Diferença (%)
M_d (kgf.m) 1º vão	2663	2220 – 1708	16,6 - 35,8
M_d (kgf.m) 2º vão	1090	882 – 224	0,19 - 79,44
A_s (cm ²) 1º vão	1,83 (4 ϕ 8.0 – 2,01)	2,11 (3 ϕ 10) - 1,08 (3 ϕ 8)	15,3 - 40,9
A_s (cm ²) 2º vão	0,84 (2 ϕ 8.0 – 1.01)	0,84 (2 ϕ 8) - 0,84 (2 ϕ 8)	0
V_d (tf) 1º vão	4,09	4,3	5,13
V_d (tf) 2º vão	1,9	1,6	15,79
V_{Rd2} 1º vao	21,51	19,5	9,34
V_{Rd2} 2º vao	21,93	19,5	11
Asw/s 1º vao	1,44 (ϕ 5.0 c/20)	1,43 (ϕ 5 c/13)	0,69
Asw/s 2º vao	1,44 (ϕ 5.0 c/20)	1,43 (ϕ 5 c/13)	0,69

Fonte: Dos autores, 2017.

Tabela 5 - Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da viga V4

Armadura longitudinal / transversal	Eberick	Manual	Diferença (%)
M_d (kgf.m)	996	2072 - 1092	51,93
A_s (cm ²)	0,84 (2 ϕ 8.0 – 1,01)	1,41 (3 ϕ 8 – 1,51) - 0,84 (2 ϕ 8-1,01)	67,85 - 0
V_d (tf)	1,59	1,6	0,63
V_{Rd2}	21,93	19,5	11
Asw/s	1,44 (ϕ 5.0 c/20)	1,43 (ϕ 5 c/13)	0,69

Fonte: Dos autores, 2017.

Tabela 6 - Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da viga V38

Armadura longitudinal / transversal	Eberick	Manual	Diferença (%)
M_d (kgf.m)	3633	2744 – 5362	24,47 – 47,59
A_s (cm ²)	2,51 (2 ϕ 12.5)	3,98 (5 ϕ 10) – 2,36 (3 ϕ 10)	58,56 – 5,97
V_d (tf)	10,20	7,3	28,43
V_{Rd2}	21,79	19,5	10,5
Asw/s (cm ²)	1,44 (ϕ 5.0 c/13)	1,43 (ϕ 5 c/13)	0,69

Fonte: Dos autores, 2017.

Tabela 7 - Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da viga V42

Armadura longitudinal / transversal	Eberick	Manual	Diferença (%)
M_d (kgf.m)	1177	210 – 238	82,16 – 79,77
A_s (cm ²)	0,84 (2 ϕ 8.0 – 1.01)	0,84 (2 ϕ 8-1,01) - 0,84 (2 ϕ 8-1,01)	0
V_d (tf)	3,59	1,33	62,95
V_{Rd2} (tf)	21,93	19,5	11
Asw/s	1,44 (ϕ 5.0 c/20)	1,43 (ϕ 5 c/13)	0,69

Fonte: Dos autores, 2017.

Tabela 8 – Dimensionamento da armadura longitudinal e transversal da viga V44

Armadura longitudinal / transversal	Eberick	Manual	Diferença (%)
M_d (kgf.m)	2314	728 – 1274	68,54 – 44,94
A_s (cm ²)	1,54 (3 ϕ 8.0 – 1,51)	0,84 (2 ϕ 8-1,01) - 0,84 (2 ϕ 8-1,01)	45,45
V_d (tf)	4,58	2,3	49,8
V_{Rd2}	21,93	19,5 (kn)	11
Asw/s	1,44 (ϕ 5.0 c/20)	1,43 (ϕ 5 c/13)	0,69

Fonte: Dos autores, 2017.

Averiguando as Tabelas 4, 5, 6, 7 e 8, observamos que os momentos fletores de cálculo deram diferentes, ainda que próximos isto possam ser esclarecido devido aos carregamentos que o Eberick concede as vigas, já que o cálculo das vigas é realizado através de um pórtico espacial, embora considerando-se um pórtico. Como consequência as forças cortantes de cálculo também serão desiguais. Vale salientar que o Eberick calcula as áreas de aço de forma decalada, como em algumas vigas deu diferentes as taxas de armadura, mas conforme os esforços foram insuficientes, tanto manualmente quanto através do software foi considerada armadura mínima. Portanto não afetou muito no resultado final do dimensionamento.

4.3 QUANTO AOS PILARES P5, P6 E P8

Os resultados foram comparados nas tabelas 9, 10 e 11.

Tabela 9 – Dimensionamento da armadura longitudinal da pilar P5

Armadura longitudinal	Eberick	Manual	Diferença (%)
N_d (tf)	32,17	7,73	75,97
Esbeltez	56,71	52,54	7,35
DIR .X $M_{d,topo}$ (kgf.m)	531	257	51,6
A_s (cm ²)	4,02 (2 ϕ 16.0)	3,6 (4 ϕ 12,5)	10,44
Esbeltez	20,41	20,44	0,15
DIR .Y $M_{d,topo}$ (kgf.m)	1388	1745	25,72
A_s (cm ²)	10,05 (5 ϕ 16)	3,6 (4 ϕ 12,5)	64,17

Fonte: Dos autores, 2017.

Tabela 10 - Dimensionamento da armadura longitudinal do pilar P6

Armadura longitudinal	Eberick	Manual	Diferença (%)
N_d (tf)	8,88	3,42	61,47
Esbeltez	137,53	47,63	65,37
DIR .X $M_{d,topo}$ (kgf.m)	737	220	70,15
A_s (cm ²)	2,45 (2 ϕ 12.5)	4 (4 ϕ 12,5)	63,26
Esbeltez	20,41	20,44	0,14
DIR .Y $M_{d,topo}$ (kgf.m)	177	86	51,41
A_s (cm ²)	6,14 (5 ϕ 12.5)	4 (4 ϕ 12,5)	34,85

Fonte: Dos autores, 2017.

Tabela 11 - Dimensionamento da armadura longitudinal do pilar P8

Armadura longitudinal	Eberick	Manual	Diferença (%)
N_d (tf)	14,46	6,94	55,46
Esbeltez	137,53	47,63	58,55
DIR .X $M_{d,topo}$ (kgf.m)	593	381	35,75
A_s (cm ²)	2,45 (2 ϕ 12.5)	4 (4 ϕ 12,5)	63,26
Esbeltez	20,41	20,44	0,15
DIR .Y $M_{d,topo}$ (kgf.m)	213	524	146
A_s (cm ²)	7,36 (6 ϕ 12.5)	4 (4 ϕ 12,5)	45,65

Fonte: Dos autores, 2017.

Analisando as tabelas 9, 10 e 11 percebeu-se uma discrepância enorme nos momentos de topo dos pilares calculados, isto pode ser explicado pelo fato do Eberick considerar os efeitos da flambagem, os engastamentos, os carregamentos oriundos dos outros pavimentos.

No dimensionamento manual, o pilar foi calculado isoladamente e foram avaliadas as reações das vigas referentes em cada pilar. Como os esforços resultantes das vigas deram diferentes, isto influenciará diretamente nos pilares, sendo que esses dependem do carregamento da viga.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Durante várias pesquisas e cálculos realizados no presente trabalho, ampliamos os nossos conhecimentos sobre estruturas em concreto armado. Percebe-se que todos os assuntos que abordamos nesse trabalho mostram diferentes métodos de cálculos, vantagens e desvantagens, tanto na demonstração do cálculo manual quanto os resultados do computacional.

Esclarecemos um pouco sobre cada elemento estrutural, como foi executado e um pouco da história para que podemos concluir cada passo que foi realizado durante a formação do presente trabalho.

Durante a comparação realizada no sétimo capítulo, constatamos que o cálculo manual houve certa dificuldade em formular um projeto mais preciso desperdiçando uma maior quantidade de tempo. Percebemos também alguns critérios que o software Eberick utilizou que manualmente não foram considerados.

Das lajes que foram analisadas, constatamos que a laje L3 em seus momentos fletores e a carga total deram bem próximos ao resultado computacional, porém a área de aço resultou em valores discrepantes. Valendo salientar que o software Eberick realizou o método de grelha levando-se em conta a rigidez a torção, enquanto que os cálculos seguidos manualmente foram examinados de forma isolada como se fossem sustentadas por vigas que não deformam e que são perfeitamente engastadas.

Quanto às vigas e pilares analisados os resultados também foram diferentes como já esperado. Nas vigas, por exemplo, foi considerado pórticos para as vigas, percebemos que atingimos resultados próximos, mas mesmo assim não foram iguais, o que pode ser explicado pelo fato de que manualmente não se considera torção, flexão e esmagamento da viga, enquanto que no Eberick foram considerados vários outros carregamentos, resultando assim, diferenças nos esforços. Conseqüentemente as forças cortantes nas vigas foram desiguais, já que o programa faz o cálculo de área de aço de forma decalada, explicando assim, a diferença na taxa de armadura. Os esforços entre ambos foram insuficientes, considerando assim a taxa de armadura mínima, eventualmente não afetando de forma considerável o dimensionamento.

Quanto aos pilares percebemos que o Eberick considerou os efeitos de flambagem, carregamentos provenientes de outros pavimentos e engastamentos, o que podem explicar as diferenças encontradas nos momentos de topo de cada pilar. Pois o dimensionamento manual o pilar foi calculado de forma isolada, assim como as vigas, calculados nesse trabalho. Analisamos as diferentes reações das vigas referentes em cada pilar. Por conseguinte os pilares

dependem do carregamento das vigas, portanto influenciou nos resultados referentes de cada pilar.

Por meio desse trabalho compreendemos que sem o aprendizado das teorias aprendidas em sala de aula e em livros de embasamentos teóricos, os cálculos realizados manualmente fazem do profissional da construção civil realizar e avaliar o programa melhor, pois conhecendo os princípios do cálculo estrutural, opera-se o programa economicamente e estruturalmente da melhor maneira possível.

Portanto, analisando resultados dos elementos estruturais do projeto no Eberick e através do cálculo Manual, podemos afirmar que é possível fazer um projeto mais econômico, utilizando os programas de cálculo estrutural disponíveis no mercado, levando em conta os mesmos fatores de segurança que no manual em menor tempo no Eberick.

REFERÊNCIAS

ADENSAMENTO do Concreto definição. ConstruFacil RJ, 2014. Disponível em: <<https://construfacilrj.com.br/adensamento-concreto-definicao/>>. Acesso em: 31 maio 2017 as 20:00.

ALMEIDA, Luiz Carlos de. Notas de aula: Concreto. **Universidade Estadual de Campinas: Faculdade de Engenharia Civil – Departamento de Estruturas**. Campinas, agosto/2002. Disponível em: <<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/Concreto.pdf>>. Acesso em: 12 maio 2017 as 9:31.

ALTOQI. Critérios de projeto. **A história da AltoQi começou em 1989**. s.d. Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br/institucional>>. Acesso em: 12 maio 2017 as 10:54.

ALTOQI. Sobre a Empresa. **Montagem da grelha**. s.d. Disponível em: <http://help.altoqi.com.br/Eberick/default.aspx?pageid=montagem_da_grelha>. Acesso em: 04 out 2017 as 12:30.

AMARIZ, Luiz Carlos. **AutoCAD**. Info Escola. s.d. Disponível em: <<http://www.infoescola.com/informatica/autocad/>>. Acesso em: 03 maio 2017 as 10:02.

AOIKI, Jorge. **Início e Fim de Pega. Qual a utilidade?** Massa Cinzenta, 26 jan de 2010. Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/inicio-e-fim-de-pega-qual-a-utilidade/>>. Acesso em: 02 jun 2017.

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

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

_____. **Curso de concreto armada**. Rio Grande: Dunas, 2010. v.3, 3.ed.

_____. **Curso de concreto armada**. Rio Grande: Dunas, 2010. v.4, 3.ed.

_____. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. Rio Grande: Dunas, 2009. 2.ed.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, 2015. 9 p.

_____. **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, 2007. 9 p.

_____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

_____. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980. 5 p.

_____. **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. Rio de Janeiro, 2007. 13 p.

_____. **NM 43: Cimento Portland – Determinação da pasta de consistência normal.** Rio de Janeiro, 2003. 8 p.

BALADI, Carolina. **A importância do AutoCAD para estudantes de engenharia.** 4 Partner, 17 Agosto 2015. Disponível em: <<https://blog.4partner.com.br/importancia-autocad-para-estudantes-engenharia/>>. Acesso em: 03 maio 2017 as 11:19

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Notas de aula: Fundamentos do Concreto armado. **Universidade Estadual Paulista: Faculdade de Engenharia de Bauru – Departamento de Engenharia Civil.** Bauru, 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em: 12 maio 2017.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Notas de aula: Lajes de concreto. **Universidade Estadual Paulista: Faculdade de Engenharia de Bauru – Departamento de Engenharia Civil.** Bauru, 2015. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Lajes.pdf>>. Acesso em: 30 maio 2017 as 17:25.

BELGO, Grupo Arcelor. **Manual Técnico de Lajes Treliçadas.** S.d. Disponível em: <<http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/14280/material/Lajes%20Trel%C3%A7adas%20-%20Manual%20Lajes%20Trelicadas%20-%20BELGO.pdf>>. Acesso em: 02 ago 2017 às 11:00.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003.** São Carlos: EdUFSCar, 2012. v.1, 3.ed. 368 p.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.** São Paulo: Pini, 2013. v.2, 2.ed.

