

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

RAFAEL JOSE LUCENA DA LUZ

**ESTUDO ENTRE DOIS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO
DE PILAR – MÉTODO TEÓRICO E COMPUTACIONAL**

**ANÁPOLIS / GO
2015**

RAFAEL JOSE LUCENA DA LUZ

**ESTUDO ENTRE DOIS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO
DE PILAR – MÉTODO TEÓRICO E COMPUTACIONAL**

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

ORIENTADORA: ANA LÚCIA CARRIJO ADORNO

**ANÁPOLIS / GO
2015**

FICHA CATALOGRÁFICA

LUZ, RAFAEL JOSE LUCENA DA.

Estudo Entre Dois Métodos de Dimensionamento de Pilar – Método Teórico e Computacional

101P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2015).

TCC - UniEVANGÉLICA

Curso de Engenharia Civil.

1. Pilar	2. Elemento Estrutural
3. Dimensionamento	4. Computacional
I. ENC/UNI	II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

LUZ, R.J.L. da. Estudo Entre Dois Métodos de Dimensionamento de Pilar – Método Teórico e Computacional. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA, Anápolis, GO, 101p. 2015.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Rafael Jose Lucena da Luz

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Estudo Entre Dois Métodos de Dimensionamento de Pilar – Método Teórico e Computacional

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2015

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.

RAFAEL JOSE LUCENA DA LUZ

**ESTUDO ENTRE DOIS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO
DE PILAR – MÉTODO TEÓRICO E COMPUTACIONAL**

**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:

**ANA LÚCIA CARRIJO ADORNO, Doutora (UniEVANGÉLICA)
(ORIENTADORA)**

**ROGÉRIO SANTOS CARDOSO, Mestre (UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**WILLIAM PEREIRA DOS SANTOS JÚNIOR, Mestre (UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 23 de novembro de 2015

Dedico esta como as demais conquistas de minha vida a Deus, por me conceder o dom da vida. Aos meus pais, por me amarem incondicionalmente e nunca me deixarem desistir de lutar pelos meus sonhos. Também aos amigos e professores.

Obrigado!

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus que permitiu que tudo isso acontecesse, ao longo de minha vida, e não somente nestes anos como universitário, mas que em todos os momentos é o maior mestre que alguém pode conhecer. A todo corpo docente do Centro Universitário de Anápolis - UniEVANGÉLICA, em especial a minha orientadora, Prof. Dr. Ana Lúcia Carrijo Adorno, pelo suporte que me deu nas orientações, pelas suas correções e incentivos, que sem a sua colaboração não seria possível a realização e a conclusão desse trabalho.

Aos meus pais, pelo amor e incentivo.

E a todos que diretamente ou indiretamente, colaboraram ou fizeram parte da minha formação, muito obrigado.

“Lutemos por um mundo de razão, um mundo aonde a ciência e o progresso conduzam à felicidade de todos os homens”.

(Charles Chaplin)

RESUMO

O pilar, elemento estrutural geralmente vertical, recebe as cargas da estrutura e as conduzem para as fundações, tem grande importância no sistema estrutural da edificação. O correto dimensionamento e construção do elemento podem vim a reduzir custos, além de proporcionar maior segurança à edificação. O objetivo deste trabalho foi estudar dois métodos de dimensionamento de pilar, o método teórico com as fórmulas e fluxo de dimensionamento e o computacional que realiza os cálculos e verificações de forma automática. O presente trabalho buscou apresentar uma breve revisão bibliográfica sobre o pilar e os materiais que o constitui. Foi apresentado o método de dimensionamento teórico exposto no âmbito acadêmico e o método computacional através do *software* Eberick, desenvolvido pela AltoQi. A intenção do trabalho foi realizar o dimensionamento de pilar utilizando os dois métodos, a fim de comparar as vantagens e desvantagens da utilização dos métodos e os resultados entre eles.

Palavras-chave: Pilar. Elemento Estrutural. Dimensionamento.

ABSTRACT

The pillar, usually vertical structural element, receives the loads of the structure and lead to the foundations, is of great importance in the structural system of the building. The correct design and construction of the element may come to reduce costs, and provide greater security to the building. The aim of this study was two pillar design methods, the theoretical method with the formulas and design flow and the computer that performs the calculations and automatically checks. This study aimed to present a brief literature review on the pillar and materials that is. It was presented the above theoretical design method in the academic and computational method by Eberick software, developed by AltoQi. The intent of the study was the pillar of sizing using both methods in order to compare the advantages and disadvantages of using the methods and resultsbetween them.

Keywords: Pilar. Structural element. Scaling.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

	Página
Figura 1 – Esquema de pilar intermediário.....	20
Figura 2 – Esquema de pilar de extremidade.....	21
Figura 3 – Esquema de pilar de canto.....	21
Figura 4 – Determinação Comprimento Equivalente.....	22
Figura 5 – Curvaturas simples e dupla dos pilares.....	24
Figura 6 – Imperfeições geométricas locais	26
Figura 7 – Excentricidades iniciais e de segunda ordem em pilares	31
Figura 8 – Situação de projeto e de cálculo em pilares curtos – seções intermediárias	32
Figura 9 – Situação de projeto e de cálculo em pilares medianamente esbeltos – seções intermediárias	33
Figura 10 – Proteção contra flambagem das barras	39
Figura 11 – Dimensões do pilar	43
Figura 12 – Excentricidade na aplicação da carga	44
Figura 13 – Barras rígidas no modelo dos pilares	44
Figura 14 – Relação momento-curvatura	49
Figura 15 – Representação gráfica da relação momento-curvatura	49
Figura 16 – Projeto de arquitetura	52
Figura 17 – Lançando um projeto novo	53
Figura 18 – Importando a arquitetura	53
Figura 19 – Configuração dos pilares	54
Figura 20 – Linha de comando do Eberick	55
Figura 21 – Ângulo de rotação do pilar	55
Figura 22 – Vértice fixo do pilar no Eberick	56
Figura 23 – Deslocamento do pilar no Eberick	57
Figura 24 – Pilar lançado	57
Figura 25 – Lançamento dos pilares de um apartamento	58
Figura 26 – Vigas já lançadas no Eberick.....	59
Figura 27 –Lajes já lançadas no Eberick.....	59
Figura 28 – Visão 3D da estrutura.....	60
Figura 29 – Configurações de análise	61
Figura 30 – Configurações materiais e durabilidade	62

Figura 31 – Configurações da Armadura	63
Figura 32 – Configurações materiais e durabilidade	64
Figura 33 – Aviso de problemas nas configurações	65
Figura 34 – Configurações do dimensionamento dos pilares	66
Figura 35 – Processamento da estrutura no Eberick	67
Figura 36 – Relatório de Análise Estática Linear	68
Figura 37 – Elementos do projeto	69
Figura 38 – Detalhamento das armaduras do pilar	70
Figura 39 – Situação do pilar	71
Figura 40 – Relatório resumo dos materiais dos pilares	72
Figura 41 – Representação do pilar	74
Figura 42 – Dimensões do pilar P5	75
Figura 43 – Situação de Cálculo – Direção X: Extremidade	79
Figura 44 – Situação de Cálculo – Direção X: Intermediária	79
Figura 45 – Situação de Cálculo – Direção Y: Extremidade	79
Figura 46 – Situação de Cálculo – Direção Y: Intermediária	79
Figura 47 – Representação do pilar P4	82
Figura 48 – Diagrama de momentos fletores no pilar P4	84
Figura 49 – Situações de projeto	87
Figura 50 – Situação de cálculo: seção intermediária	87
Figura 51 – Situação de cálculo: seção extremidade	87

LISTA DE QUADROS E TABELAS

	Página
Quadro 1 – Classes de agressividade ambiental	35
Tabela 1 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares.....	34
Tabela 2 – Classes de agressividade ambiental	32
Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto ...	35
Tabela 3 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm	36
Tabela 4 – Comprimento básico de ancoragem reta em função da bitola para aço CA-50	40
Tabela 5 – Relatório de cargas nas fundações simplificado	72
Tabela 6 – Informações do pilar P5	74
Tabela 7 – Informações do pilar P4	82

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
NR	Norma Regulamentadora
CP	Cimento Portland
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland

SUMÁRIO

	Página
1. INTRODUÇÃO	15
1.1 JUSTIFICATIVA	16
1.2 LINHAS GERAIS DO TRABALHO	16
1.3 OBJETIVOS	17
1.3.1 Geral	17
1.3.2 Específicos	17
1.4 METODOLOGIA	17
1.5 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS	18
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA: PROJETO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO	19
2.1 CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES QUANTO À POSIÇÃO	21
2.1.1 Pilares Intermediários	21
2.1.2 Pilares de Extremidade	21
2.1.3 Pilares de Canto	22
2.2 DETERMINAÇÃO DOS VALORES DE COMPRIMENTO	22
2.3 DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE ESBELTEZ	23
2.3.1 Valor de referência λ_1	24
2.3.2 Classificação dos pilares quanto a esbeltez	26
2.4 EXCENTRICIDADE ACIDENTAL	26
2.5 EXCENTRICIDADE DE SEGUNDA ORDEM	28
2.6 SITUAÇÕES DE PROJETO E DE CÁLCULO	30
2.6.1 Seção de extremidade e intermediária de pilares	31
2.7 DETALHAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO	35
2.7.1 Dimensões mínimas dos pilares	35
2.7.2 Cobrimento	35
2.7.3 Armadura longitudinais	37
2.7.4 Armadura transversais	39
2.7.5 Proteção contra flambagem das barras	40
2.7.6 Emenda das barras do pilar	40