CASTRO, Elisângela de. **Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria.** Universidade Federal de Uberlândia, 14 de setembro de 2009. Disponível em: <<https://repositorio.ufu.br/bitstream/123456789/14137/1/Elisangela.pdf>>. Acesso em 12 maio 17 as 15:45.

COLUNISTA DO PORTAL. **História da informática.** Portal Educação, 21 jan 2014. Disponível em: <<https://www.portaleducacao.com.br/conteudo/artigos/informatica/historia-da-informatica/53792>>. Acesso em: 24 fev 2017

_____. **História do AutoCad.** Portal Educação, 26 fev 2014. Disponível em: <<https://www.portaleducacao.com.br/conteudo/artigos/informatica/historia-do-autocad/35594>>. Acesso em: 03 maio 2017 as 09:23.

COSTA, Edilberto. Projeto estrutural em concreto armado com abordagem manual e computacional. **Universidade Federal de Santa Catarina – Centro Tecnológico: Departamento de Engenharia Civil.** Florianópolis, 2016. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/164585>>. Acesso em: 12 fev 2017 as 11:50.

DURAN, Ana Paula; FRACARO, Danielly. Verificação das propriedades básicas do concreto industrializado fornecido em embalagens de 30kg. **Universidade Tecnológica Federal do Paraná: Departamento Acadêmico de Construção Civil – Curso de Tecnologia em Concreto.** Curitiba, 2011. Disponível em: <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/1397/1/CT_TCC_2011_2_01.PDF>. Acesso em: 31 maio 2017 as 20:00.

FERRARI, Carlos Gilberto Melchior Rodrigues Sansalone. **O surgimento da informática e sua chegada ao Brasil.** Portal Educação, 15 maio 2013. Disponível em: <<https://www.portaleducacao.com.br/conteudo/artigos/iniciacao-profissional/o-surgimento-da-informatica-e-sua-chegada-ao-brasil/47410>>. Acesso em: 02 maio 2017 as 09:10.

FERRAZ, Henrique. O Aço na Construção Civil. **Arquitetura e Urbanismo da EESC-USP - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.** Portal Metálica. Disponível em: <<http://wwwo.metallica.com.br/o-aco-na-construcao-civil>>. Acesso em: 03 mar 2017 as 16:46.

FLÓRIO, Márcio Cardozo. Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado. **Universidade Federal de São Carlos – Programa de Pós-graduação em Construção Civil.** São Carlos, 2004. Disponível em: <<https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/4630>>. Acesso em: 04 set 2017 as 16:57.

GRAZIANO, Francisco Paulo. **Projeto execução de estruturas de concreto armado.** São Paulo: O Nome da Rosa Editora, 2005.

HELIO. **Tabela de dimensionamento de seção retangular com diagrama retangular de acordo com a NBR 6118.** Disponível em: <<https://docente.ifrn.edu.br/marciovarela/disciplinas/estabilidade/dimensionamento-estrutural-tabela>>. Acesso em: 01 set 2017 as 09:30.

HISTÓRIA dos computadores no Brasil. Disponível em: <http://www.din.uem.br/museu/hist_nobrasil.htm>. Acesso em: 02 maio 2017 as 10:40.

INABA, Roberto. Construções Metálicas: **O uso do aço na construção civil.** Portal Metálica. s.d. Disponível em: <<http://wwwo.metallica.com.br/construcoes-metalicas-pintura-e-resistencia-ao-fogo>>. Acesso em: 23 maio 2017 as 10:09.

KAEFER, Luís Fernando. **A evolução do concreto armado.** São Paulo, dezembro de 1998. Disponível em: <<http://wwwp.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/HistoriadoConcreto.pdf>>. Acesso em: 24 fev 2017.

KIMURA, Alio Ernesto. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais.** São Paulo: Pini, 2007. 624p. Disponível em: <http://ofitexto.arquivos.s3.amazonaws.com/deg_231115.pdf>. Acesso em: 20 abril 2017 as 18:04.

LAJES Paulista. Manual Técnico. s.d. Disponível em: <<http://www.lajespaulista.com.br/manual-tecnico>>. Acesso em: 02 ago 2017 ás 09:46.

LOTURCO, Bruno. Sinônimo de Construção. **Revista techne**. Edição 137, agosto/2008. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/137/artigo287574-1.aspx>>. Acesso em: 24 fev 2017.

MARIANO, M. A. C. Aplicação e análise da utilização do software Eberick em um projeto residencial popular. 2015. 80 f. **Trabalho de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista**. Guaratinguetá, 2015. Disponível em: <<https://repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/124186/000818279.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em: 12 fev 2017 as 11:51.

MARTHA, Luiz Fernando. **Ftool**. Agosto/2015. Disponível em: <<http://www.alissol.com.br/ftool/>>. Acesso em: 11 maio 2017.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. **Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo – EESC-USP**. São Carlos – SP, 2011. Disponível em: <http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/2011ME_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf>. Acesso em: 3 julho 2017 às 16:04.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. Fundamentos do concreto e projeto de edifícios. **Universidade De São Paulo. Escola De Engenharia De São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas**. São Carlos, maio de 2007. Disponível em: <file:///C:/Users/Eva/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf>. Acesso em: 3 julho 2017 16:06.

PORTAL do concreto. **Aço para concreto armado**. Disponível em: <<http://www.portaldoconcreto.com.br/cimento/concreto/aco.html>>. Acesso em: 03 de mar de 2017 as 16:34.

QUAL a diferença entre ferro e aço? 17 out 2014. Disponível em: <<http://www.jomafer.com.br/noticias/qual-diferenca-entre-ferro-e-aco>>. Acesso em: 25 maio 2017 as 22:42.

RODRIGUES, Edmilson Correia. **Concreto fresco e as suas propriedades**. Web artigos, 16 de Maio de 2017. Disponível em: <<http://www.webartigos.com/artigos/concreto-fresco-e-as-suas-propriedades/81326/>>. Acesso em: 12 maio 17 as 11:18.

SCARPARI, Graziela. Estudo comparativo entre vigas metálicas e vigas mistas no dimensionamento de uma edificação. **Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC. Curso de engenharia civil**. Criciúma, Junho de 2009. Disponível em: <<http://www.bib.unesc.net/biblioteca/sumario/00003E/00003EA5.pdf>>. Acesso em: 01 jun 2017 às 09:46.

SILVA, Marcos Alberto Ferreira da. Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado. **Universidade Federal de São Carlos – Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia: Programa de Pós-Graduação em Construção Civil**. São Carlos, 2005. Disponível em: <>. Acesso em: 04 set 2017 as 17:03.

SILVA, Silvana Soares. **História do concreto.** s.d. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAA4H4sAE/historia-concreto>>. Acesso em: 24 fev 2017.

SILVA, Wanclaine Almeida Vaz da. Flexão normal composta em pilares de concreto armado. **Universidade Federal de Goiás – Escola de Engenharia Civil: Curso de Graduação em Engenharia Civil.** Goiânia, 2016. Disponível em: <https://www.eec.ufg.br/up/140/o/FLEX%C3%83O_NORMAL_COMPOSTA_EM_PILARES_DE_CONCRETO_ARMADO..pdf>. Acesso em: 14 ago 2017 às 10:26.

ANEXOS A - INFORMAÇÕES SEGUNDO A NBR 6118

As informações a seguir foram retiradas da NBR 6118 (ABNT, 2014).

A.1 DIMENSÕES LIMITES DOS PILARES E PILARES-PAREDE

De acordo com o item 13.2.3 da norma ABNT NBR 6118:2014, p.73, a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm.

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerado no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na Tabela 12. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Tabela 12 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

VALORES DO COEFICIENTE ADICIONAL γ_n PARA PILARES E PILARES-PAREDE						
b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Onde,

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$$

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA: O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares, quando de seu dimensionamento.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

A.2 DIMENSÕES LIMITES DAS VIGAS E VIGAS-PAREDE

De acordo com o item 13.2.2 da norma ABNT NBR 6118:2014, p.73, temos que a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm e a da vigas-parede, menor que 15 cm. Estes limites podem ser reduzidos, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes condições:

- a) alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos nesta Norma;
- b) lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931.

A.3 LAJES NERVURADAS

A espessura da mesa, quando não existirem tubulações embutidas, deve ser maior ou igual a $1/15$ da distância entre as faces das nervuras (l_o) e não menor que 4 cm.

O valor mínimo absoluto da espessura da mesa deve ser 5 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm. Para tubulações com diâmetro (ϕ) maior que 10 mm, a mesa deve ter a espessura mínima de $4 \text{ cm} + \phi$, ou $4 \text{ cm} + 2\phi$ no caso de haver cruzamento destas tubulações.

A espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm.

Nervura com espessura menor que 8 cm não podem conter armadura de compressão.

Para o projeto das lajes nervuradas, devem ser obedecidas as seguintes condições:

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

ANEXO B - INFORMAÇÕES SEGUNDO A NBR 6120

As informações a seguir foram retiradas da NBR 6120 (ABNT, 1980)

B.1 CARGAS PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE EDIFICAÇÕES

Quadro 4 - Peso específico dos matérias de construção

Materiais		Peso específico aparente (kN/m ³)
2 Blocos artificiais	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
3 Revestimentos e concretos	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 1980) adaptado.

Quadro 5 - Valores mínimos das cargas verticais

Local		Carga (kN/m ²)
11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 1980) - adaptado.

ANEXO C - TABELAS

As informações a seguir foram retiradas do livro Araújo (2010)

C.1 TABELAS ARAÚJO (2010, VOL. 2) PARA DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

Tabela 13 – Área da seção de armadura A_s (cm²)

Bitola ϕ	Número de barras ou fios						
	1	2	3	4	5	6	7
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,98	4,71	5,50
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99

Fonte: Araújo (2010) - adaptado.

Tabela 14 - Largura mínima b_{si} (cm) para colocação da armadura

$d_{max} = 19$ mm	Diâmetro ϕ						
	8	10	12,5	16	20	25	
Número de barras	2	3	4	5	6	7	
	3,9	4,3	4,8	5,5	6,3	7,5	
	7,0	7,6	8,3	9,4	10,6	12,5	
	10,0	10,8	11,8	13,2	14,8	17,5	
	13,1	14,1	15,4	17,1	19,1	22,5	

Fonte: Araújo (2010) - adaptado.

C.2 TABELA DA NBR 7480 (ABNT, 1996) PARA DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

Tabela 15 – Área da seção de barras da armadura passiva por unidade de comprimento (cm²/m)

Espaçamento (cm)	Bitola ϕ					
	5	6,3	8	10	12,5	16
13	1,51	2,40	3,87	6,04	9,44	15,47
21	0,94	1,48	2,39	3,74	5,84	9,57

Fonte: NBR 7480 (ABNT, 1996) - adaptado.

APÊNDICE A - PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Pré-dimensionamento dos pilares e vigas

Tabela 16 – Pré-dimensionamento dos pilares

(continua)

PILAR	AI	α	N_k (kN)	A_c (cm ²)	H (cm)	Seção adotada
P1	0,8	2,5	55,20	71,21	3,96	18x20
P2	8,77	2,2	605,13	686,99	38,17	18x40
P3	3,65	2,5	251,85	324,91	18,05	18x20
P4	3,66	2,5	252,54	325,80	18,10	18x20
P5	8,95	2,2	617,55	701,09	38,95	18x40
P6	0,96	2,2	66,24	75,20	4,18	18x20
P7	3,31	2,5	228,39	294,64	16,37	18x20
P8	3,69	2,2	254,61	289,05	16,06	18x20
P9	8,24	2,2	568,56	645,47	35,86	18x35
P10	8,33	2,2	574,77	652,52	36,25	18x40
P11	4,55	2,5	313,95	405,02	22,50	18x25
P12	14,96	1,8	1032,24	958,81	53,27	18x55
P13	14,96	1,8	1032,24	958,81	53,27	18x55
P14	4,55	2,5	313,95	405,02	22,50	18x25
P15	13,61	1,8	939,09	872,28	48,46	18x50
P16	13,61	1,8	939,09	872,28	48,46	18x50
P17	1,31	2,5	90,39	116,61	6,48	18x20
P18	7,15	2,2	493,35	560,09	31,12	18x35
P19	7,15	2,2	493,35	560,09	31,12	18x35
P20	1,31	2,5	90,39	116,61	6,48	18x20
P21	1,36	2,5	93,84	121,06	6,73	18x20
P22	7,31	2,2	504,39	572,62	31,81	18x35
P23	14	1,8	966,00	897,28	49,85	18x50
P24	14	1,8	966,00	897,28	49,85	18x50
P25	7,31	2,2	504,39	572,62	31,81	18x35

Tabela 16 – Pré-dimensionamento dos pilares

PILAR	AI	α	Nk (kN)	Ac (cm ²)	H (cm)	(conclusão)
						Seção adotada
P26	1,36	2,5	93,84	121,06	6,73	18x20
P27	3,64	2,5	251,16	324,02	18,00	18x20
P28	14,43	1,8	995,67	924,84	51,38	18x55
P29	14,43	1,8	995,67	924,84	51,38	18x55
P30	3,64	2,5	251,16	324,02	18,00	18x20
P31	10,44	2,2	720,36	817,81	45,43	18x45
P32	10,44	2,2	720,36	817,81	45,43	18x45
P33	3,31	2,5	228,39	294,64	16,37	18x20
P34	3,31	2,5	228,39	294,64	16,37	18x20
P35	0,8	2,5	55,20	71,21	3,96	18x20
P36	9,94	2,2	685,86	778,64	43,26	18x45
P37	3,76	2,5	259,44	334,70	18,59	18x20
P38	3,76	2,5	259,44	334,70	18,59	18x20
P39	9,94	2,2	685,86	778,64	43,26	18x45
P40	0,8	2,5	55,20	71,21	3,96	18x20

Fonte: Dos autores, 2017.

Tabela 17 - Pré-dimensionamento das vigas (térreo)

VIGA	L _o (cm)	b (base) (cm)	h (cm)	(continua)
				Seção adotada
V1	346,5	14	34,65	14x35
V2	381,5	14	38,15	14x40
V3	91	14	9,1	14x10
V4	261	14	26,1	14x30
V5	320	14	32	14x35
V6	320	14	32	14x35
V7	261	14	21,75	14x25
V8	225	14	22,5	14x25

Tabela 17 - Pré-dimensionamento das vigas (térreo)

(conclusão)

VIGA	Lo (cm)	b (cm)	h (cm)	Seção adotada
V9	225	14	22,5	14x25
V10	443	14	44,3	14x45
V11	443	14	44,3	14x45
V12	225	14	22,5	14x25
V13	225	14	22,5	14x25
V14	261	14	21,75	14x25
V15	320	14	32	14x35
V16	320	14	32	14x35
V17	261	14	26,1	14x30
V18	91	14	9,1	14x10
V19	91	14	9,1	14x10
V20	346,5	14	34,65	14x35
V21	346,5	14	34,65	14x35
V22	350	14	35	14x35
V23	350	14	35	14x35
V24	120	14	12	14x12
V25	116	14	11,6	14x12
V26	264	14	26,4	14x30
V27	264	14	26,4	14x30
V28	354,8	14	35,48	14x35
V29	357	14	35,7	14x35
V30	356,8	14	35,68	14x35
V31	354,8	14	35,48	14x35
V32	264	14	26,4	14x30
V33	264	14	26,4	14x30
V34	120	14	12	14x12
V35	350	14	35	14x35
V36	465	14	46,5	14x50

Fonte: Dos autores, 2017.

Tabela 18 - Pré-dimensionamento das vigas (pavimento tipo)

(continua)

VIGA	Lo (cm)	b (cm)	h (cm)	Seção adotada
V1	346,5	14	34,65	14x35
V2	381,5	14	38,15	14x40
V3	160	14	16	14x20
V4	160	14	16	14x20
V5	261	14	26,1	14x30
V6	381,5	14	38,15	14x40
V7	381,5	14	31,79	14x35
V8	261	14	26,1	14x30
V9	225	14	22,5	14x25
V10	225	14	22,5	14x25
V11	443	14	44,3	14x45
V12	443	14	44,3	14x45
V13	225	14	22,5	14x25
V14	225	14	22,5	14x25
V15	261	14	26,1	14x30
V16	381,5	14	31,79	14x35
V17	381,5	14	31,79	14x35
V18	261	14	26,1	14x30
V19	261	14	26,1	14x30
V20	160	14	16	14x20
V21	160	14	16	14x20
V22	346,5	14	34,65	14x35
V23	346,5	14	34,65	14x35
V24	350	14	35	14x35
V25	350	14	35	14x35
V26	120	14	12	14x20
V27	120	14	12	14x20
V28	264	14	26,4	14x30
V29	264	14	26,4	14x30

Tabela 18 - Pré-dimensionamento das vigas (pavimento tipo)

(conclusão)

VIGA	Lo (cm)	b (cm)	h (cm)	Seção adotada
V30	465	14	46,5	14x50
V31	465	14	46,5	14x50
V32	316	14	31,6	14x35
V33	357	14	29,75	14x30
V34	495	14	49,5	14x50
V35	357	14	29,75	14x30
V36	316	14	31,6	14x35
V37	465	14	46,5	14x50
V38	465	14	46,5	14x50
V39	264	14	26,4	14x30
V40	264	14	26,4	14x30
V41	120	14	12	14x20
V42	120	14	12	14x20
V43	350	14	35	14x35
V44	350	14	35	14x35

Fonte: Dos autores, 2017.

APÊNDICE B - CÁLCULO MANUAL

B.1 CÁLCULO MANUAL DAS LAJES TRELIÇADAS

LAJE 3

A parede da laje 3 tem 2,80 metros de altura com 15 de tijolo furado resultando em uma carga de: (alvenaria = 13 kN/m³ para tijolo furado)

$$\text{Carga da parede: } 2,80 * 0,15 * 13 = 5,46 \text{ KN/m}$$

$$\text{Carga acidental: } 1,5 * 0,39 = 0,585 \text{ KN/m/nervura}$$

Considerando que $b_f = 39\text{cm}$, carga total (P) = 7,00932 KN/m/nervura

$$M_k = \frac{Plx^2}{8} = \frac{7,00932 * 4,4^2}{8} = 16,96 \text{ KN.m}$$

Usando a fórmula encontrada para calcular a armadura em elementos fletidos, segundo Carvalho & Pinheiro (2013 v.2):

$$KMD = \frac{M_d}{b_f * d^2 * f_{cd}} = \frac{1,4 * 16,96}{0,30 * 0,09^2 * \frac{25000}{1,4}}$$

$KMD = 0,58 \sim 0,408$, portanto $KX = 1$ $KZ = 0,600$ resultando:

$$x = KX * d = 1 * 0,09 = 0,09 \text{ m}$$

$$x < hf = 4,0 \text{ cm} \rightarrow \text{LN passa na mesa}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ * d * f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{1,4 * 16,96}{0,60 * 0,09 * \frac{50}{1,15}} = 10,11 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

Onde:

M_k momento característico;

M_d momento de cálculo;

A_s área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

d altura útil;

x altura da linha neutra.

LAJE 4

Não a carga de parede na laje 4.

$$\text{Carga acidental: } 1,5 * 0,39 = 0,585 \text{ KN/m/nervura}$$

Considerando que $b_f = 39\text{cm}$, peso total = 1,54932 KN/m/nervura

$$M_k = \frac{Pl_x^2}{8} = \frac{1,54932 * 2,29^2}{8} = 1,01\text{KN. m}$$

Usando a fórmula encontrada para calcular a armadura em elementos fletidos, segundo Carvalho & Pinheiro (2013 v.2):

$$KMD = \frac{M_d}{b_f * d^2 * f_{cd}} = \frac{1,4 * 1,01}{0,30 * 0,09^2 * \frac{25000}{1,4}} = 0,032$$

$KMD = 0,032 \sim 0,030$, portanto $KX = 0,0449$ e $KZ = 0,9820$ resultando:

$$x = KX * d = 0,0449 * 0,09 = 0,004041 \text{ m}$$

$$x < hf = 4,0 \text{ cm} \rightarrow \text{LN passa na mesa}$$

$$A_s = \frac{1,4 * 1,01}{0,9820 * 0,09 * \frac{50}{1,15}} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

LAJE 7

Não a carga de parede na laje 7.

Carga acidental: $1,5 * 0,39 = 0,585 \text{ KN/m/nervura}$

Considerando que $b_f = 39\text{cm}$, peso total = 1,54932 KN/m/nervura

$$M_k = \frac{Pl_x^2}{8} = \frac{1,54932 * 3,17^2}{8} = 1,95\text{KN. m}$$

Usando a fórmula encontrada para calcular a armadura em elementos fletidos, segundo CARVALHO (2013 v.2):

$$KMD = \frac{M_d}{b_f * d^2 * f_{cd}} = \frac{1,4 * 1,95}{0,30 * 0,09^2 * \frac{25000}{1,4}} = 0,062$$

$KMD = 0,062 \sim 0,060$, portanto $KX = 0,0916$ e $KZ = 0,9634$ resultando:

$$x = KX * d = 0,0916 * 0,09 = 0,008244 \text{ m}$$

$$x < hf = 4,0 \text{ cm} \rightarrow \text{LN passa na mesa}$$

Quantidade da armadura longitudinal A_s (CA-50, $f_{yd} = 50 \text{ KN/cm}^2$):

$$A_s = \frac{1,4 * 1,95}{0,9634 * 0,09 * \frac{50}{1,15}} = 0,724\text{cm}^2/\text{nervura}$$

REAÇÕES DAS LAJES L3, L4 E L7

Segundo Araújo (2009) lajes armadas em uma direção podem ser calculadas pelas seguintes expressões das reações de apoio:

$$R_x = P \frac{l_x}{4}$$

$$R_y = P \frac{l_x}{4} \left(2 - \frac{l_x}{l_y} \right)$$

Onde:

R_x reação de apoio na direção x

R_y reação de apoio na direção y

- Para L3

$$R_x = 7,00932 \frac{4,40}{4}$$

$$R_x = 7,710252 \text{ kN/m}$$

$$R_y = 7,00932 \frac{4,64}{4} \left(2 - \frac{4,40}{4,64} \right)$$

$$R_y = 8,5513704 \text{ kN/m}$$

- Para L4

$$R_x = 1,54932 \frac{1,14}{4}$$

$$R_x = 0,4415562 \text{ kN/m}$$

$$R_y = 1,54932 \frac{2,49}{4} \left(2 - \frac{1,14}{2,49} \right)$$

$$R_y = 1,4873472 \text{ kN/m}$$

- Para L7

$$R_x = 1,54932 \frac{3,19}{4}$$

$$R_x = 1,2355827 \text{ kN/m}$$

$$R_y = 1,54932 \frac{3,5}{4} \left(2 - \frac{3,19}{3,5} \right)$$

$$R_y = 1,4757273 \text{ kN/m}$$

Pavimento tipo vigas V2, V4, V38, V42 e V44 (14x40)

De acordo com Araújo (2009) para realizar o cálculo do peso da parede, é necessário descontar uma parte da viga que fica embutida na parede. Considera-se então uma altura equivalente (h_e) dado por: $h_e = h - h_v * \frac{b}{t}$, onde h é o pé-direito, h_v é a altura da viga sob a laje, b é a largura da viga e t é a espessura da parede.

Na arquitetura temos paredes de 15 cm (t) de espessura com 280 cm (h) de altura. Como todas as vigas escolhidas tem a mesma seção transversal de 14x40 cm², pode-se

considerar que as vigas tenham uma altura (h_v) de 28 cm, a altura equivalente (h_e) da parede passa a ser de 254 cm.

Para obter-se a carga de parede é necessário multiplicar espessura pela altura equivalente e, por conseguinte pelo peso específico do tijolo furado, resultando em uma carga de parede igual a 4,95 kN/m

O peso próprio das vigas tem os seguintes valores, como todas tem a mesma seção transversal, temos que: viga de $14 \times 40 \text{ cm}^2 = 25 \times 0,14 \times 0,40 = 1,4 \text{ kN/m}$

Fazendo a somatória das ações das lajes, com os pesos das paredes e o peso próprio das vigas, temos os resultados das cargas totais sobre as vigas do pavimento tipo.

Para reações 1D

$$1^\circ \text{vão } V2 = 7,71 + 4,95 + 1,4 = 14,06 \text{ kN/m}$$

$$2^\circ \text{vão } V2 = 1,49 + 4,95 + 1,4 = 7,84 \text{ kN/m}$$

$$V4 = 1,49 + 1,24 + 4,95 + 1,4 = 9,08 \text{ kN/m}$$

$$V38 = 8,55 + 0,44 + 1,48 + 4,95 + 1,4 = 16,82 \text{ kN/m}$$

$$V42 = 0,44 + 4,95 + 1,4 = 6,79 \text{ kN/m}$$

$$V44 = 1,48 + 4,95 + 1,4 = 7,83 \text{ kN/m}$$

B.2 CÁLCULO MANUAL DAS VIGAS

Para realização do cálculo manual das vigas foi necessário jogar todos os esforços no programa Ftool que resultou nos seguintes resultados:

Tabela 19 - Esforços resultantes

Viga	V_k positivo (kN)	V_k negativo (kN)	M_k positivo (kN.m)	M_k negativo (kN.m)	q (kN/m)	l_o (m)
V2 1º tramo	30,8	31,1	12,2	22,2	14,06	4,40
V2 2º tramo	11,2	8,3	1,6	6,3	7,84	2,49
V4	11,9	26,6	7,8	14,8	9,08	3,19
V38	52	44,4	19,6	38,3	18,29	4,64
V42	9,5	6,6	1,5	1,7	14,06	1,14
V44	16,3	16,2	5,2	9,1	9,3	3,50

Fonte: Dos autores, 2017.

As resistências de cálculo dos materiais são dadas por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25}{1,4} = 17,9 \text{ MPa} ; \sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} = 15,2 \text{ MPa} ; \sigma_{cd} = 1,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2, \text{ para aço CA-50}$$

Tabela 20 - Valores de ξ_{lim} e μ_{lim}

Concreto	$f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$	$f_{ck} > 35 \text{ MPa}$
ξ_{lim}	0,45	0,35
μ_{lim}	0,2952	0,2408

Fonte: Araújo, 2009.