3 MÉTODO COMPUTACIONAL PELO SOFTWARE EBERICK	42
3.1 O EBERICK	42
3.1.1 Esbeltez em pilares retangulares conforme ABNT NBR 6118:2014	43
3.1.2 Excentricidades em pilares conforme a NBR 6118:2014	44
3.1.3 Excentricidade inicial	46
3.1.4 Excentricidade acidental	46
3.1.5 Excentricidade de segunda ordem	46
3.1.6 Excentricidade devida à deformação lenta	48
3.1.7 Excentricidade total	48
3.1.8 Método de cálculo de pilares no Eberick	49
3.1.9 Prescrições de cálculo e detalhamento de pilares no Eberick	51
3.1.9.1 Dimensões mínimas	51
3.1.9.2 Diâmetro e espaçamento das barras longitudinais	51
3.1.9.3 Número mínimo de barras longitudinais	52
3.1.9.4 Taxa de armadura	52
3.1.9.5 Armaduras transversal	52
3.1.9.6 Proteção contra flambagem da armadura	52
3.2 SITUAÇÃO PROPOSTA PARA DIMENSIONAMENTO NO EBERICK	52
3.2.1 Edificação proposta	52
3.2.2 Lançamento da estrutura	53
4 MÉTODO ACADÊMICO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	75
4.1 PILAR INTERMEDIÁRIO – P5	75
4.1.1 Dimensões	75
4.1.2 Determinação de l_{ex} e l_{ey}	76
4.1.3 Determinação do índice de esbeltez	77
4.1.4 Classificação do pilar	77
4.1.5 Excentricidade acidental	78
4.1.6 Excentricidade de 2º ordem	79
4.1.7 Situações de cálculo	79
4.1.8 Armaduras do pilar	81
4.2 PILAR DE EXTREMIDADE – P4	82
4.2.1 Determinação de l_{ex} e l_{ey}	83

4.2.2 Vão efetivo da viga V2	84
4.2.3 Momento fletor atuante no pilar P4	84
4.2.4 Excentricidade inicial no pilar P4 na direção x	85
4.2.5 Excentricidade acidentais no pilar P4	85
4.2.6 Excentricidades mínimas	86
4.2.7 Índice de esbeltez	86
4.2.8 Área das armaduras	88
4.3 DEMAIS PILARES DA ESTRUTURA.....	90
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	92
REFERÊNCIAS	93
ANEXOS	95

1 INTRODUÇÃO

Foi em 1824 que o inglês Joseph Aspdin inventou e patenteou o cimento Portland, o material de construção mais utilizado em todo o mundo. O nome Portland vem da semelhança do cimento após seco, com as rochas da ilha britânica de Portland. Após a sua criação por Aspdin o cimento Portland teve sucesso imediato pela sua qualidade, e desde então não parou de ser utilizado na construção civil (BATTAGIN, 2009).

Segundo a ABPC – Associação Brasileira de Cimento Portland, em 1924 foi implementada na cidade de Perus, Estado de São Paulo, a primeira fábrica de cimento pela Companhia Brasileira de Cimento Portland. As primeiras toneladas foram produzidas e inseridas no mercado nacional em 1926, até então o mercado brasileiro dependia da importação do cimento, gradativamente a produção nacional foi elevada, novas fábricas foram surgindo no território nacional e a importação do cimento reduzida gradativamente (BATTAGIN, 2009).

As características do concreto, em especial a sua resistência à água e a sua plasticidade, fazem com que ele seja largamente empregado nas edificações, em especial nos elementos estruturais, onde a durabilidade da pedra associada com a resistência do aço dá forma ao concreto armado. O responsável por receber as diversas cargas da estrutura e transmitir para outros elementos como, por exemplo, a fundação, o pilar é um elemento vertical que requer atenção especial nos projetos de edificação. Nos edifícios, a carga principal tem o seu sentido vertical, por isso, ao dimensionar um pilar o esforço solicitante é constituído basicamente pela força normal a compressão.

“Em edifícios decorrentes de concreto armado, as seções dos pilares são geralmente retangulares, pilares de seções quadradas ou circulares também podem ser considerados em projetos estruturais de edifícios para atender o indicado no projeto arquitetônico.” (ALVA; DEBS; GIONGO, 2008).

Em estruturas onde os pilares forem projetados inadequadamente, e por se tratar de um elemento delicado, a ruína de uma única sessão pode ocasionar um colapso progressivo em toda a estrutura, levando à ruína toda a edificação.

Com o desenvolvimento tecnológico aplicado a engenharia civil, em especial, as ferramentas computacionais que nos trazem maior segurança, precisão, controle e praticidade no momento de projetar e de edificar temos atualmente a possibilidade de evitar que desastres aconteçam na construção civil. Projetos complexos que antepassado eram desenvolvidos sem estas ferramentas, até mesmo manuscritos, em sua grande parte, possuem fatores de segurança

altos, que conseqüentemente fazem com que se utilize uma quantidade maior de materiais e assim, elevam o custo final da obra.

É necessário desenvolver constantemente estudos nesta área da construção civil para garantir uma melhor eficácia e segurança em nossas edificações. Para que os projetos sejam adequados, precisam ser desenvolvidos de acordo com as diretrizes estabelecidas pelas normas técnicas em vigor. O dimensionamento de pilares requer atenção, especialmente quando se dimensiona sem o auxílio de ferramentas computacionais, pois o projetista deve ser criterioso no momento do desenvolvimento da memória de cálculo para não cometer erros. Porém as ferramentas computacionais devem ser encaradas como uma forma de auxiliar no dimensionamento, afinal, a responsabilidade do projeto será do projetista.

1.1 JUSTIFICATIVA

Os pilares é um elemento estrutural geralmente vertical, são construídos de acordo com o projeto arquitetônico, e estão sujeitos principalmente a ações de compressão. São elementos que possui grande importância estrutural, pois recebem as cargas da estrutura e as conduzem para as fundações. Erros no seu cálculo e/ou execução são mais delicados de consertar.

Ao cursar a disciplina de Estruturas de Concreto I e II, disciplinas que compõe a matriz curricular do Curso de Engenharia Civil, as estruturas de concreto foram expostas em classe, então surgiu o interesse em estudar este tema. Após pesquisas sobre o assunto e em comunicação com a orientadora, com doutorado em concreto, foi acrescentado o dimensionamento pelo método computacional, sendo assim o tema definido.

Tendo em vista que, a criação e utilização de novas tecnologias que tragam economia e segurança, tanto no projeto como na execução, sempre serão desenvolvidas, analisadas e aplicadas à engenharia o presente trabalho foi desenvolvido.

1.2 LINHAS GERAIS DO TRABALHO

O estudo, análise e comparação de alternativas permite a utilização adequada de cada método na concepção de projetos, podendo resultar em melhorias no projeto e conseqüentemente na edificação. A fim de situar o leitor sobre o assunto abordado neste trabalho, fica apresentado aqui às linhas gerais do mesmo. Com isto o leitor tomará

conhecimento sobre a relevância do mesmo, além de seu objetivo, metodologia que foi utilizada para o desenvolvimento e os resultados produzidos.

A intenção do trabalho é realizar o dimensionamento dos pilares, em concreto armado, através de dois métodos de cálculo. Por meio do dimensionamento dos pilares, em concreto armado, pelo método aprendido no âmbito acadêmico, este referenciado com o procedimento publicado por Alva, Debs e Giongo (2008) e atualizado conforme a ABNT NBR 6118 (2014) e o método computacional utilizando o programa de computador Eberick.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Geral

O presente trabalho tem como objetivo compreender por meio de estudo as diferenças entre dois métodos de dimensionamento de pilar. O método teórico utilizado no âmbito acadêmico com base na ABNT NBR 6118:2014 demonstrando as fórmulas e sequência de dimensionamento, e os resultados obtidos através do *software* comercial para projeto estrutural em concreto armado Eberick[®], onde será realizado o lançamento da estrutura hipotética de cinco pavimentos através da entrada gráfica do programa, além do seu processamento e apresentação dos resultados obtidos neste ambiente computacional.

1.3.2 Específicos

- a) realizar o dimensionamento de pilares utilizando o *software* Eberick.
- b) conhecer de forma técnica as especificidades do dimensionamento de pilar por intermédio do método teórico do pilar padrão com curvatura aproximada com base na NBR 6118:2014.
- c) comparar a utilização dos métodos de dimensionamento, destacando as vantagens e desvantagens da utilização no dimensionamento estrutural.

1.4 METODOLOGIA

O presente trabalho foi desenvolvido com base nas orientações de segurança da NBR 6118 de 2014 da ABNT. A base do trabalho foi encontrada em publicações físicas e eletrônicas por meio de livros, artigos, revistas e teses que abordam o assunto.