VIGA 38

Armadura longitudinal

- Dimensionamento para o momento fletor negativo $M_k = 38,3 \text{ kN.m}$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 38,3 \qquad M_d = 53,62 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} = \frac{5362}{14*36^2*1,52} = 0,19$$

Da tabela 20, obtém-se $\mu_{lim} = 0,2952$, já que $f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,266$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_s = 3,75 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min}bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \qquad A_{s,min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Da Tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 5 barras de 10mm, com área de aço de $3,98 \text{ cm}^2$

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19\text{mm}$, verifica-se, segundo Tabela 14, que a largura mínima (b_{si}) para a colocação das armaduras em uma camada é igual 14,1. Acrescentando 5 cm dos cobrimentos laterais, mais 1 cm correspondente a duas vezes o diâmetro dos estribos, resulta a largura necessária $b_{w,nec} = 14,1 + 5 + 1 = 20,1 \text{ cm}$. Como a viga tem uma largura de 14 cm, será necessária a colocação das barras em mais de uma camada.

Armadura 3,98 (5 ϕ 10mm)

Onde:

Φ é a bitola;

μ é o momento adimensional;

μ_{lim} é o momento limite adimensional;

ξ é a profundidade relativa da linha neutra;

ξ_{lim} é a profundidade relativa limite da linha neutra;

$A_{s,min}$ é a área mínima da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

- Dimensionamento para o momento fletor positivo $M_k = 19,6 \text{ kN.m}$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 19,6 \qquad M_d = 27,44 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} = \frac{2744}{14*36^2*1,52} = 0,1$$

$$\mu_{lim} = 0,2952, \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,132$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_s = 1,86 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min}bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \qquad A_{s,min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Da tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 3 barras de 10mm, com área de aço de $2,36 \text{ cm}^2$

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19\text{mm}$, verifica-se, segundo a Tabela 14, que a largura mínima b_{si} é igual 7,6, $b_{w,nec} = 7,6 + 5 + 1 = 13,6 \text{ cm}$. Então, será necessária a colocação das barras em uma só camada.

Armadura 2,36 (3 ϕ 10)

Armadura Transversal

- Dimensionamento dos estribos $V_k = 52,0 \text{ kN}$

$$V_{Sd} = 1,4 * V_k = 1,4 * 52 \qquad V_{Sd} = 72,8 \text{ kN}$$

Verificação da biela de concreto

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2,90}$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}(2\theta) \quad \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * 0,9 * \frac{25}{1,4} * 140 * 370 * \text{sen}(2 * 30) = 194,66 \text{ kN}$$

$$72,8 < 194,66$$

Determinação da armadura transversal mínima

$$A_{swmin,90} = b_w * \rho_{swmin,90} \quad \text{para } f_{ck} = 25, \rho_{swmin,90} = 0,102$$

$$A_{swmin,90} = 14 * 0,102 = 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Para } \begin{cases} V_{Sd} \leq V_{c0} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} \\ V_{Sd} = V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = 0 \\ V_{c0} < V_{Sd} < V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} * \frac{V_{Rd2,90} - V_{Sd}}{V_{Rd2,90} - V_{c0}} \end{cases}$$

$$V_{c0} = 0,09 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} * b_w * d \quad V_{c0} = 0,09 * 25^{\frac{2}{3}} * 140 * 370 = 39,86 \text{ kN}$$

$$39,86 < 72,8 < 194,66 \rightarrow V_{c1} = 39,86 * \frac{194,66 - 72,8}{194,66 - 39,86} = 31,38$$

Área de aço

$$A_{sw,90} = \frac{V_{Sd,red} - V_{c1}}{0,9 * d * f_{yd}} * \text{tg}\theta \quad A_{sw,90} = \frac{42,9 * 1,4 * 100 - 3138}{0,9 * 0,37 * \frac{5000}{1,15}} * \text{tg}30 = 1,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw,90} \leq A_{swmin,90} \rightarrow 1,14 \leq 1,43, \text{ portanto armadura mínima.}$$

$$5,0 \text{ mm} \leq \phi t \leq \frac{b_w}{10} = 14 \text{ mm} \therefore 12,5 \text{ mm}$$

$$\text{Se } \begin{cases} V_{Sd} \leq 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \\ V_{Sd} > 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Então } 72,8 \leq 130,4, s_{max} = 0,6 * 37 = 22,2 \leq 30 \text{ cm}$$

Estribos 1,51 ($\phi 5$ c/13) conforme Tabela 15.

Onde:

θ é o ângulo de inclinação das diagonais de concreto;

V_k é a força cortante característico;

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

$V_{Rd2,90}$ é a força cortante resistente de cálculo;

α_{v2} é o coeficiente, expresso em megapascal (Mpa);

b_w é a largura da alma de uma viga;

$A_{swmin,90}$ é a área da seção transversal dos estribos de força cortante mínimo;

$\rho_{swmin,90}$ é a taxa geométrica de armadura transversal;

V_{c0} é o valor de referência para V_c , quando $\theta = 45^\circ$;

V_{c1} é o valor de referência para V_c , quando $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$;

$A_{sw,90}$ é a área da seção transversal dos estribos;

s_{max} é o espaçamento máximo entre elementos da armadura.

VIGA V42

Armadura longitudinal

- Dimensionamento para o momento fletor positivo $M_k = 1,5 \text{ kN.m}$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 1,5 \qquad M_d = 2,1 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} = \frac{210}{14*36^2*1,52} = 0,008$$

$$\mu_{lim} = 0,2952, \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_s = 0,14 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min}bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \qquad A_{s,min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço calculada é menor do que armadura mínima, deve-se adotar $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$.

Da tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 2 barras de 8mm, com área de aço de 1,01 cm.

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19 \text{ mm}$, verifica-se, segundo a Tabela 14, que a largura mínima b_{si} é igual 3,9, $b_{w,nec} = 3,9 + 5 + 1 = 9,9 \text{ cm}$. Então, será necessária a colocação das barras em uma só camada.

Armadura 1,01 (2 ϕ 8mm)

- Dimensionamento para o momento fletor negativo $M_k = 1,7 \text{ kN.m}$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 1,7 \quad M_d = 2,38 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} = \frac{238}{14*36^2*1,52} = 0,009$$

$$\mu_{lim} = 0,2952, \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0,15 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min}bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \quad A_{s,min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço calculada é menor do que armadura mínima, deve-se adotar $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$.

Da tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 2 barras de 8mm, com área de aço de 1,01 cm.

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19\text{mm}$, verifica-se, segundo a Tabela 14, que a largura mínima b_{si} é igual 3,9, $b_{w,nec} = 3,9 + 5 + 1 = 9,9 \text{ cm}$. Então, será necessária a colocação das barras em uma só camada.

Armadura 1,01 (2 ϕ 8mm)

Armadura Transversal

- Dimensionamento dos estribos $V_k = 9,5 \text{ kN}$

$$V_d = 1,4 * V_k = 1,4 * 9,5 \quad V_d = 13,3 \text{ kN}$$

Verificação da biela de concreto

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2,90}$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}(2\theta) \quad \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * 0,9 * \frac{25}{1,4} * 140 * 370 * \text{sen}(2 * 30) = 194,66 \text{ kN}$$

$$13,3 < 194,66$$

Determinação da armadura transversal mínima

$$A_{swmin,90} = b_w * \rho_{swmin,90} \quad \text{para } f_{ck} = 25, \rho_{swmin,90} = 0,102$$

$$A_{swmin,90} = 14 * 0,102 = 1,43 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{Para } \begin{cases} V_{Sd} \leq V_{c0} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} \\ V_{Sd} = V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = 0 \\ V_{c0} < V_{Sd} < V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} * \frac{V_{Rd2,90} - V_{Sd}}{V_{Rd2,90} - V_{c0}} \end{cases}$$

$$V_{c0} = 0,09 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} * b_w * d \quad V_{c0} = 0,09 * 25^{\frac{2}{3}} * 140 * 370 = 39,86 \text{ kN}$$

$$13,3 \leq 39,86 \rightarrow V_{c1} = V_{c0}$$

Área de aço

$$A_{sw,90} = \frac{V_{Sd,red} - V_{c1}}{0,9 * d * f_{yd}} * tg\theta \quad A_{sw,90} = \frac{2,4 * 1,4 * 100 - 3986}{0,9 * 0,37 * \frac{5000}{1,15}} * tg30 = -1,45 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sw,90} \leq A_{swmin,90} \rightarrow 1,45 \leq 1,43, \text{ portanto armadura mínima.}$$

$$5,0 \text{ mm} \leq \phi t \leq \frac{b_w}{10} = 14 \text{ mm} \therefore 12,5 \text{ mm}$$

$$\text{Se } \begin{cases} V_{Sd} \leq 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \\ V_{Sd} > 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Se } 13,3 \leq 130,4, s_{max} = 0,6 * 37 = 22,2 \leq 30 \text{ cm}$$

Estribos 1,51 ($\phi 5$ c/13) conforme Tabela 15.

VIGA V44

Armadura longitudinal

- Dimensionamento para o momento fletor positivo $M_k = 5,2 \text{ kN.m}$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 5,2 \quad M_d = 7,28 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 \sigma_{cd}} = \frac{728}{14 * 36^2 * 1,52} = 0,026$$

$$\mu_{lim} = 0,2952, \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0,42 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min}bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \qquad A_{s,min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço calculada é menor do que armadura mínima, deve-se adotar $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$.

Da tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 2 barras de 8mm, com área de aço de 1,01 cm.

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19\text{mm}$, verifica-se, segundo a Tabela 14, que a largura mínima b_{si} é igual 3,9, $b_{w,nec} = 3,9 + 5 + 1 = 9,9 \text{ cm}$. Então, será necessária a colocação das barras em uma só camada.

Armadura 1,01 (2 ϕ 8mm)

- Dimensionamento para o momento fletor negativo $M_k = 9,1 \text{ kN.m}$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 9,1 \qquad M_d = 12,74 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} = \frac{1274}{14*36^2*1,52} = 0,046$$

$$\mu_{lim} = 0,2952, \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,059$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_s = 0,83 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min}bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \qquad A_{s,min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço calculada é menor do que armadura mínima, deve-se adotar $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$.

Da tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 2 barras de 8mm, com área de aço de 1,01 cm

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19\text{mm}$, verifica-se, segundo a Tabela 14, que a largura mínima b_{si} é igual 3,9, $b_{w,nec} = 3,9 + 5 + 1 = 9,9 \text{ cm}$. Então, será necessária a colocação das barras em uma só camada.

Armadura 1,01 (2 ϕ 8mm)

Armadura Transversal

- Dimensionamento dos estribos $V_k = 16,3 \text{ kN}$

$$V_d = 1,4 * V_k = 1,4 * 16,3$$

$$V_d = 22,82 \text{ kN}$$

Verificação da biela de concreto

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2,90}$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}(2\theta) \quad \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * 0,9 * \frac{25}{1,4} * 140 * 370 * \text{sen}(2 * 30) = 194,66 \text{ kN}$$

$$22,82 < 194,66$$

Determinação da armadura transversal mínima

$$A_{swmin,90} = b_w * \rho_{swmin,90} \quad \text{para } f_{ck} = 25, \rho_{swmin,90} = 0,102$$

$$A_{swmin,90} = 14 * 0,102 = 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Para } \begin{cases} V_{Sd} \leq V_{c0} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} \\ V_{Sd} = V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = 0 \\ V_{c0} < V_{Sd} < V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} * \frac{V_{Rd2,90} - V_{Sd}}{V_{Rd2,90} - V_{c0}} \end{cases}$$

$$V_{c0} = 0,09 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} * b_w * d \quad V_{c0} = 0,09 * 25^{\frac{2}{3}} * 140 * 370 = 39,86 \text{ kN}$$

$$22,82 \leq 39,86 \rightarrow V_{c1} = V_{c0}$$

Área de aço

$$A_{sw,90} = \frac{V_{Sd,red} - V_{c1}}{0,9 * d * f_{yd}} * \text{tg}\theta$$

$$A_{sw,90} = \frac{11,7 * 1,4 * 100 - 3986}{0,9 * 0,37 * \frac{5000}{1,15}} * \text{tg}30 = -0,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw,90} \leq A_{swmin,90} \rightarrow 0,94 \leq 1,43, \text{ portanto armadura mínima.}$$

$$5,0 \text{ mm} \leq \phi t \leq \frac{b_w}{10} = 14 \text{ mm} \therefore 12,5 \text{ mm}$$

$$\text{Se } \begin{cases} V_{Sd} \leq 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \\ V_{Sd} > 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Se } 22,82 \leq 130,4, s_{max} = 0,6 * 37 = 22,2 \leq 30 \text{ cm}$$

Estribos 1,51 ($\phi 5$ c/13) conforme Tabela 15.

VIGA V4

Armadura longitudinal

- Dimensionamento para o momento fletor negativo $M_k = 14,8 \text{ kN.m}$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 14,8 \qquad M_d = 20,72 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} = \frac{2072}{14*36^2*1,52} = 0,075$$

$$\mu_{lim} = 0,2952, \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_s = 1,41 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min}bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \qquad A_{s,min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço calculada é maior do que armadura mínima, deve-se adotar $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$.

Da tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 3 barras de 8 mm, com área de aço de 1,51 cm.

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19 \text{ mm}$, verifica-se, segundo a Tabela 14, que a largura mínima b_{si} é igual 3,9, $b_{w,nec} = 7,0 + 5 + 1 = 13 \text{ cm}$. Então, será necessário a colocação das barras em uma só camada.

Armadura 1,51 (3 ϕ 8mm)

- Dimensionamento para o momento fletor positivo $M_k = 7,8 \text{ kN.m}$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 7,8 \qquad M_d = 10,92 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} = \frac{1092}{14*36^2*1,52} = 0,04$$

$$\mu_{lim} = 0,2952, \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,051$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_s = 0,72 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min}bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \qquad A_{s,min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço calculada é menor do que armadura mínima, deve-se adotar $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$.

Da tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 2 barras de 8mm, com área de aço de 1,01 cm

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19\text{mm}$, verifica-se, segundo a Tabela 14, que a largura mínima b_{si} é igual 3,9, $b_{w,nec} = 3,9 + 5 + 1 = 9,9 \text{ cm}$. Então, será necessário a colocação das barras em uma só camada.

Armadura 1,01 (2 ϕ 8mm)

Armadura transversal

- Dimensionamento dos estribos $V_k = 26,6 \text{ kN}$

$$V_d = 1,4 * V_k = 1,4 * 26,6 \qquad V_d = 37,24 \text{ kN}$$

Verificação da biela de concreto

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2,90}$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}(2\theta) \qquad \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * 0,9 * \frac{25}{1,4} * 140 * 370 * \text{sen}(2 * 30) = 194,66 \text{ kN}$$

$$37,24 < 194,66$$

Determinação da armadura transversal mínima

$$A_{swmin,90} = b_w * \rho_{swmin,90} \qquad \text{para } f_{ck} = 25, \rho_{swmin,90} = 0,102$$

$$A_{swmin,90} = 14 * 0,102 = 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Para } \begin{cases} V_{Sd} \leq V_{c0} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} \\ V_{Sd} = V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = 0 \\ V_{c0} < V_{Sd} < V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} * \frac{V_{Rd2,90} - V_{Sd}}{V_{Rd2,90} - V_{c0}} \end{cases}$$

$$V_{c0} = 0,09 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} * b_w * d \qquad V_{c0} = 0,09 * 25^{\frac{2}{3}} * 140 * 370 = 39,86 \text{ kN}$$

$$37,24 \leq 39,86 \rightarrow V_{c1} = V_{c0}$$

Área de aço

$$A_{sw,90} = \frac{V_{sd,red} - V_{c1}}{0,9 * d * f_{yd}} * tg\theta$$

$$A_{sw,90} = \frac{24,7 * 1,4 * 100 - 3986}{0,9 * 0,37 * \frac{5000}{1,15}} * tg30 = -0,21 \text{ cm}^2/m$$

$A_{sw,90} \leq A_{swmin,90} \rightarrow 0,21 \leq 1,43$, portanto armadura mínima.

$$5,0 \text{ mm} \leq \phi t \leq \frac{b_w}{10} = 14 \text{ mm} \therefore 12,5 \text{ mm}$$

$$\text{Se } \begin{cases} V_{sd} \leq 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \\ V_{sd} > 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Se } 37,24 \leq 130,4, s_{max} = 0,6 * 37 = 22,2 \leq 30 \text{ cm}$$

Estribos 1,43 ($\phi 5$ c/13) conforme Tabela 15.

VIGA V2

Armadura longitudinal

- Dimensionamento para o momento fletor negativo do 1º vão $M_k = 22,2 \text{ kN.m}$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 22,2 \qquad M_d = 31,08 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 \sigma_{cd}} = \frac{3108}{14 * 36^2 * 1,52} = 0,113$$

$$\mu_{lim} = 0,2952, \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,15$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_s = 2,11 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min} bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \qquad A_{s,min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço calculada é maior do que armadura mínima, deve-se adotar $A_s = 2,11 \text{ cm}^2$.

Da tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 3 barras de 10 mm, com área de aço de $2,36 \text{ cm}^2$.

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19mm$, verifica-se, segundo a Tabela 14, que a largura mínima b_{si} é igual 7,6, $b_{w,nec} = 7,6 + 5 + 1 = 13,6 cm$. Então, será necessária a colocação das barras em uma só camada.

Armadura 2,36 (3 ϕ 10mm)

- Dimensionamento para o momento fletor positivo do 1º vão $M_k = 12,2 kN.m$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 12,2 \qquad M_d = 17,08 kN.m$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} = \frac{1708}{14*36^2*1,52} = 0,06$$

$$\mu_{lim} = 0,2952, \text{ para } f_{ck} \leq 35 MPa$$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,077$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_s = 1,08 cm^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min}bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \qquad A_{s,min} = 0,84 cm^2$$

Como a área de aço calculada é maior do que armadura mínima, deve-se adotar $A_s = 1,08 cm^2$.

Da tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 3 barras de 8mm, com área de aço de 1,51 cm

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19mm$, verifica-se, segundo a Tabela 14, que a largura mínima b_{si} é igual 7,0, $b_{w,nec} = 7,0 + 5 + 1 = 13 cm$. Então, será necessária a colocação das barras em uma só camada.

Armadura 1,51 (3 ϕ 8mm)

- Dimensionamento para o momento fletor negativo do 2º vão $M_k = 6,3 kN.m$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 6,3 \qquad M_d = 8,82 kN.m$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} = \frac{882}{14*36^2*1,52} = 0,032$$

$$\mu_{lim} = 0,2952, \text{ para } f_{ck} \leq 35 MPa$$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0,56 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min} bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \quad A_{s,min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço calculada é menor do que armadura mínima, deve-se adotar $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$.

Da tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 2 barras de 8mm, com área de aço de 1,01 cm

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19 \text{ mm}$, verifica-se, segundo a Tabela 14, que a largura mínima b_{si} é igual 3,9, $b_{w,nec} = 3,9 + 5 + 1 = 9,9 \text{ cm}$. Então, será necessária a colocação das barras em uma só camada.

Armadura 1,01 (2 ϕ 8mm)

- Dimensionamento para o momento fletor positivo do 2º vão $M_k = 1,6 \text{ kN.m}$

$$M_d = 1,4 * M_k = 1,4 * 1,6 \quad M_d = 2,24 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 \sigma_{cd}} = \frac{224}{14 * 36^2 * 1,52} = 0,008$$

$$\mu_{lim} = 0,2952, \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

Como $\mu < \mu_{lim}$, a solução é obtida com armadura simples.

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$$

$$A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 0,14 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima é dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min} bh = \frac{0,15}{100} * 14 * 40 \quad A_{s,min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Como a área de aço calculada é menor do que armadura mínima, deve-se adotar $A_s = 0,84 \text{ cm}^2$.

Da tabela 13, verifica-se que podem ser adotadas 2 barras de 8mm, com área de aço de 1,01 cm

Considerando um diâmetro máximo do agregado $d_{max} = 19 \text{ mm}$, verifica-se, segundo a Tabela 14, que a largura mínima b_{si} é igual 3,9, $b_{w,nec} = 3,9 + 5 + 1 = 9,9 \text{ cm}$. Então, será necessária a colocação das barras em uma só camada.

Armadura 1,01 (2 ϕ 8mm)

Armadura transversal

- Dimensionamento dos estribos do 1º vão $V_k = 31,1 \text{ kN}$

Verificação da biela de concreto

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2,90}$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}(2\theta) \quad \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * 0,9 * \frac{25}{1,4} * 140 * 370 * \text{sen}(2 * 30) = 194,66 \text{ kN}$$

$$43,54 < 194,66$$

Determinação da armadura transversal mínima

$$A_{swmin,90} = b_w * \rho_{swmin,90} \quad \text{para } f_{ck} = 25, \rho_{swmin,90} = 0,102$$

$$A_{swmin,90} = 14 * 0,102 = 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Para } \begin{cases} V_{Sd} \leq V_{c0} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} \\ V_{Sd} = V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = 0 \\ V_{c0} < V_{Sd} < V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} * \frac{V_{Rd2,90} - V_{Sd}}{V_{Rd2,90} - V_{c0}} \end{cases}$$

$$V_{c0} = 0,09 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} * b_w * d \quad V_{c0} = 0,09 * 25^{\frac{2}{3}} * 140 * 370 = 39,86 \text{ kN}$$

$$39,86 < 43,54 < 194,66 \rightarrow V_{c1} = 39,86 * \frac{194,66 - 43,54}{194,66 - 39,86} = 38,91$$

Área de aço

$$A_{sw,90} = \frac{V_{Sd,red} - V_{c1}}{0,9 * d * f_{yd}} * tg\theta \quad A_{sw,90} = \frac{24 * 1,4 * 100 - 3891}{0,9 * 0,37 * \frac{5000}{1,15}} * tg30 = -0,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw,90} \leq A_{swmin,90} \rightarrow 0,43 \leq 1,43, \text{ portanto armadura mínima.}$$

$$5,0 \text{ mm} \leq \phi t \leq \frac{b_w}{10} = 14 \text{ mm} \therefore 12,5 \text{ mm}$$

$$\text{Se } \begin{cases} V_{Sd} \leq 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \\ V_{Sd} > 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Se } 43,54 \leq 130,4, s_{max} = 0,6 * 37 = 22,2 \leq 30 \text{ cm}$$

Estribos 1,43 ($\phi 5$ c/13) conforme Tabela 15.

- Dimensionamento dos estribos do 2º vão $V_k = 11,2 \text{ kN}$

$$V_d = 1,4 * V_k = 1,4 * 11,2$$

$$V_d = 15,68 \text{ kN}$$

Verificação da biela de concreto

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2,90}$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}(2\theta) \quad \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9$$

$$V_{Rd2,90} = 0,27 * 0,9 * \frac{25}{1,4} * 140 * 370 * \text{sen}(2 * 30) = 194,66 \text{ kN}$$

$$15,68 < 194,66$$

Determinação da armadura transversal mínima

$$A_{swmin,90} = b_w * \rho_{swmin,90} \quad \text{para } f_{ck} = 25, \rho_{swmin,90} = 0,102$$

$$A_{swmin,90} = 14 * 0,102 = 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Para } \begin{cases} V_{Sd} \leq V_{c0} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} \\ V_{Sd} = V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = 0 \\ V_{c0} < V_{Sd} < V_{Rd2,90} \rightarrow V_{c1} = V_{c0} * \frac{V_{Rd2,90} - V_{Sd}}{V_{Rd2,90} - V_{c0}} \end{cases}$$

$$V_{c0} = 0,09 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} * b_w * d \quad V_{c0} = 0,09 * 25^{\frac{2}{3}} * 140 * 370 = 39,86 \text{ kN}$$

$$15,68 \leq 39,86 \rightarrow V_{c1} = V_{c0}$$

Área de aço

$$A_{sw,90} = \frac{V_{Sd,red} - V_{c1}}{0,9 * d * f_{yd}} * \text{tg}\theta$$

$$A_{sw,90} = \frac{7,3 * 1,4 * 100 - 3986}{0,9 * 0,37 * \frac{5000}{1,15}} * \text{tg}30 = -1,18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw,90} \leq A_{swmin,90} \rightarrow 1,18 \leq 1,43, \text{ portanto armadura mínima.}$$

$$5,0 \text{ mm} \leq \phi t \leq \frac{b_w}{10} = 14 \text{ mm} \therefore 12,5 \text{ mm}$$

$$\text{Se } \begin{cases} V_{Sd} \leq 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \\ V_{Sd} > 0,67 * V_{Rd2,90} \rightarrow s_{max} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Se } 15,68 \leq 130,4, s_{max} = 0,6 * 37 = 22,2 \leq 30 \text{ cm}$$

Estribos 1,43 ($\phi 5 \text{ c}/13$) conforme Tabela 15

B.3 CÁLCULO MANUAL DOS PILARES

PILAR P5

Do dimensionamento realizado pelo engenheiro (optou-se por utilizar a mesma seção estabelecida no projeto) temos o pilar P5 com seção 18x50cm, cobrimento (cob) de 2,5 cm e coeficiente adicional (γ_n) igual a 1,05.

Considera-se $h_x = 18$ cm, $h_y = 50$ cm e $L_{ex} = 273$ cm e $L_{ey} = 295$ cm

$$L_{ex} \leq \begin{cases} l_{ox} + h_x = 255 + 18 = 273 \text{ cm} \\ l_x = 295 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_{ey} \leq \begin{cases} l_{oy} + h_y = 255 + 50 = 305 \text{ cm} \\ l_y = 295 \text{ cm} \end{cases}$$

Onde:

h_x é a dimensão na direção x;

h_y é a dimensão na direção y;

L_{ex} é o comprimento efetivo na direção x;

L_{ey} é o comprimento efetivo na direção y.