Inicialmente foi obtida uma planta de uma edificação de cinco pavimentos. O projeto foi disponibilizado no ambiente virtual de aprendizagem da AltoQi, trata-se de edifício hipotético com um apartamento por andar, sem elevador e o reservatório não foi considerado. Com a utilização do *software* Eberick o projeto foi lançado e os pilares foram determinados. Após a finalização desta etapa, foi dimensionado dois pilares com as mesmas informações utilizada pelo programa utilizando o método teórico utilizado no âmbito acadêmico com o dimensionamento do elemento sendo determinado pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada. Finalizado os dimensionamentos, os resultados foram estudados e analisados.

1.5 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS

O presente trabalho é composto por cinco capítulos. O capítulo 1 apresenta um breve contexto histórico sobre o elemento estrutural pilar, além da justificativa, os objetivos e a metodologia utilizada para desenvolver o trabalho.

No capítulo 2 são demonstradas às fórmulas, métodos e procedimentos para o dimensionamento de pilar de concreto armado com base no procedimento publicado por Alva, Debs e Giongo em 2008, porém atualizado conforme a NBR 6118:2014.

No capítulo 3 é apresentada uma breve introdução do *software* Eberick, além do seu procedimento de cálculo e o dimensionamento dos pilares. Em sequencia foi dimensionada os pilares de uma edificação de cinco pavimentos, sendo um apartamentos por andar.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos através do método teórico com a determinação do dimensionamento dos pilares proposto pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada.

No capítulo 5 as considerações finais do trabalho são apresentadas, nele são constatados os principais pontos que diferem as metodologias de dimensionamento de pilar.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA: PROJETO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO

“Cimento, no sentido geral da palavra, pode ser descrito como um material com propriedades adesivas e coesivas que o fazem capaz de unir fragmentos minerais na forma de uma unidade compacta” (NEVILLE, 2011). Essa definição abrange uma grande variedade de materiais cimentícios.

O cimento Portland é constituído, principalmente, de calcário proveniente da rocha calcária e argila, podendo também ser encontrado outros materiais na sua mistura. As matérias primas do cimento são encontradas praticamente em todos os países, existem fábricas de cimento em diversos lugares do mundo.

O processo de fabricação do cimento requer bastante cuidado e controle tecnológico, a produção consiste basicamente na moagem da matéria prima, calcário e argila, em quantidades controladas e na queima desta mistura em grandes fornos rotativos onde a temperatura gira em torno de 1.450 °C. Neste processo o material é sinterizado e parcialmente fundido, tendo como resultado deste processo o clínquer. O material é resfriado e recebe a adição de outros componentes, como por exemplo, sulfato de cálcio e a escória de ferro, gerando os vários tipos de cimento para as várias aplicações. Após a mistura o material é moído até tornar um pó bastante fino. A resultante deste trabalho é o cimento Portland, onde ele é embalado em papel kraft, vendido e utilizado em larga escala (BATTAGIN, 2009).

A composição do concreto, utilizado em grande escala na construção civil, em especial nas edificações moldadas em *loco*, tem como base o cimento Portland, água e agregados. A mistura entre estes elementos pode resultar nas seguintes composições (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2012):

- a) pasta de cimento = Cimento + Água
- b) argamassa = Pasta de Cimento + Areia (agregado miúdo)
- c) argamassa armada = Argamassa + Tela
- d) concreto = Pasta de Cimento + Areia + Brita (agregado graúdo)
- e) concretos especiais = Concreto + Adições
- f) concreto armado = Concreto ou Concreto Especiais + Aço

Como o cimento é um material caro, o principal objetivo da utilização do agregado de maiores dimensões é reduzir os custos sem que a qualidade do material seja muito prejudicada (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2012).

Cuidados devem ser tomados ao utilizar o concreto, um fator que deve ter bastante atenção é a temperatura do calor de hidratação do concreto. Altos volumes de concreto geram altas temperaturas, que pode vim a gerar fissura na peça concretada, fazendo com que a resistência seja drasticamente reduzida, e em caso de elementos estruturais, a inutilização da peça.

O cimento pertence à classe dos materiais classificados como aglomerantes hidráulicos, em contato com a água ele entra em um processo físico-químico, tendo com resultado um elemento sólido com grande resistência a compressão e resistente a água (GALHARDO, 2014).

Conseqüentemente, para a resistência de elementos estruturais de concreto submetidos a momentos fletores é importante associar o concreto a um material que tenha boa resistência à tração e seja mais deformável, sendo mais comum a utilização do aço (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2012).

Concreto armado é o material composto, obtido pela associação do concreto com barras de aço, convenientemente colocadas em seu interior. Em virtude da baixa resistência à tração do concreto (cerca de 10% da resistência à compressão), as barras de aço cumprem a função de absorver os esforços de tração na estrutura. As barras de aço também servem para aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas (ARAUJO, 2010).

Concreto armado é então, o sistema construtivo que é obtido por meio da associação entre o concreto simples e a armadura convenientemente colocada (armadura passiva), de modo que ambos resistam aos esforços solidariamente (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2012).

O Pilar, elemento comumente feito de concreto armado, é geralmente encontrado nas edificações no sentido vertical e em formato retangular, porém em algumas situações podem ser inclinados e possuir outra forma geométrica. São construídos de acordo com o projeto arquitetônico. Os pilares recebem forças predominantes de compressão e são responsáveis por transmitir as cargas da estrutura, como vigas e lajes, para as fundações.

A NBR 6118 de 2014 da ABNT em seu item 14.4.1.2 define pilares como “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”. O método de cálculo apresentado neste trabalho segue o método publicado por Alva; Debs e Giongo (2008), porém atualizado com os critérios da ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto, edição de 2014.

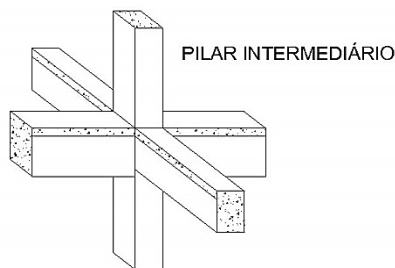
2.1 CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES QUANTO À POSIÇÃO

No projeto da edificação os pilares podem ser classificados de três formas de acordo com a sua posição na planta de forma, sendo pilares intermediários, extremidade e canto. Com esta classificação podemos considerar as situações de projeto e cálculo, considerando os esforços solicitantes em cada uma das situações.

2.1.1 Pilares Intermediários

Os pilares intermediários são geralmente localizados no meio da estrutura, conforme Figura 1, neles considera-se que somente há a ação de forças axiais de compressão, as demais forças são de pequena intensidade, portanto, são desconsideradas

Figura 1 – Esquema de pilar intermediário

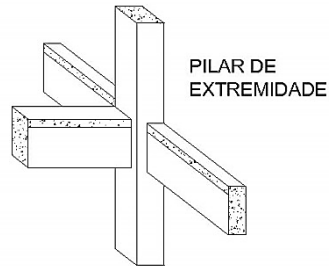


Fonte: ALVA; DEBS; GIONGO, 2008.

2.1.2 Pilares de Extremidade

São encontrados no extremo da estrutura e estão submetidos às forças normais de compressão e momentos transmitidos pelas vigas que terminam no pilar, conforme figura 2.

Figura 2 – Esquema de pilar de extremidade

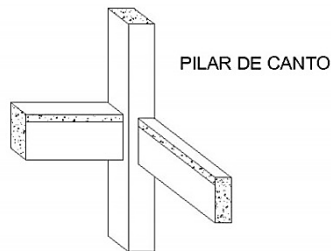


Fonte: ALVA; DEBS; GIONGO, 2008.

2.1.3 Pilares de Canto

São pilares em que as duas vigas termina nele, conforme Figura 3, estão localizados nos cantos da estrutura, além da força normal de compressão, também está sujeito aos momentos transmitidos pelas vigas.

Figura 3 – Esquema de pilar de canto



Fonte: ALVA; DEBS; GIONGO, 2008.

2.2 DETERMINAÇÃO DOS VALORES DE COMPRIMENTO

O comprimento equivalente l_e do pilar, supondo que ele esteja vinculado em ambas as extremidades, é determinado pelo menor valor resultante entre as equações.

$$\begin{aligned} l_e &= l_0 + h \\ l_e &= l \end{aligned} \tag{1}$$

Sendo que:

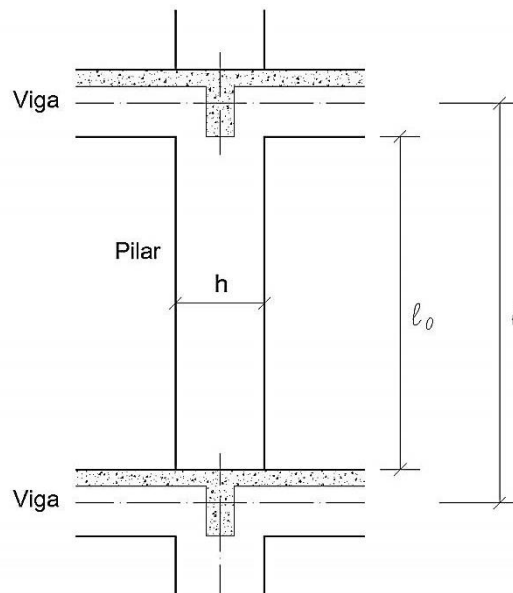
ℓ_0 é a distância entre as faces internas das vigas, elemento estrutural, horizontal, que vincula o pilar.

H é a altura da seção transversal do pilar.

ℓ é a altura total da estrutura ou de um lance de pilar.

Para facilitar o entendimento, estas definições são ilustradas na figura 4.

Figura 4 – Determinação Comprimento Equivalente



Fonte: ALVA; DEBS; GIONGO, 2008.

2.3 DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE ESBELTEZ

O índice de esbeltez é calculado para avaliar o quanto o pilar de concreto armado que faz parte da estrutura irá estar vulnerável ao efeito de flambagem.

$$\lambda = (3,46 * \ell_e) / h \quad (2)$$

2.3.1 Valor de referência λ_1

Para se classificar o pilar, o valor de referência λ_1 deve-se ser calculado. Seguindo os critérios de projetos definidos pela NBR 6118 os limites de esbeltez que definem a classificação dos pilares podem ser considerados pelo valor obtido através da seguinte expressão.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (3)$$

Onde:

(e_1 / h) a excentricidade relativa de primeira ordem, sem a excentricidade acidental.

α_b coeficiente que depende da distribuição de momentos no pilar.

O valor do coeficiente λ_1 é considerado para determinar a classificação do pilar, porém fatores adicionais são atribuídos também a esta classificação, fatores como excentricidade relativa, condições de vinculação das extremidade, entre outros. Contudo, a NBR 6118 permite considerar todos estes fatores pro meio do coeficiente λ_1 calculado na expressão 3.

O coeficiente λ_1 calculado na expressão 3 possui a seguinte restrição:

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (4)$$

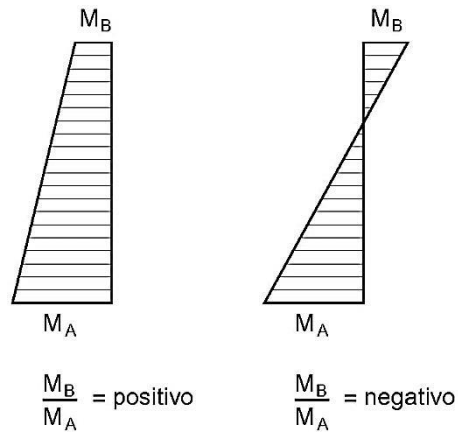
Existe variação do cálculo de α_b de acordo com a situação de cálculo, estas situações são listadas a seguir.

a) biapoiados sem cargas transversais.

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 * (M_B / M_A) \geq 0,40 \quad (5)$$

Onde M_A e M_B são os momentos solicitantes de primeira ordem das extremidades do pilar. M_A assume o maior valor entre os momentos de extremidade. Adota-se o sinal positivo para M_B , caso ele tracione a mesma face que M_A (curvatura simples), e negativo em caso contrário (curvatura dupla). (ALVA; DEBS; GIONGO, 2008).

Figura 5 – Curvaturas simples e dupla dos pilares



Fonte: ALVA; DEBS; GIONGO, 2008.

- b) biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura.

$$\alpha_b = 1,0 \quad (6)$$

Neste caso adota-se o valor de 1,0 para α_b .

- c) pilares em balanço.

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 * (M_C / M_A) \geq 0,85 \quad (7)$$

Onde M_A é o momento de primeira ordem e M_C é o momento de primeira ordem no meio do pilar. O valor resultante deve estar dentro da seguinte restrição.

$$0,85 \leq \alpha_b \leq 1,0 \quad (8)$$

- d) pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo.

$$\alpha_b = 1,0 \quad (9)$$

Nesta situação adota-se o valor de 1,0 para α_b . Ressaltando que o valor do momento mínimo deve ser calculado pela seguinte expressão.

$$M_{1d.min} = N_d * (0,015 + 0,03 * h) \quad (10)$$

2.3.2 Classificação dos pilares quanto a esbeltez

Após obter o valor de referência λ_1 , o pilar pode ser classificado, quanto a sua esbeltez, de acordo com as seguintes situações:

$(\lambda \leq \lambda_1)$ – Pilar Curto, nesta situação os efeitos de segunda ordem não precisam ser considerados.

$(\lambda_1 < \lambda \leq 90)$ – Pilar medianamente esbelto, nessa situação os efeitos de segunda ordem podem ser considerados.

$(90 < \lambda \leq 140)$ – Pilar esbelto.

$(140 < \lambda \leq 200)$ – Pilar muito esbelto.

Segundo a NBR 6118 não é permitido que se projete e construa pilares com o índice de esbeltez maior que 200.

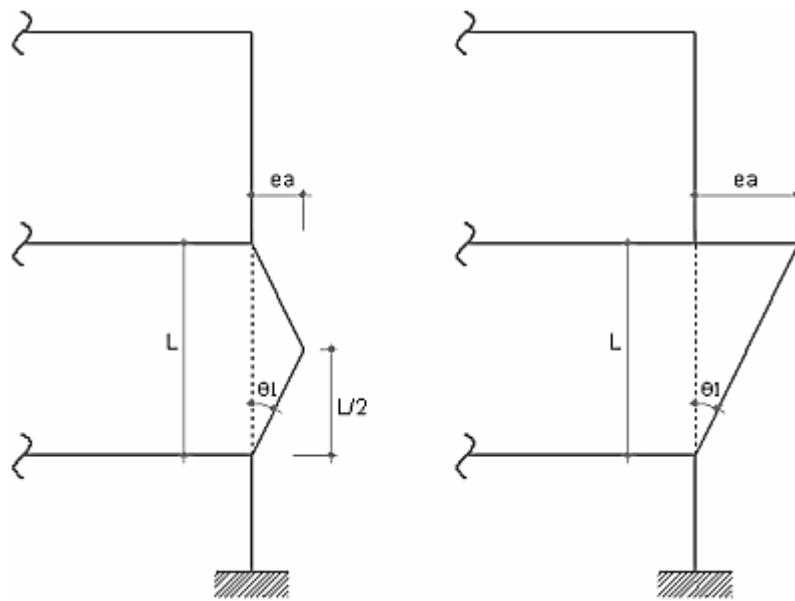
2.4 EXCENTRICIDADE ACIDENTAL

Conforme item 11.3.3.4 da NBR 6118:2014, “Na verificação do estado-limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais.”.

A NBR 6118:2014 não utiliza a expressão “excentricidade acidental”, porém está previsto o cálculo da excentricidade acidental, que é o cálculo levado em conta às incertezas da posição da força normal e o desvio do eixo da peça durante a construção, conforme o item 11.3.3.4.2.

As imperfeições consideradas podem ser através do efeito do desaprumo ou da falta de retilineidade do eixo do pilar, conforme Figura 6.

Figura 6 – Imperfeições geométricas locais



Fonte: Suporte On-Line AltoQi.¹

Onde:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{\ell_e}} \quad (11)$$

Na expressão 11, ℓ_e deve ser informado em metros e θ_1 deve ser de tal modo que o seu valor não seja menor que $\frac{1}{300}$, conforme expressão 12.

$$\theta_{1, \min} = \frac{1}{300} \quad (12)$$

A excentricidade acidental é determinada pela expressão 13, neste caso, ℓ_e deve ser informado em centímetros.

$$e_a = \theta_1 * (\ell_e / 2) \quad (13)$$

A NBR 6118:2014 em seu texto no item 11.3.3.4.3, estabelece que o momento total de primeira ordem, sendo a soma dos momentos iniciais com os elementos produzidos pelas imperfeições geométricas locais, deve respeitar o valor mínimo obtido através da fórmula abaixo.

$$M_{1d, \min} = N_d (0,015 + 0,03h) \quad (14)$$

¹ Disponível em: < http://faq.altoqi.com.br/content/264/637/pt-br/excentricidades-em-pilares-conforme-a-nbr-6118_2007.html > Acesso em: 17 out. 2015.

Onde:

N_d é a força normal de cálculo.

h é a altura total da seção transversal na direção considerada, em metros (m).

De acordo com a NBR 6118:2014, nas estruturas reticuladas usuais admite-se que o efeito das imperfeições locais esteja atendido se for respeitado esse valor de momento total mínimo.

2.5 EXCENRICIDADE DE SEGUNDA ORDEM

A análise dos efeitos locais de 2ª ordem, ao longo dos eixos dos pilares, deve ser feita de acordo com o prescrito no item 15.8 da NBR 6118/2014. Segundo a norma, os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor-limite estabelecido na situação.

A determinação dos efeitos locais de segunda ordem pode ser obtida pelo método geral ou por métodos aproximados. Este trabalho aborda apenas a consideração dos efeitos de segunda ordem para os pilares medianamente esbeltos, tendo em vista que os pilares medianamente esbeltos correspondem à maioria das ocorrências em estruturas correntes de edifícios. Para estes casos, emprega-se o método do pilar padrão com curvatura aproximada e o método do pilar padrão com rigidez aproximada.

a) método do pilar padrão com curvatura aproximada.