Cargas Verticais

Para realização do cálculo das cargas verticais atuantes no pilar foram considerados as reações no pilar P5 na viga V38, V2 e o peso próprio do pilar (pp_{pilar})

Através do gráfico da cortante é possível obter as reações no pilar P5. Na viga V38 temos $N_{v1} = 52$ kN e na viga V2 temos $N_{v2} = 31,1$ kN

$$pp_{pilar} = \gamma_{CA} * V$$

$$pp_{pilar} = 25 * (0,18 * 0,50 * 2,95) = 6,64 \text{ kN}$$

$$N_k = N_{v1} + pp_{laje}$$

$$N_k = 52 + 6,64 + 11,2 = 69,84 \text{ kN}$$

$$N_d = 1,4 * \gamma_n * N_k$$

$$N_d = 1,4 * 1,05 * 63,77 = 102,66 \text{ kN}$$

Vão efetivo da viga (L_{ef})

Para a V38 (direção y)

$$l_0 = 4,64 \text{ m e } a_1 = a_2 = 14/2 = 7 \text{ m}$$

$$L_{ef,y} = L_0 + a_1 + a_2 = 4,78 \text{ m}$$

Vão efetivo da viga

Para a V2 (direção x)

$$l_0 = 2,33 \text{ m e } a_1 = a_2 = 14/2 = 7 \text{ cm}$$

$$L_{ef,x} = L_0 + a_1 + a_2 = 2,47 \text{ m}$$

Momento na ligação viga-pilar

Para o cálculo do momento na ligação viga-pilar temos:

Direção x:

$$r_{viga,x} = \frac{I_{viga}}{L_{ef}} \quad \text{Com } I_{viga} = \frac{(14 \cdot 40^3)}{12} = 7,5 \cdot 10^4$$

$$r_{sup,x} = r_{inf,x} = \frac{I_{pilar}}{\frac{L_e}{2}} \quad \text{Com } I_{pilar} = \frac{(18 \cdot 50^3)}{12} = 1,87 \cdot 10^5$$

Então:

$$M_{eng,x} = \frac{q_{k,y} \cdot L_{ef}^2}{12} = \frac{7,84 \cdot 2,47^2}{12} = 4 \text{ kN.m}$$

$$r_{viga,x} = \frac{7,5 \cdot 10^4}{247} = 303,64 \text{ cm}^3$$

$$r_{sup,x} = r_{inf,x} = \frac{1,87 \cdot 10^5}{\frac{273}{2}} = 1369,96 \text{ cm}^3$$

Onde:

I_{viga} é a inercia da viga;

I_{pilar} é a inercia do pilar;

M_{eng} é o momento de engastamento da viga;

r_{viga} é a rigidez de uma viga em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar;

r_{sup} é a rigidez de tramo superior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar;

r_{inf} é a rigidez de tramo inferior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar.

Assim:

$$M_{sup,x} = M_{eng,x} * \frac{3r_{sup,x}}{3r_{sup,x}+3r_{inf,x}+4r_{viga,x}}$$

$$M_{sup,y} = 4 * \left[\frac{3*1369,96}{(3*1369,96)+(3*1369,96)+(4*303,64)} \right] = 1,74 \text{ kN.m}$$

$$M_{inf,x} = M_{eng,x} * \frac{3r_{sup,x}}{3r_{sup,x}+3r_{inf,x}+4r_{viga,x}}$$

$$M_{inf,x} = 4 * \left[\frac{3*1369,96}{(3*1369,96)+(3*1369,96)+(4*303,64)} \right] = 1,74 \text{ kN.m}$$

Direção y:

$$r_{viga,y} = \frac{I_{viga}}{L_{ef}} \quad \text{Com } I_{viga} = \frac{(14*40^3)}{12} = 7,5 * 10^4$$

$$r_{sup,y} = r_{inf,y} = \frac{I_{pilar}}{\frac{L_e}{2}} \quad \text{Com } I_{pilar} = \frac{(18*50^3)}{12} = 1,87 * 10^5$$

Então:

$$M_{eng,y} = \frac{q_{k,y} * L_{ef}^2}{12} = \frac{18,29 * 4,78^2}{12} = 34,82 \text{ kN.m}$$

$$r_{viga,y} = \frac{7,5 * 10^4}{478} = 156,9 \text{ cm}^3$$

$$r_{sup,y} = r_{inf,y} = \frac{1,87 * 10^5}{\frac{295}{2}} = 1267,8 \text{ cm}^3$$

Assim:

$$M_{sup,y} = M_{eng,y} * \frac{3r_{sup,y}}{3r_{sup,y}+3r_{inf,y}+4r_{viga,y}}$$

$$M_{sup,y} = 34,82 * \left[\frac{3*1267,8}{(3*1267,8)+(3*1267,8)+(4*156,9)} \right] = 16,08 \text{ kN.m}$$

$$M_{inf,y} = M_{eng,y} * \frac{3r_{inf,y}}{3r_{sup,y}+3r_{inf,y}+4r_{viga,y}}$$

$$M_{inf,y} = 34,82 * \left[\frac{3*1263,51}{(3*1263,51)+(3*1263,51)+(4*156,9)} \right] = 16,08 \text{ kN.m}$$

Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 3,464 \frac{L_{e,x}}{h_x} = 3,464 \frac{273}{18} = 52,54$$

$$\lambda_y = 3,464 \frac{L_{e,y}}{h_y} = 3,464 \frac{295}{50} = 20,44$$

Onde:

λ_x é o índice de esbeltez na direção x;

λ_y é o índice de esbeltez na direção y.

Classificação do pilar em relação ao eixo

Direção x

$$\lambda_{1,x} = \frac{25+12,5\frac{e_{i,x}}{h_x}}{\alpha_b} \text{ com } 35 \geq \lambda_1 \geq 90 \quad e_{i,x} = \frac{M_x}{N_d} = \frac{1,74}{102,66} = 0,017 \text{ m} \therefore 1,7 \text{ cm}$$

$$M_{1min,x} = N_d * 0,015 + h_x * 0,03$$

$$M_{1min,x} = 102,66 * 0,015 + 0,18 * 0,03 = 1,54$$

$$M_{1min,x} < M_x \rightarrow \alpha_b = 0,6 - 0,4 * \frac{M_A}{M_B} \geq 0,4$$

$$1,54 < 1,74 \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{1,72}{1,72} = 1 \geq 0,4 \text{ OK}$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25+12,5\frac{1,7}{18}}{1} = 26,18 < 35 \therefore \lambda_{1,x} = 35$$

$\lambda_{1,x} \leq \lambda_x \leq 90 \rightarrow 35 \leq 52,54 \leq 90$ então pilar medianamente esbelto, ou seja considera o efeito de 2º ordem.

Onde:

α_b é um coeficiente;

$e_{i,x}$ é a excentricidade de 1ª ordem;

$M_{1min,x}$ é o momento total de 1ª ordem de cálculo mínimo que possibilita o atendimento da verificação das imperfeições localizadas de um lance de pilar;

M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar;

$\lambda_{1,x}$ é o valor-limite para índice de esbeltez.

Direção y

$$\lambda_{1,y} = \frac{25+12,5\frac{e_{i,y}}{h_y}}{1} = 26,25 < 35$$

$$e_{i,y} = \frac{M_y}{N_d} = \frac{16,08}{102,66} = 0,16 \text{ m} \therefore 16 \text{ cm}$$

$$M_{1min,y} = N_d * 0,015 + h_y * 0,03$$

$$M_{1min,x} = 102,66 * 0,015 + 0,50 * 0,03 = 1,55$$

$$M_{1min,y} < M_y \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_A}{M_B} \geq 0,4$$

$$1,55 < 16,08 \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{16,08}{16,08} 1 \geq 0,4 OK$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25+12,5\frac{17}{50}}{1} = 29,25 < 35 \text{ então pilar curto, ou seja não tem efeito de 2º ordem.}$$

$$\lambda_y \leq \lambda_{1,y} \rightarrow 20,44 \leq 35 \text{ então pilar curto, ou seja não tem efeito de 2º ordem.}$$

Determinação das excentricidades

Excentricidade de 1º ordem

Direção x

$$e_{1,x} = e_{i,x} + e_{a,x} \geq e_{1min,x}$$

$$e_{a,x} = \theta_{1,x} * \frac{L_{e,x}}{2} \quad e_{a,x} = 6,05 * 10^{-3} * \frac{273}{2} = 0,83 \text{ cm}$$

$$\theta_{1,x} = \frac{1}{100 * \sqrt{L_{e,x}}} \geq 3,33 * 10^{-3}$$

$$\theta_{1,x} = \frac{1}{100 * \sqrt{2,73}} = 6,05 * 10^{-3} \geq 3,33 * 10^{-3} OK$$

$$e_{1min,x} = 1,5 + 0,03 * h_x \quad e_{1min,x} = 1,5 + 0,03 * 18 = 2,04 \text{ cm}$$

$$e_{1,x} = 1,7 + 0,83 = 2,53 \geq 2,04 OK$$

Onde:

$e_{1min,x}$ é a excentricidade mínima;

$e_{a,x}$ é a excentricidade acidental;

$\theta_{1,x}$ é o desaprumo em um lance de pilar de altura l .

Direção y

$$e_{1,y} = e_{i,y} + e_{a,y} \geq e_{1min,y}$$

$$e_{a,y} = \theta_{1,y} * \frac{L_{e,y}}{2} \quad e_{a,y} = 5,82 * 10^{-3} * \frac{295}{2} = 0,86 \text{ cm}$$

$$\theta_{1,y} = \frac{1}{100 * \sqrt{L_{e,y}}} \geq 3,33 * 10^{-3}$$

$$\theta_{1,y} = \frac{1}{100 * \sqrt{2,95}} = 5,82 * 10^{-3} \geq 3,33 * 10^{-3} OK$$

$$e_{1min,y} = 1,5 + 0,03 * y \quad e_{1min,y} = 1,5 + 0,03 * 50 = 3 \text{ cm}$$

$$e_{1,y} = 16 + 0,86 = 16,86 \geq 3 OK$$

Excentricidade de 2º ordem

$$e_{2x} = \frac{L_e x^2}{10} * \frac{0,005}{h_x * (\vartheta + 0,5)} \leq \frac{L_e x^2}{10} * \frac{0,005}{h_x}$$

$$\vartheta_x = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{102,66 * 1000}{180 * 500 * \frac{25}{1,4}} = 0,06$$

$$e_{2x} = \frac{273^2}{10} * \frac{0,005}{18 * (0,06 + 0,5)} \leq \frac{273^2}{10} * \frac{0,005}{18}$$

$$e_{2x} = 3,7 \leq 2,07 \text{ N OK então } e_{2x} = 2,07$$

Onde:

e_{2x} é a excentricidade de 2ª ordem;

ϑ_x é a força normal adimensional.

Situações de cálculo

Direção x

$$M_{Topo} = e_{1,x} * N_d$$

$$M_{Topo} = 0,025 * 102,66 = 2,57 \text{ kN.m}$$

$$\frac{d'x}{h_x} = \frac{3}{18} = 0,17$$

$$\mu_{dx} = \vartheta_x * \frac{e_{t,x}}{h_x} \quad \mu_{dx} = 0,06 * \frac{(2,53 + 2,07)}{18} = 0,015$$

Onde:

$d'x$ é a distância entre o eixo da armadura de compressão e a face mais próxima do elemento;

$e_{t,x}$ é a excentricidade total;

M_{Topo} é o momento no topo do pilar;

μ_{dx} é um coeficiente.

Utilizando-se o ábaco de Venturi (1987), obtém-se $\omega=0$ e adota-se armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{0,15 * N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

$$A_{s,min} = 0,15 * \frac{102,66 * 1000}{\frac{500}{1,15}} \geq 0,004 * 180 * 500$$

$$A_{s,min} = 0,35 \text{ cm}^2 \leq 3,6 \text{ cm}^2 \text{ então adota-se } 3,6 \text{ cm}^2$$

Direção y

$$M_{Topo} = e_{1,y} * N_d \qquad M_{Topo} = 0,17 * 102,66 = 17,45 \text{ kN.m}$$

$$\frac{d'y}{h_y} = \frac{3}{50} = 0,06$$

$$\vartheta_y = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{93,74 * 1000}{180 * 500 * \frac{25}{1,4}} = 0,06$$

$$\mu_{dy} = \vartheta_y * \frac{e_{t,y}}{h_y} \qquad \mu_{dy} = 0,06 * \frac{17,86}{50} = 0,02$$

Utilizando-se o ábaco de Venturi (1987), obtém-se $\omega=0$ e adota-se armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{0,15 * N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{102,66 * 1000}{\frac{500}{1,15}} \geq 0,004 * 180 * 500$$

$$A_{s,min} = 0,35 \text{ cm}^2 \leq 3,6 \text{ cm}^2 \text{ então adota-se } 3,6 \text{ cm}^2.$$

Diâmetro máximo e mínimo

$$10 \text{ mm} \leq \varnothing \leq \frac{b}{8} \qquad 10 \text{ mm} \leq \varnothing \leq \frac{180}{8} = 22,5$$

Comercialmente $10 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 22 \text{ mm}$

$$10 \text{ mm} \rightarrow 0,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ barras}$$

$$12,5 \text{ mm} \rightarrow 1,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ barras}$$

$$16 \text{ mm} \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ barras}$$

Então 4 barras de $\phi 12,5 \text{ mm}$

Diâmetro do estribo

$$\varnothing_t \left\{ \begin{array}{l} 5,0 \text{ mm} \\ \varnothing/4 = 12,5/4 = 3,1 \end{array} \right. \qquad S \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b = 18 \text{ cm} \\ 12\phi 12,5 = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Então estribos de $\phi 6,3$ a cada 15 cm

PILAR P6

Do dimensionamento realizado pelo engenheiro (optou-se por utilizar a mesma seção estabelecida no projeto) temos o pilar P6 com seção 20x50cm, cobrimento (cob) de 2,5 cm e coeficiente adicional (γ_n) igual a 1,00.

Considera-se $h_x = 20$ cm, $h_y = 50$ cm, $L_{ex} = 275$ cm e $L_{ey} = 295$

$$L_{ex} \leq \begin{cases} l_{ox} + h_x = 255 + 20 = 275 \text{ cm} \\ l_x = 295 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_{ey} \leq \begin{cases} l_{oy} + h_y = 255 + 50 = 305 \text{ cm} \\ l_y = 295 \text{ cm} \end{cases}$$

Cargas Verticais

Para realização do cálculo das cargas verticais atuantes no pilar foram considerados as reações no pilar P6 nas vigas V2, V42 e o peso próprio do pilar (pp_{pilar})

Através do gráfico da cortante é possível obter as reações no pilar P5. Na viga V2 temos $N_{v1} = 8,3$ kN e na viga V42 temos $N_{v2} = 9,5$ kN, peso próprio calculado no que

$$pp_{pilar} = \gamma_{CA} * V \qquad pp_{pilar} = 25 * (0,18 * 0,50 * 2,95) = 6,64 \text{ kN}$$

$$N_k = N_{V1} + N_{V2} + N_{V3} + pp_{laje} \qquad N_k = 8,3 + 9,5 + 6,64 = 24,44 \text{ kN}$$

$$N_d = 1,4 * \gamma_n * N_k \qquad N_d = 1,4 * 1,00 * 24,44 = 34,22 \text{ kN}$$

Vão efetivo da viga

Para a V2 2º tramo (direção x)

$$L_0 = 2,33 \text{ m e } a_1 = a_2 = 14/2 = 7 \text{ cm}$$

$$L_{ef,x} = L_0 + a_1 + a_2 = 2,47 \text{ m}$$

Para a V42 (direção y)

$$L_0 = 0,97 \text{ m e } a_1 = a_2 = 14/2 = 7 \text{ cm}$$

$$L_{ef,y} = L_0 + a_1 + a_2 = 1,11 \text{ m}$$

Momento na ligação viga-pilar

Direção x:

$$r_{viga,x} = \frac{I_{viga}}{L_{ef}}$$

$$\text{Com } I_{viga} = \frac{(14*40^3)}{12} = 7,5 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$r_{sup,x} = r_{inf,x} = \frac{I_{pilar}}{\frac{L_e}{2}} \quad \text{Com } I_{pilar} = \frac{(20 \cdot 50^3)}{12} = 2,1 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Então:

$$M_{eng,x} = \frac{q_{k,x} \cdot L_{ef}^2}{12} = \frac{7,84 \cdot 2,47^2}{12} = 3,98 \text{ kN.m}$$

$$r_{viga,x} = \frac{7,5 \cdot 10^4}{247} = 303,64 \text{ cm}^3$$

$$r_{sup,x} = r_{inf,x} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{\frac{275}{2}} = 1527,27 \text{ cm}^3$$

Assim:

$$M_{sup,x} = M_{eng,x} \cdot \frac{3r_{sup,x}}{3r_{sup,x} + 3r_{inf,x} + 4r_{viga,x}}$$

$$M_{sup,x} = 3,98 \cdot \left[\frac{3 \cdot 1527,27}{(3 \cdot 1527,27) + (3 \cdot 1527,27) + (4 \cdot 303,64)} \right] = 1,92 \text{ kN.m}$$

$$M_{inf,x} = M_{eng,x} \cdot \frac{3r_{inf,x}}{3r_{sup,x} + 3r_{inf,x} + 4r_{viga,x}}$$

$$M_{inf,x} = 3,98 \cdot \left[\frac{3 \cdot 1527,27}{(3 \cdot 1527,27) + (3 \cdot 1527,27) + (4 \cdot 303,64)} \right] = 1,92 \text{ kN.m}$$

Direção y:

$$r_{viga,y} = \frac{I_{viga}}{L_{ef}} \quad \text{Com } I_{viga} = \frac{(14 \cdot 40^3)}{12} = 7,5 \cdot 10^4$$

$$r_{sup,y} = r_{inf,y} = \frac{I_{pilar}}{\frac{L_e}{2}} \quad \text{Com } I_{pilar} = \frac{(20 \cdot 50^3)}{12} = 2,1 \cdot 10^5$$

Então:

$$M_{eng,y} = \frac{q_{k,y} \cdot L_{ef}^2}{12} = \frac{14,06 \cdot 1,1^2}{12} = 1,42 \text{ kN.m}$$

$$r_{viga,y} = \frac{7,5 \cdot 10^4}{110} = 681,82 \text{ cm}^3$$

$$r_{sup,y} = r_{inf,y} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{\frac{295}{2}} = 1423,73 \text{ cm}^3$$

Assim:

$$M_{sup,y} = M_{eng,y} \cdot \frac{3r_{sup,y}}{3r_{sup,y} + 3r_{inf,y} + 4r_{viga,y}}$$

$$M_{sup,y} = 1,42 \cdot \left[\frac{3 \cdot 1423,73}{(3 \cdot 1423,73) + (3 \cdot 1423,73) + (4 \cdot 681,82)} \right] = 0,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{inf,y} = M_{eng,y} * \frac{3r_{inf,y}}{3r_{sup,y} + 3r_{inf,y} + 4r_{viga,y}}$$

$$M_{inf,y} = 1,42 * \left[\frac{3 * 1423,73}{(3 * 1423,73) + (3 * 1423,73) + (4 * 681,82)} \right] = 0,54 \text{ kN.m}$$

Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 3,464 \frac{L_{e,x}}{h_x} = 3,464 \frac{275}{20} = 47,63$$

$$\lambda_y = 3,464 \frac{L_{e,y}}{h_y} = 3,464 \frac{295}{50} = 20,44$$

Classificação do pilar em relação ao eixo

Direção x

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \frac{e_{i,x}}{h_x}}{\alpha_b} \text{ com } 35 \geq \lambda_1 \geq 90 \quad e_{i,x} = \frac{M_x}{N_d} = \frac{1,92}{34,22} = 0,056 \text{ m} \therefore 5,6 \text{ cm}$$

$$M_{1min,x} = N_d * 0,015 + h_x * 0,03$$

$$M_{1min,x} = 34,22 * 0,015 + 0,20 * 0,03 = 0,52$$

$$M_{1min,x} < M_x \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_A}{M_B} \geq 0,4$$

$$1,41 < 1,72 \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{1,92}{1,92} = 1 \geq 0,4 \text{ OK}$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \frac{5,6}{20}}{1} = 28,5 < 35$$

$\lambda_{1,x} \leq \lambda_x \leq 90 \rightarrow 35 \leq 47,63 \leq 90$ então pilar medianamente esbelto, ou seja considera o efeito de 2º ordem.

Direção y

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \frac{e_{i,y}}{h_y}}{\alpha_b} \text{ com } 35 \geq \lambda_1 \geq 90 \quad e_{i,y} = \frac{M_y}{N_d} = \frac{0,54}{34,22} = 0,016 \text{ m} \therefore 1,6 \text{ cm}$$

$$M_{1min,y} = N_d * 0,015 + h_y * 0,03$$

$$M_{1min,x} = 34,22 * 0,015 + 0,50 * 0,03 = 0,53$$

$$M_{1min,y} < M_y \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_A}{M_B} \geq 0,4$$

$$0,53 < 0,54 \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{0,54}{0,54} = 1 \geq 0,4 \text{ OK}$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \frac{1,6}{50}}{1} = 25,4 < 35$$

$\lambda_y \leq \lambda_{1,y} \rightarrow 20,44 \leq 35$ então pilar curto, ou seja não tem efeito de 2° ordem.

Determinação das excentricidades

Excentricidade de 1° ordem

Direção x

$$e_{1,x} = e_{i,x} + e_{a,x} \geq e_{1min,x}$$

$$e_{a,x} = \theta_{1,x} * \frac{L_{e,x}}{2} \qquad e_{a,x} = 6,03 * 10^{-3} * \frac{275}{2} = 0,83 \text{ cm}$$

$$\theta_{1,x} = \frac{1}{100 * \sqrt{L_{e,x}}} \geq 3,33 * 10^{-3}$$

$$\theta_{1,x} = \frac{1}{100 * \sqrt{2,75}} = 6,03 * 10^{-3} \geq 3,33 * 10^{-3} \text{ OK}$$

$$e_{1min,x} = 1,5 + 0,03 * h_x \qquad e_{1min,x} = 1,5 + 0,03 * 20 = 2,1 \text{ cm}$$

$$e_{1,x} = 5,6 + 0,83 = 6,43 \geq 2,1 \text{ OK}$$

Direção y

$$e_{1,y} = e_{i,y} + e_{a,y} \geq e_{1min,y}$$

$$e_{a,y} = \theta_{1,y} * \frac{L_{e,y}}{2} \qquad e_{a,y} = 5,82 * 10^{-3} * \frac{295}{2} = 0,86 \text{ cm}$$

$$\theta_{1,y} = \frac{1}{100 * \sqrt{L_{e,y}}} \geq 3,33 * 10^{-3}$$

$$\theta_{1,y} = \frac{1}{100 * \sqrt{2,95}} = 5,82 * 10^{-3} \geq 3,33 * 10^{-3} \text{ OK}$$

$$e_{1min,y} = 1,5 + 0,03 * y \qquad e_{1min,y} = 1,5 + 0,03 * 50 = 3 \text{ cm}$$

$$e_{1,y} = 1,6 + 0,86 = 2,46 \geq 3 \text{ OK}$$

Excentricidade de 2° ordem

$$e_{2x} = \frac{L_{e,x}^2}{10} * \frac{0,005}{h_x * (\vartheta + 0,5)} \leq \frac{L_{e,x}^2}{10} * \frac{0,005}{h_x}$$

$$\vartheta_x = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{34,22 * 1000}{200 * 500 * \frac{25}{1,4}} = 0,02$$

$$e_{2x} = \frac{275^2}{10} * \frac{0,005}{20 * (0,02 + 0,5)} \leq \frac{275^2}{10} * \frac{0,005}{20}$$

$$e_{2x} = 3,64 \leq 1,89 \text{ N OK então } e_{2x} = 1,89$$

Situações de cálculo

Direção x

$$M_{Topo} = e_{1,x} * N_d$$

$$M_{Topo} = 0,064 * 34,22 = 2,2 \text{ kN.m}$$

$$\frac{d'x}{h_x} = \frac{3}{20} = 0,15$$

$$\mu_{dx} = \vartheta_x * \frac{e_{t,x}}{h_x}$$

$$\mu_{dx} = 0,02 * \frac{(6,43+1,89)}{20} = 8,32 * 10^{-3}$$

Utilizando-se o ábaco de Venturi (1987), obtém-se $\omega=0$ e adota-se armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{0,15 * N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

$$A_{s,min} = 0,15 * \frac{34,22 * 1000}{\frac{500}{1,15}} \geq 0,004 * 200 * 500$$

$$A_{s,min} = 0,12 \text{ cm}^2 \leq 4 \text{ cm}^2 \text{ então adota-se } 4 \text{ cm}^2$$

Direção y

$$M_{Topo} = e_{1,y} * N_d$$

$$M_{Topo} = 0,025 * 34,22 = 0,86 \text{ kN.m}$$

$$\frac{d'y}{h_y} = \frac{3}{50} = 0,06$$

$$\vartheta_y = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{34,22 * 1000}{200 * 500 * \frac{25}{1,4}} = 0,02$$

$$\mu_{dy} = \vartheta_y * \frac{e_{t,y}}{h_y}$$

$$\mu_{dy} = 0,02 * \frac{2,46}{50} = 9,84 * 10^{-4}$$

Utilizando-se o ábaco de Venturi (1987), obtém-se $\omega=0$ e adota-se armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{0,15 * N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

$$A_{s,min} = 0,15 * \frac{34,22 * 1000}{\frac{500}{1,15}} \geq 0,004 * 200 * 500$$

$$A_{s,min} = 0,12 \text{ cm}^2 \leq 4 \text{ cm}^2 \text{ então adota-se } 4 \text{ cm}^2.$$

Diâmetro máximo e mínimo

$$10 \text{ mm} \leq \varnothing \leq \frac{b}{8}$$

$$10 \text{ mm} \leq \varnothing \leq \frac{180}{8} = 22,5$$

Comercialmente $10 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 22 \text{ mm}$

$$10 \text{ mm} \rightarrow 0,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ barras}$$

$$12,5 \text{ mm} \rightarrow 1,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ barras}$$

$$16 \text{ mm} \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ barras}$$

Então 4 barras de $\phi 12,5 \text{ mm}$

Diâmetro do estribo

$$\phi_t \left\{ \begin{array}{l} 5,0 \text{ mm} \\ \phi/4 = 12,5/4 = 3,1 \end{array} \right. \quad S \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b = 18 \text{ cm} \\ 12\phi 12,5 = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Então estribos de $\phi 6,3$ a cada 15 cm

PILAR P8

Do dimensionamento realizado pelo engenheiro (optou-se por utilizar a mesma seção estabelecida no projeto) temos o pilar P8 com seção 20x50cm, cobrimento (cob) de 2,5 cm e coeficiente adicional (γ_n) igual a 1,00.