Este método pode ser empregado no dimensionamento de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

O momento total máximo no pilar é calculado pela expressão:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{\ell_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (15)$$

Onde:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad \text{com} \quad v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \text{e} \quad M_{1d,A} \geq M_{1d,min}$$

sendo,

α_b é o mesmo coeficiente definido no item 2.3.1;

$M_{1d,A}$ é o valor de cálculo do momento de primeira ordem M_A

h é a altura da seção do pilar na direção analisada.

$M_{1d,\min}$ é o momento mínimo de 1ª ordem estabelecido na expressão 14 e no item 11.3.3.4.3 da NBR 6118:2014.

v é a força normal adimensional, pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$v = N_d / (A_c * f_{cd}) \geq 0,5 \quad (16)$$

f_{cd} é a resistência a compressão de cálculo do concreto.

O valor de N_d é obtido por:

$$N_d = \gamma_n * \gamma_f * N_r \quad (17)$$

Conforme exposto na expressão 15 e seu detalhamento, conclui-se que a excentricidade de segunda ordem e_2 assume a seguinte valor:

$$e_2 = \frac{\ell_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (18)$$

b) método do pilar padrão com rigidez aproximada.

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, seção retangular constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. Este método pode ser aplicado em pilares submetidos à flexão composta oblíqua, analisando-se cada uma das duas direções principais, simultaneamente.

O momento total máximo no pilar é dado por:

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b \cdot M_{d1,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \cdot \frac{k}{v}}} \geq \begin{cases} M_{d1,A} \\ M_{1d,\min} \end{cases} \quad (19)$$

Sendo o valor da rigidez adimensional k dado aproximadamente pela expressão:

$$\kappa = 32 \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{M_{d,tot}}{h \cdot N_d} \right) \cdot v \quad (20)$$

A NBR 6118:2014 sugere um procedimento iterativo para aplicação deste processo, afirmando que “usualmente duas ou três iterações serão suficientes quando se optar por um cálculo iterativo”.

É possível considerar uma solução única para cálculo do $M_{d,tot}$, sem a necessidade de iterações, utilizando a expressão 21, resultante da substituição da expressão 20 em 19.

$$19200 \cdot M_{d,tot}^2 + [3840 \cdot h \cdot N_d - \lambda^2 \cdot h \cdot N_d - 19200 \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A}] \cdot M_{d,tot} - 3840 \cdot \alpha_b \cdot h \cdot N_d \cdot M_{1d,A} = 0 \quad (21)$$

Considerando a expressão 2, podemos escrever:

$$\lambda^2 = \frac{\ell_e^2 \cdot 12}{h^2} \quad (22)$$

Substituindo a expressão 22 em 21 obtemos a equação 23 cuja incógnita é o valor do momento fletor total, que considera os momentos fletores de primeira e segunda ordens.

$$5 \cdot h \cdot M_{d,tot}^2 + [h^2 \cdot N_d - \ell_e^2 \cdot N_d \cdot \frac{1}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A}] \cdot M_{d,tot} - h^2 \cdot N_d \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A} = 0 \quad (23)$$

Fazendo:

$$a = 5 \cdot h;$$

$$b = h^2 \cdot N_d - \frac{\ell_e^2 \cdot N_d}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A};$$

$$c = -h^2 \cdot N_d \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A};$$

Temos a seguinte equação de segundo grau que permite calcular o valor de $M_{d,tot}$ quando se adota a método do pilar padrão com rigidez k aproximada.

2.6 SITUAÇÕES DE PROJETO E DE CÁLCULO

Diferente das situações de cálculo, as situações de projeto dos pilares dependem apenas de sua posição em relação à estrutura e dos esforços iniciais.

Nas situações de cálculo, além das excentricidades iniciais as imperfeições geométricas, os efeitos de segunda ordem e os da fluência do concreto devem ser considerados.

2.6.1 Seção de extremidade e intermediária de pilares

De acordo com Alva; Debs e Giongo (2008, p. 14):

No dimensionamento, além das seções das extremidades, também precisam ser analisadas as seções intermediárias do pilar. Entretanto, em uma seção intermediária do pilar, existem deslocamentos de segunda ordem, que precisam ser considerados no projeto. Por outro lado, as excentricidades iniciais nas seções intermediárias são menores que as das seções extremas (pois os momentos solicitantes são menores). As situações de cálculo nas seções de extremidade e na seção intermediária precisam ser consideradas separadamente, as resistências destas seções precisam ser verificadas separadamente e a áreas de armadura das seções transversais são as maiores entre as verificações das várias seções.

a) pilares curtos $\rightarrow \lambda \leq \lambda_1$

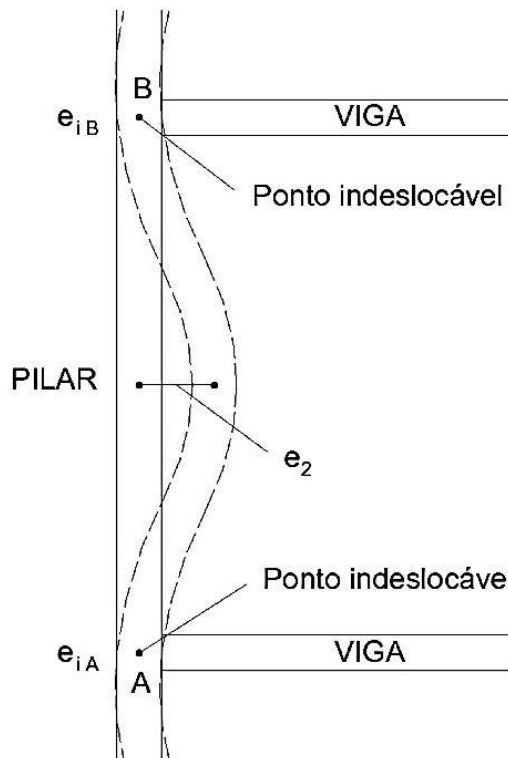
Nesta situação, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados. A excentricidade inicial e a falta de retilinidade geram situações descritas na Figura 8.

b) pilares medianamente esbeltos $\rightarrow \lambda_1 < \lambda \leq 90$

Os efeitos locais de segunda ordem precisam ser obrigatoriamente considerados. Os efeitos da fluência do concreto podem ser desprezados nos pilares medianamente esbeltos. (ALVA, DEBS, GIONGO, 2008).

A excentricidade de segunda ordem é exemplificada na Figura 7.

Figura 7 – Excentricidades iniciais e de segunda ordem em pilares



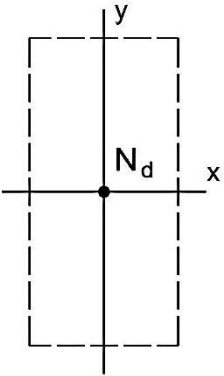
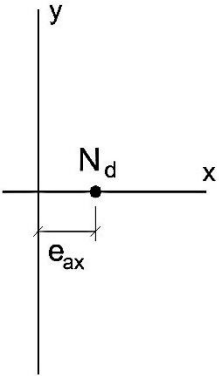
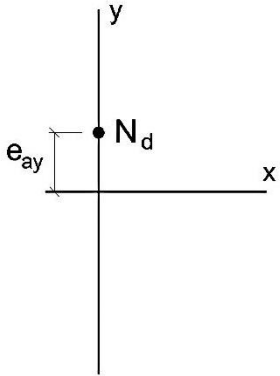
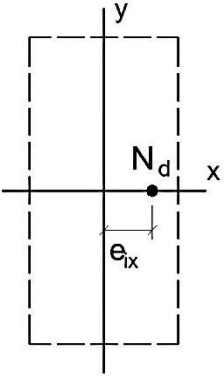
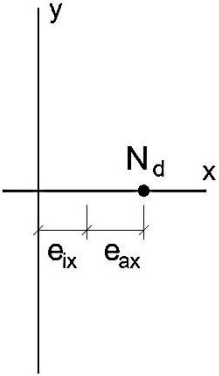
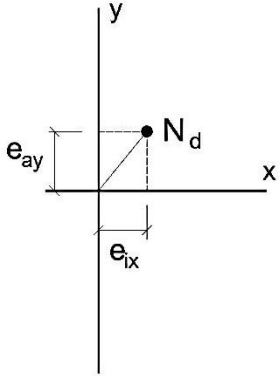
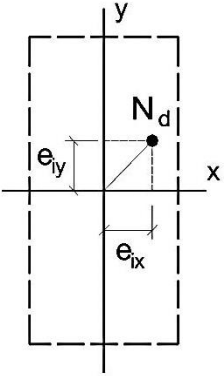
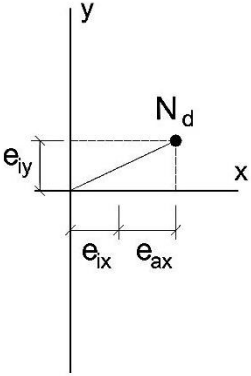
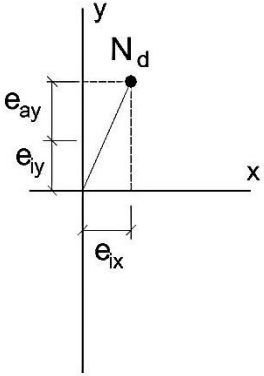
Fonte: CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2002.

As situações de cálculo desta situação estão descritas na Figura 9.

c) Pilares esbeltos $\rightarrow 90 < \lambda \leq 140$

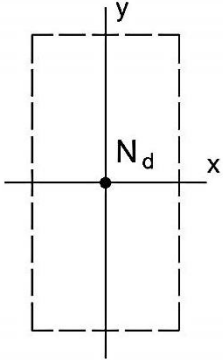
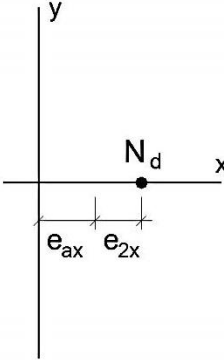
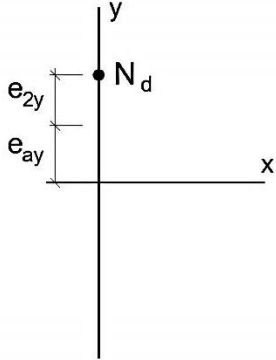
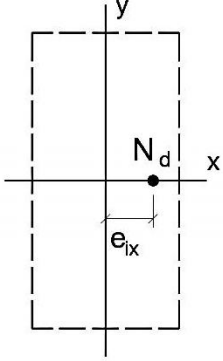
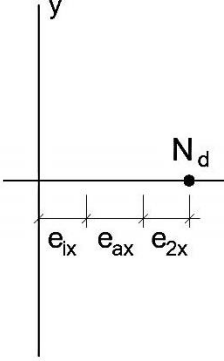
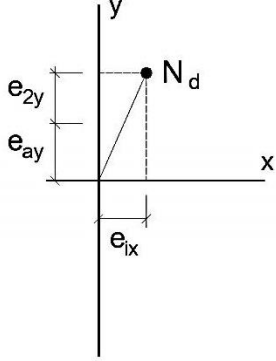
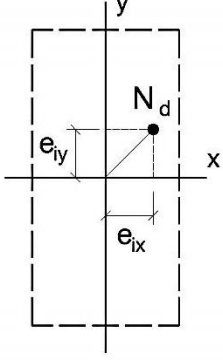
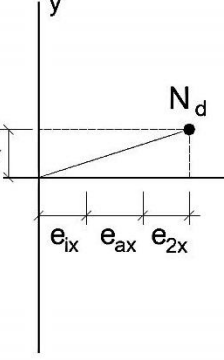
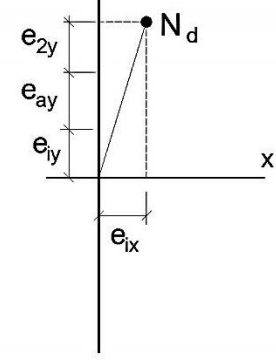
Nesta situação é obrigatória a consideração dos efeitos da fluência do concreto, esta é efetuada pela excentricidade e_c . A determinação dos efeitos locais de segunda ordem pode ser feita pelo método do pilar padrão ou pilar padrão melhorado.

Figura 8 – Situação de projeto e de cálculo em pilares curtos – seções intermediárias

	SITUAÇÃO DE PROJETO	SITUAÇÕES DE CÁLCULO - Seções intermediárias	
Pilares intermediários	 <p>Compressão centrada</p>	 <p>Flexão normal composta</p>	 <p>Flexão normal composta</p>
Pilares de extremidade	 <p>Flexão normal composta</p>	 <p>Flexão normal composta</p>	 <p>Flexão oblíqua composta</p>
Pilares de canto	 <p>Flexão oblíqua composta</p>	 <p>Flexão oblíqua composta</p>	 <p>Flexão oblíqua composta</p>

Fonte: ALVA, DEBS, GIONGO, 2008.

Figura 9 – Situação de projeto e de cálculo em pilares medianamente esbeltos – seções intermediárias

	SITUAÇÃO DE PROJETO	SITUAÇÕES DE CÁLCULO - Seções intermediárias	
Pilares intermediários	 <p>Compressão centrada</p>	 <p>Flexão normal composta</p>	 <p>Flexão normal composta</p>
Pilares de extremidade	 <p>Flexão normal composta</p>	 <p>Flexão normal composta</p>	 <p>Flexão oblíqua composta</p>
Pilares de canto	 <p>Flexão oblíqua composta</p>	 <p>Flexão oblíqua composta</p>	 <p>Flexão oblíqua composta</p>

Fonte: ALVA, DEBS, GIONGO, 2008.

2.7 DETALHAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO

2.7.1 Dimensões mínimas dos pilares

Conforme item 13.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm.

Porém em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm. Neste caso, é preciso multiplicar os esforços finais de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na Tabela 1. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm². (NBR 6118, 2014)

Tabela 1 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Fonte: ABNT, 2014.

Onde:

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

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

2.7.2 Cobrimento

Além de absorver os esforços de compressão, o concreto protege as armaduras contra a corrosão. Apesar da fissuração, quase sempre inevitável em uma estrutura de concreto armado, a durabilidade das armaduras não fica prejudicada, desde que as aberturas das fissuras sejam limitadas. Um cobrimento mínimo de concreto depende da agressividade do meio, também é necessário para garantir a durabilidade (ARAÚJO, 2010).

O item 6.4.1 da NBR 6118 de 2014 diz que, a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

Os projetos de estruturas de concreto podem ser classificados de acordo com o Quadro 1.

Quadro 1 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	
^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura). ^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove. ^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

Fonte: ABNT, 2014.

A durabilidade das estruturas de concreto depende das características do concreto utilizado e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura.

Conforme a referida norma, nos projetos deve-se adotar a classe de agressividade obtida através de ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura onde os parâmetros mínimos devem ser atendidos ou na forma simplificada expressa na Tabela 2, sendo permitido adotar estes requisitos mínimos como alternativa na ausência do ensaio.

Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Conforme Quadro 1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. ^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. ^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Fonte: ABNT, 2014.

Seguindo o prescrito na NBR 6118: 2014, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 3, para $\Delta c = 10$ mm.

Tabela 3 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade (Conforme Quadro 1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal $\geq 15 \text{ mm}$

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal $\geq 45 \text{ mm}$.

Fonte: ABNT, 2014.

Conforme o item 7.4.7.5 da NBR 6118:2014, citado na Tabela 3, os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

- a) $c_{\text{nom}} \geq \phi \text{ barra}$;
- b) $c_{\text{nom}} \geq \phi \text{ feixe} = \phi_n = \phi \sqrt{n}$;
- c) $c_{\text{nom}} \geq 0,5 \phi \text{ bainha}$.

A Tabela 3 não se aplica a elementos estruturais pré-fabricados. Conforme NBR 6118:2014 item 7.4.7.6, a dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20 % a espessura nominal do cobrimento, ou seja:

$$d_{\text{máx}} \leq 1,2 c_{\text{nom}} \quad (24)$$

2.7.3 Armadura longitudinais

- a) taxa geométrica mínima e máxima

A taxa geométrica do pilar é determinada pela seguinte equação:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (25)$$

Onde:

A_s é a soma das áreas das seções transversais das barras longitudinais.

A_c é a área da seção transversal do pilar.

Conforme item 17.3.5.3.1 da NBR 6118:2014, a armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s,mín} = (0,15 N_d/f_{yd}) \geq 0,004 A_c \quad (26)$$

Logo vemos que a taxa geométrica mínima de armadura é igual a 0,4%. O valor máximo $A_{s,máx}$ admitido é 8%, na região de emenda, ficando:

$$A_{s,máx} = 8\% * A_c \quad (27)$$

Fora da região de traspasse a taxa a ser adotada é 4%.

b) diâmetro mínimo das barras

O diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal. (Item 18.4.2.1 da NBR 6118:2014)

c) distribuição das armaduras longitudinais

As armaduras longitudinais devem ser distribuídas na seção transversal, de forma a garantir a resistência adequada do elemento estrutural. Nas seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice, já nas seções circulares, no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro.

d) espaçamento ente as barras (a_L)

Na armadura, deve-se ter espaço mínimo para no momento da concretagem o concreto passe entre as armaduras longitudinais, sendo assim o espaçamento mínimo livre

entre as faces das barras longitudinais deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

e) Espaçamento máximo entre os eixos das armaduras ($a_{m\acute{a}x}$)

O espaçamento máximo entre eixos das barras, deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado, sem exceder 400 mm.

2.7.4 Armadura transversais

Segundo o disposto no item 18.4.3 da NBR 6118:2014 o diâmetro dos estribo nos pilares não pode ser inferior a 5 mm e nem a 1/4 do diâmetro da barra longitudinal.

O espaçamento entre os estribos deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm;
- menor dimensão da seção;
- 24 ϕ para CA-25, 12 ϕ para CA-50.

Caso as armaduras sejam constituídas do mesmo tipo de aço e o espaçamento respeite também a limitação, pode ser adotado o valor $\phi_t < \phi/4$.

$$S_{m\acute{a}x} = 90\,000 \left(\frac{\phi_t^2}{\phi} \right) 1/f_{yk} \quad (28)$$

A norma também ressalva que: Com vistas a garantir a ductilidade dos pilares, recomenda-se que os espaçamentos máximos entre os estribos sejam reduzidos em 50 % para concretos de classe C55 a C90, com inclinação dos ganchos de pelo menos 135°.