Considera-se $h_x = 20 \text{ cm}$, $h_y = 50 \text{ cm}$, $L_{ex} = 275 \text{ cm}$ e $L_{ey} = 295 \text{ cm}$

$$L_{ex} \leq \left\{ \begin{array}{l} l_{ox} + h_x = 255 + 20 = 275 \text{ cm} \\ l_x = 295 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_{ey} \leq \left\{ \begin{array}{l} l_{oy} + h_y = 255 + 50 = 305 \text{ cm} \\ l_y = 295 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cargas Verticais

Para realização do cálculo das cargas verticais atuantes no pilar foram considerados as reações no pilar P8 nas vigas V4 e V44 e o peso próprio do pilar (pp_{pilar})

Através do gráfico da cortante é possível obter as reações no pilar P6. Na viga V4 temos $N_{v4} = 26,6 \text{ kN}$ e na viga V44 temos $N_{v44} = 16,3 \text{ kN}$

$$pp_{\text{pilar}} = \gamma_{CA} * V$$

$$pp_{\text{pilar}} = 25 * (0,18 * 0,50 * 2,95) = 6,64 \text{ kN}$$

$$N_k = N_{V1} + N_{V2} + N_{V3} + pp_{\text{laje}}$$

$$N_k = 26,6 + 16,3 + 6,64 = 49,54 \text{ kN}$$

$$N_d = 1,4 * \gamma_n * N_k$$

$$N_d = 1,4 * 1,00 * 49,54 = 69,36 \text{ kN}$$

Vão efetivo da viga

Para a V4 (direção x)

$$L_0 = 3,19 \text{ m e } a_1 = a_2 = 14/2 = 7 \text{ cm}$$

$$L_{ef,x} = L_0 + a_1 + a_2 = 3,33 \text{ m}$$

Para a V44 (direção y)

$$L_0 = 3,5 \text{ m e } a_1 = a_2 = 14/2 = 7 \text{ cm}$$

$$L_{ef,y} = L_0 + a_1 + a_2 = 3,64 \text{ m}$$

Momento na ligação viga-pilar

Direção x:

$$r_{viga,x} = \frac{I_{viga}}{L_{ef}} \quad \text{Com } I_{viga} = \frac{(14 \cdot 40^3)}{12} = 7,5 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$r_{sup,x} = r_{inf,x} = \frac{I_{pilar}}{\frac{L_e}{2}} \quad \text{Com } I_{pilar} = \frac{(20 \cdot 50^3)}{12} = 2,1 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Então:

$$M_{eng,x} = \frac{q_{k,x} \cdot L_{ef}^2}{12} = \frac{9,08 \cdot 3,33^2}{12} = 8,39 \text{ kN.m}$$

$$r_{viga,x} = \frac{7,5 \cdot 10^4}{330} = 227,27 \text{ cm}^3$$

$$r_{sup,x} = r_{inf,x} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{\frac{275}{2}} = 1527,27 \text{ cm}^3$$

Assim:

$$M_{sup,x} = M_{eng,x} \cdot \frac{3r_{sup,x}}{3r_{sup,x} + 3r_{inf,x} + 4r_{viga,x}}$$

$$M_{sup,x} = 8,39 \cdot \left[\frac{3 \cdot 1527,27}{(3 \cdot 1527,27) + (3 \cdot 1527,27) + (4 \cdot 227,27)} \right] = 3,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{inf,x} = M_{eng,x} \cdot \frac{3r_{inf,x}}{3r_{sup,x} + 3r_{inf,x} + 4r_{viga,x}}$$

$$M_{inf,x} = 8,39 \cdot \left[\frac{3 \cdot 1527,27}{(3 \cdot 1527,27) + (3 \cdot 1527,27) + (4 \cdot 227,27)} \right] = 3,82 \text{ kN.m}$$

Direção y:

$$r_{viga,y} = \frac{I_{viga}}{L_{ef}} \quad \text{Com } I_{viga} = \frac{(14 \cdot 40^3)}{12} = 7,5 \cdot 10^4$$

$$r_{sup,y} = r_{inf,y} = \frac{I_{pilar}}{\frac{L_e}{2}} \quad \text{Com } I_{pilar} = \frac{(20 \cdot 50^3)}{12} = 2,1 \cdot 10^5$$

Então:

$$M_{eng,y} = \frac{q_{k,y} * L_{ef}^2}{12} = \frac{9,3 * 3,64^2}{12} = 10,27 \text{ kN.m}$$

$$r_{viga,y} = \frac{7,5 * 10^4}{364} = 206,04 \text{ cm}^3$$

$$r_{sup,y} = r_{inf,y} = \frac{2,1 * 10^5}{\frac{295}{2}} = 1423,73 \text{ cm}^3$$

Assim:

$$M_{sup,y} = M_{eng,y} * \frac{3r_{sup,y}}{3r_{sup,y} + 3r_{inf,y} + 4r_{viga,y}}$$

$$M_{sup,y} = 10,27 * \left[\frac{3 * 1423,73}{(3 * 1423,73) + (3 * 1423,73) + (4 * 206,04)} \right] = 4,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{inf,y} = M_{eng,y} * \frac{3r_{inf,y}}{3r_{sup,y} + 3r_{inf,y} + 4r_{viga,y}}$$

$$M_{inf,y} = 10,27 * \left[\frac{3 * 1423,73}{(3 * 1423,73) + (3 * 1423,73) + (4 * 206,04)} \right] = 4,68 \text{ kN.m}$$

Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 3,464 \frac{L_{e,x}}{h_x} = 3,464 \frac{275}{20} = 47,63$$

$$\lambda_y = 3,464 \frac{L_{e,y}}{h_y} = 3,464 \frac{295}{50} = 20,44$$

Classificação do pilar em relação ao eixo

Direção x

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \frac{e_{i,x}}{h_x}}{\alpha_b} \text{ com } 35 \geq \lambda_1 \geq 90 \quad e_{i,x} = \frac{M_x}{N_d} = \frac{3,82}{69,36} = 0,055 \text{ m} \therefore 5,5 \text{ cm}$$

$$M_{1min,x} = N_d * 0,015 + h_x * 0,03$$

$$M_{1min,x} = 69,36 * 0,015 + 0,20 * 0,03 = 1,05$$

$$M_{1min,x} < M_x \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_A}{M_B} \geq 0,4$$

$$1,05 < 3,82 \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{1,92}{1,92} = 1 \geq 0,4 \text{ OK}$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \frac{5,5}{20}}{1} = 28,45 < 35$$

$$\lambda_{1,x} \leq \lambda_x \leq 90 \rightarrow 35 \leq 47,63 \leq 90 \text{ então pilar medianamente esbelto, ou seja}$$

considera o efeito de 2º ordem.

Direção y

$$\lambda_{1,y} = \frac{25+12,5\frac{e_{i,y}}{h_y}}{\alpha_b} \text{ com } 35 \geq \lambda_1 \geq 90 \quad e_{i,y} = \frac{M_y}{N_d} = \frac{4,68}{69,36} = 0,067 \text{ m} \therefore 6,7 \text{ cm}$$

$$M_{1min,y} = N_d * 0,015 + h_y * 0,03$$

$$M_{1min,x} = 69,36 * 0,015 + 0,50 * 0,03 = 1,05$$

$$M_{1min,y} < M_y \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_A}{M_B} \geq 0,4$$

$$1,05 < 4,68 \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{0,54}{0,54} 1 \geq 0,4 \text{ OK}$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25+12,5\frac{6,7}{50}}{1} = 26,67 < 35$$

$$\lambda_y \leq \lambda_{1,y} \rightarrow 20,44 \leq 35 \text{ então pilar curto, ou seja não tem efeito de } 2^\circ \text{ ordem.}$$

Determinação das excentricidadesExcentricidade de 1º ordemDireção x

$$e_{1,x} = e_{i,x} + e_{a,x} \geq e_{1min,x}$$

$$e_{a,x} = \theta_{1,x} * \frac{L_{e,x}}{2} \quad e_{a,x} = 6,03 * 10^{-3} * \frac{275}{2} = 0,83 \text{ cm}$$

$$\theta_{1,x} = \frac{1}{100 * \sqrt{L_{e,x}}} \geq 3,33 * 10^{-3}$$

$$\theta_{1,x} = \frac{1}{100 * \sqrt{2,75}} = 6,03 * 10^{-3} \geq 3,33 * 10^{-3} \text{ OK}$$

$$e_{1min,x} = 1,5 + 0,03 * h_x \quad e_{1min,x} = 1,5 + 0,03 * 20 = 2,1 \text{ cm}$$

$$e_{1,x} = 5,5 + 0,83 = 6,33 \geq 2,1 \text{ OK}$$

Direção y

$$e_{1,y} = e_{i,y} + e_{a,y} \geq e_{1min,y}$$

$$e_{a,y} = \theta_{1,y} * \frac{L_{e,y}}{2} \quad e_{a,y} = 5,82 * 10^{-3} * \frac{295}{2} = 0,86 \text{ cm}$$

$$\theta_{1,y} = \frac{1}{100 * \sqrt{L_{e,y}}} \geq 3,33 * 10^{-3}$$

$$\theta_{1,y} = \frac{1}{100 * \sqrt{2,95}} = 5,82 * 10^{-3} \geq 3,33 * 10^{-3} \text{ OK}$$

$$e_{1min,y} = 1,5 + 0,03 * y \quad e_{1min,y} = 1,5 + 0,03 * 50 = 3 \text{ cm}$$

$$e_{1,y} = 6,7 + 0,86 = 7,56 \geq 3 \text{ OK}$$

Excentricidade de 2º ordem

$$e_{2x} = \frac{L_{e,x}^2}{10} * \frac{0,005}{h_x * (\vartheta + 0,5)} \leq \frac{L_{e,x}^2}{10} * \frac{0,005}{h_x}$$

$$\vartheta_x = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{69,36 * 1000}{200 * 500 * \frac{25}{1,4}} = 0,04$$

$$e_{2x} = \frac{275^2}{10} * \frac{0,005}{20 * (0,04 + 0,5)} \leq \frac{275^2}{10} * \frac{0,005}{20}$$

$$e_{2x} = 3,5 \leq 1,89 \text{ N OK então } e_{2x} = 1,89$$

Situações de cálculo

Direção x

$$M_{T\text{opo}} = e_{1,x} * N_d$$

$$M_{T\text{opo}} = 0,055 * 69,36 = 3,81 \text{ kN.m}$$

$$\frac{d'x}{h_x} = \frac{3}{20} = 0,15$$

$$\mu_{dx} = \vartheta_x * \frac{e_{t,x}}{h_x} \quad \mu_{dx} = 0,04 * \frac{(6,33 + 1,89)}{20} = 0,016$$

Utilizando-se o ábaco de Venturi (1987), obtém-se $\omega=0$ e adota-se armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{0,15 * N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

$$A_{s,min} = 0,15 * \frac{69,36 * 1000}{\frac{500}{1,15}} \geq 0,004 * 200 * 500$$

$$A_{s,min} = 0,24 \text{ cm}^2 \leq 4 \text{ cm}^2 \text{ então adota-se } 4 \text{ cm}^2.$$

Direção y

$$M_{T\text{opo}} = e_{1,y} * N_d$$

$$M_{T\text{opo}} = 0,076 * 69,36 = 5,24 \text{ kN.m}$$

$$\frac{d'y}{h_y} = \frac{3}{50} = 0,06$$

$$\vartheta_y = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{69,36 * 1000}{200 * 500 * \frac{25}{1,4}} = 0,04$$

$$\mu_{dy} = \vartheta_y * \frac{e_{t,y}}{h_y} \quad \mu_{dy} = 0,04 * \frac{7,56}{50} = 6,05 * 10^{-3}$$

Utilizando-se o ábaco de Venturi (1987), obtém-se $\omega=0$ e adota-se armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{0,15 * N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{69,36 * 1000}{\frac{500}{1,15}} \geq 0,004 * 200 * 500$$

$$A_{s,min} = 0,24 \text{ cm}^2 \leq 4 \text{ cm}^2 \text{ então adota-se } 4 \text{ cm}^2$$

Diâmetro máximo e mínimo

$$10 \text{ mm} \leq \phi \leq \frac{b}{8} \quad 10 \text{ mm} \leq \phi \leq \frac{180}{8} = 22,5$$

Comercialmente $10 \text{ mm} \leq \phi \leq 22 \text{ mm}$

$$10 \text{ mm} \rightarrow 0,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ barras}$$

$$12,5 \text{ mm} \rightarrow 1,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ barras}$$

$$16 \text{ mm} \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ barras}$$

Então 4 barras de $\phi 12,5 \text{ mm}$

Diâmetro do estribo

$$\phi_t \left\{ \begin{array}{l} 5,0 \text{ mm} \\ \phi/4 = 12,5/4 = 3,1 \end{array} \right. \quad S \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b = 18 \text{ cm} \\ 12\phi 12,5 = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Então estribos de $\phi 6,3$ a cada 15 cm