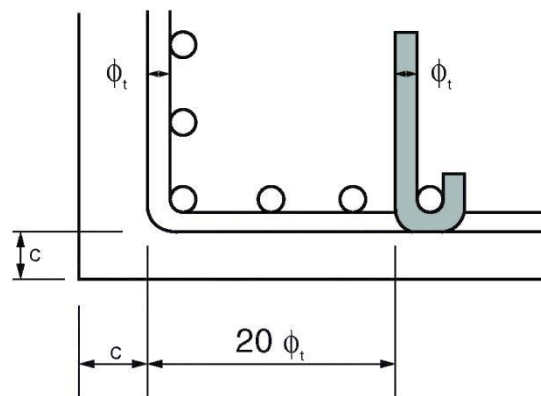
2.7.5 Proteção contra flambagem das barras

Em relação à flambagem, a NBR6118 (ABNT, 2014) em seu item 18.2.4 recomenda que: “Sempre que houver possibilidade de flambagem das barras da armadura, situadas junto à superfície do elemento estrutural, devem ser tomadas precauções para evitá-la.”

Em sequência o texto diz:

Os estribos poligonais impedem a flambagem das barras longitudinais situadas em seus cantos e as por eles abrangidas, situadas no máximo à distância de $20 \phi_t$ do canto, se nesse trecho de comprimento $20 \phi_t$ não houver mais de duas barras, não contando a de canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, deve haver estribos suplementares.

Figura10 – Proteção contra flambagem das barras



Fonte: ABNT, 2014.

2.7.6 Emenda das barras do pilar

As emendas das barras do pilar podem ser realizadas por: por traspasse; por luvas com preenchimento metálico, rosqueadas ou prensadas; por solda.

A emenda por traspasse tem como vantagem em sua utilização o seu baixo custo e facilidade na montagem das barras da armadura. Este tipo de emenda, conforme item 9.5.2 da NBR 6118:2014, não é permitida para barras de bitola maior que 32 mm.

O Comprimento de traspasse é determinado pelo resultado da equação 29.

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,mín} \quad (29)$$

Onde:

$\ell_{b,nec}$ é o comprimento de ancoragem necessário;

$\ell_{0c,min}$ é o maior valor entre $0,6 * \ell_b$, 15ϕ e 200mm ;

ℓ_b é o comprimento de ancoragem básico.

O valor de ℓ_b é obtido através da tabela a seguir:

Tabela 4 – Comprimento básico de ancoragem reta em função da bitola para aço CA-50

	f_{ck} (MPa)						
	20	25	30	35	40	45	50
Zona de boa aderência	43 ϕ	37 ϕ	33 ϕ	30 ϕ	27 ϕ	25 ϕ	24 ϕ
Zona de má aderência	61 ϕ	53 ϕ	47 ϕ	43 ϕ	39 ϕ	36 ϕ	34 ϕ

Fonte: ARAUJO, 2010.

Podemos observar que o método teórico apresentado é bastante extenso, e pode vir a ser exaustivo no dimensionamento dos pilares, pois para cada pilar da estrutura deverá ser realizado este procedimento. Não é descartada a possibilidade de erros no cálculo que podem vir a ser cometidos pela ausência de atenção na repetição dos diversos cálculos.

3 MÉTODO COMPUTACIONAL PELO SOFTWARE EBERICK

O ambiente computacional adotado neste trabalho é o AltoQi Eberick, versão V9, *software* que auxilia no desenvolvimento de projetos estruturais em concreto armado de múltiplos pavimentos. O AltoQi Eberick, ou simplesmente Eberick, é um sistema computacional em ambiente Windows e é distribuído comercialmente pela AltoQi, empresa que o desenvolve. No ambiente virtual da AltoQi, que pode ser acessado pelo endereço eletrônico <<http://www.altoqi.com.br>>, é possível obter a versão demonstrativa do programa.

Os projetos executados em computadores são baseados em modelos matemáticos que procuram representar da forma mais realista possível à estrutura real. O modelo matemático utilizado pelo Eberick é baseado na Análise Matricial de estruturas, que discretiza a estrutura em elementos de barra.

Com o Eberick é possível realizar o lançamento de elementos estruturais, análises e dimensionamentos de projetos. O programa é constituído em módulos, atendendo as seguintes áreas de projeto: Pilares; Vigas; Fundações; Paredes e reservatórios; Lajes; Muros; Elementos inclinados, onde é possível projetar rampas, vigas e pilares inclinados.

Como proposta deste trabalho, neste capítulo somente será exposto os principais conceitos e método de cálculo que o programa utiliza para o dimensionamento dos pilares, outros elementos como vigas e pilares não serão contidos neste. Neste trabalho não se pretende desenvolver um curso completo de concreto armado utilizando o Eberick, mas sim evidenciar as principais características do programa.

3.1 O EBERICK

As informações deste tópico foram extraídas do manual do AltoQi Eberick e dos artigos e documentação do suporte on-line do *software* que pode ser acessado pelo endereço eletrônico <http://faq.altoqi.com.br>.

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

Possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a NBR 6118:2014, além da visualização tridimensional da estrutura modelada.

Trata-se de um programa diferenciado, com diversos recursos que proporcionam alta produtividade na elaboração dos projetos e no estudo de diferentes soluções para um mesmo projeto.

3.1.1 Esbeltez em pilares retangulares conforme ABNT NBR 6118:2014

O índice de esbeltez de um pilar pode ser calculado através da equação:

$$\lambda = \ell_e / i \quad (30)$$

Onde:

ℓ_e é o comprimento livre de flambagem do pilar;

i é o raio de giração do pilar.

Como o pilar pode flambar em duas direções, o mesmo apresentará dois valores para o comprimento de flambagem e para o raio de giração, que poderão ser iguais ou não dependendo da geometria da peça e do modelo da estrutura, podendo-se resultar em dois índices de esbeltez diferentes.

O comprimento de flambagem do pilar será definido em função da distância entre os pontos em que o pilar esteja travado, seja por vigas ou lajes.

O valor do raio de giração (i) depende apenas da geometria do pilar, levando em consideração a inércia da peça e a área, através da seguinte expressão:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (31)$$

Considerando-se um pilar retangular, com dimensões B e H, o valor da inércia será obtido através da seguinte expressão $I = (B \times H^3)/12$, enquanto que a área será obtida através da seguinte expressão $A = B \times H$.

Figura 11 – Dimensões do pilar



Fonte: Suporte On-Line AltoQi, 2015.²

Simplificando a expressão do raio de giração chega-se à seguinte expressão:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (32)$$

Pode-se observar, portanto, que para cada uma das direções do pilar (b e h), o valor do raio de giração dependerá apenas de um dos parâmetros da seção do pilar.

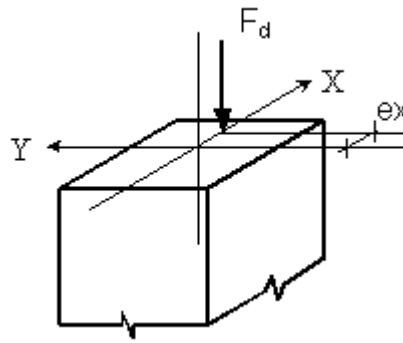
3.1.2 Excentricidades em pilares conforme a NBR 6118:2014

O dimensionamento de pilares de concreto armado é abordado pela norma NBR 6118:2014 ("Projeto de estruturas de concreto - Procedimento) em seu item 15.8.

Embora, em uma análise mais precisa, seja possível considerar excentricidades referentes à diferença entre o ponto de aplicação da carga e o centro de gravidade do pilar, as excentricidades aplicadas pela estrutura ao pilar referem-se, basicamente, a excentricidades equivalentes aos momentos fletores provenientes da ligação entre vigas e pilares, exemplificado na Figura 12.

² Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/images/uploads/Esbeltez_pilares_%28b%29_eb.gif> Acesso em out. 2015.

Figura 12 – Excentricidade na aplicação da carga

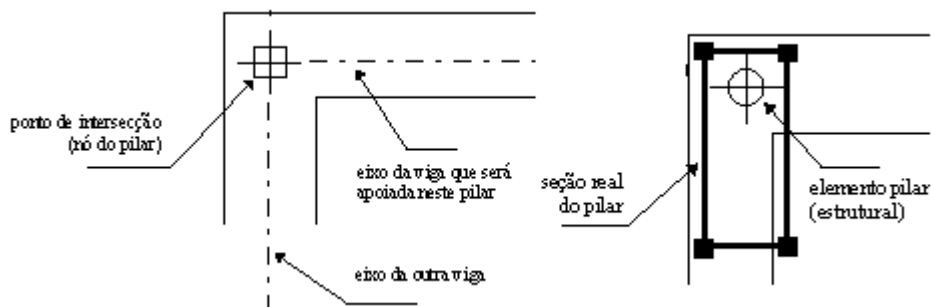


Fonte: Suporte On-Line AltoQi, 2015.

No modelo utilizado pelo AltoQi Eberick, a diferença entre a posição do pilar (ponto utilizado na sua inserção) e a real, do centro de gravidade da seção é desprezada no dimensionamento. Justifica-se tal decisão pela incompatibilidade entre tal precisão e os níveis de segurança utilizados na definição dos processos para cálculo de pilares utilizados pela NBR 6118/2014 e devido ao fato dos esforços provocados por estas excentricidades serem atenuados em elementos que fazem parte de um pórtico espacial, na maioria das estruturas convencionais, pois as vigas e lajes adjacentes tendem a absorver parte destes esforços que seriam aplicados somente nos pilares, caso esses fossem isolados.

Em casos mais críticos, todavia, tal diferença pode ser importante, cabendo ao usuário o julgamento da situação na qual se encontra o pilar. Pode-se simular tal situação fazendo uso de barras rígidas no modelo dos pilares da Figura 13.

Figura 13 – Barras rígidas no modelo dos pilares



Fonte: Suporte On-Line AltoQi, 2015.

3.1.3 Excentricidade inicial

Chama-se " e_i " (excentricidade inicial) a excentricidade da carga normal aplicada. No caso de momentos aplicados o valor desta excentricidade será:

$$e_i = M_d/F_d \quad (33)$$

Tal excentricidade assume valores diferentes para as duas direções do pilar.

3.1.4 Excentricidade acidental

Conforme item 11.3.3.4 da NBR 6118:2014, Na verificação do estado-limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais.

Na verificação de um lance de pilar, é considerado os efeitos de imperfeições geométricas locais, através do efeito do desaprumo ou da falta de retilineidade do eixo do pilar, conforme Figura 6, ver 2.4.

O Eberick apresenta um valor de " e_a " calculado de acordo com a expressão 11, ou seja:

- a) Excentricidade acidental no topo e base: $e_a = \theta_1 * \ell$;
- b) Excentricidade acidental no centro: $e_a = \theta_1 * \ell/2$.

Esta excentricidade acidental será igual para as duas direções do pilar.

O procedimento de cálculo utilizado pelo Eberick segue o mesmo evidenciado no item 2.4.

3.1.5 Excentricidade de segunda ordem

A análise dos efeitos locais de 2ª ordem, ao longo dos eixos dos pilares, deve ser feita de acordo com o prescrito no item 15.8 da NBR 6118/2014. Segundo o item 15.8.2, tais esforços locais de 2ª ordem podem ser desprezados quando o índice de esbeltez do elemento

(l) for menor que o valor limite 1 definido neste item. A consideração destes efeitos é realizada através de uma excentricidade adicional de 2ª ordem.

O Eberick sempre considera as excentricidades de 2ª ordem, pois a possibilidade prescrita pela norma de despreza-las não significa que as mesmas não atuem nos elementos com esbeltez abaixo do valor limite, mas sim que, para estes casos podem não ser significativas no dimensionamento. Somente há sentido desprezar tais excentricidades em cálculos manuais, onde a dificuldade de obtenção das mesmas e a pouca diferença final nos resultados do dimensionamento podem não compensar o tempo despendido. Com o dimensionamento automatizado disponível por meio dos recursos computacionais, não há motivos para desprezar tais excentricidades.

A determinação dos efeitos locais de 2ª ordem são prescritas no item 15.8.3, sendo que pode ser feita por métodos aproximados descritos. O Eberick utiliza dois processos:

Método do pilar-padrão com curvatura aproximada (item 15.8.3.3.2): calcula " e_2 " por este critério para qualquer valor de esbeltez em pilares não retangulares;

Método do pilar-padrão com rigidez k aproximada (item 15.8.3.3.3): calcula " e_2 " por este critério para qualquer valor de esbeltez em pilares retangulares.

Tais processos são definidos para a flexão composta normal. A NBR 6118/2014, em seu item 15.8.3.3.5 (Método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua), afirma que quando a esbeltez de um pilar de seção retangular submetido à flexão composta oblíqua for menor que 90 nas duas direções principais, permite-se aplicar o processo aproximado descrito em 15.8.3.3.3 simultaneamente em cada uma das duas direções.

Desta forma, o Eberick utiliza para dimensionamento dos pilares os dois critérios acima citados de acordo com a seção transversal, sendo necessário respeitar tais limites de esbeltez dos elementos.

a) **Método do pilar-padrão com curvatura aproximada**

Este procedimento de cálculo segue o mesmo exibido no item 2.5 no tópico “Método do pilar padrão com curvatura aproximada”.

b) **Método do pilar-padrão com rigidez k aproximada**

Este procedimento de cálculo segue o mesmo exibido no item 2.5 no tópico “Método do pilar padrão com rigidez aproximada”.

3.1.6 Excentricidade devida à deformação lenta

Conforme o item 15.8.4, nos pilares com índice de esbeltez acima de 90 (lembrando que o AltoQi Eberick limita a esbeltez dos pilares a 140), a deformação lenta do concreto deverá ser levada em conta.

Esta deformação acarreta uma excentricidade adicional denominada "ecc" que deverá ser acrescentada as demais excentricidades consideradas em pilares.

De acordo com o mesmo critério anteriormente exposto para a excentricidade de 2ª ordem, o Eberick sempre irá considerar as excentricidades devido à fluência, independentemente do índice de esbeltez do pilar.

O valor de " e_{cc} " é dado pela seguinte expressão:

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + ea \right) \left(2,718 \frac{\varphi N_{sg}}{N_e - N_{sg} - 1} \right) \quad (34)$$

Onde

$$N_e = (10 E_{ci} I_c / \ell_e^2) \quad (35)$$

e_a é a excentricidade devida a imperfeições locais (excentricidade acidental), conforme item 11.3.3.4;

M_{sg} e N_{sg} são os esforços solicitantes devidos à combinação quase permanente;

f é o coeficiente de fluência, definido no item A.2.2.3 do Anexo A;

E_{ci} é módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto conforme 8.2.8;

I_c é o momento de inércia da seção de concreto;

ℓ_e é o comprimento equivalente do elemento.

O Eberick supõe que a parcela "M_{sg} / N_{sg}" é igual à proporção "Md/Nd", ou seja, ao valor de "ei". Então, para esta equação, é utilizado o valor de "ei" no centro do pilar.

3.1.7 Excentricidade total

A excentricidade total é diferente ao longo da seção do pilar. Conforme o item 15.8.2 da NBR 6118:2014, não existindo carga transversal aplicada ao longo da barra, pode-se fazer as verificações em três seções críticas:

No topo: $e = e_{itopo} + e_a$

Na base: $e = e_{ibase} + e_a$

No centro: $e = e_{icentro} + e_a + e_2 + e_{cc}$

Neste item define-se o valor de α_b como sendo:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 M_b/M_a \geq 0,40 \quad (36)$$

Onde:

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4 \quad (37)$$

O valor da excentricidade inicial no centro do pilar será:

$$e_{icentro} = \alpha_b M_{1dA} / N_d \quad (38)$$

Sendo $M_{1dA} = M_a$

$$e_{icentro} = (0,6 + 0,4 (M_B/M_A))M_a / N_d = 0,6 M_a/N_d + 0,4 M_b/N_d = 0,6 e_{iA} + 0,4 e_{iB} \quad (39)$$

Caso α_b seja igual a 0,4, aplicando na equação acima, têm-se que $e_{icentro}$ é igual a $0,4e_{iA}$.

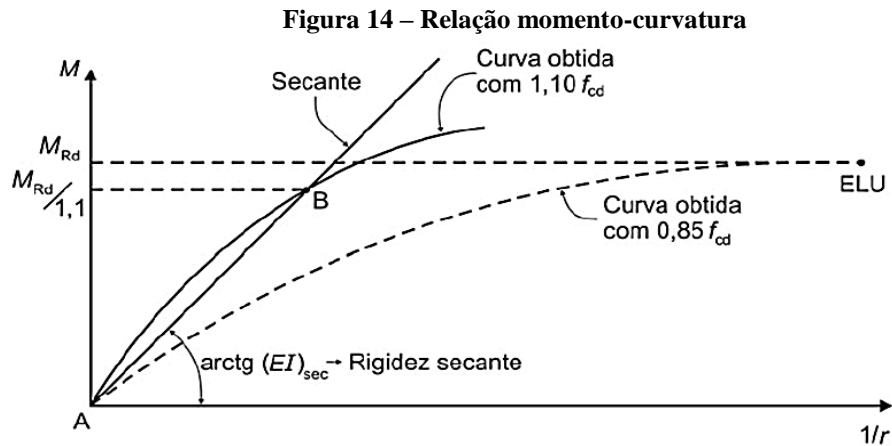
O cálculo do pilar faz-se então com o maior valor calculado para a excentricidade total “e” (nas duas direções).

3.1.8 Método de cálculo de pilares no Eberick

Por padrão, o cálculo dos pilares é realizado pelo programa através do método do pilar padrão com rigidez k aproximada, para pilares retangulares. Já para pilares de seção composta, o cálculo é realizado através do método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

De uma maneira geral, existe uma possibilidade de que o método do pilar-padrão acoplado a diagramas M x N x 1/r apresente resultados de dimensionamento dos elementos distintos dos outros dois disponíveis no programa, pois no método do pilar-padrão com rigidez k aproximada e no método do pilar-padrão com curvatura aproximada, como os próprios nomes dos métodos sugerem, o valor da rigidez é obtido de maneira aproximada,

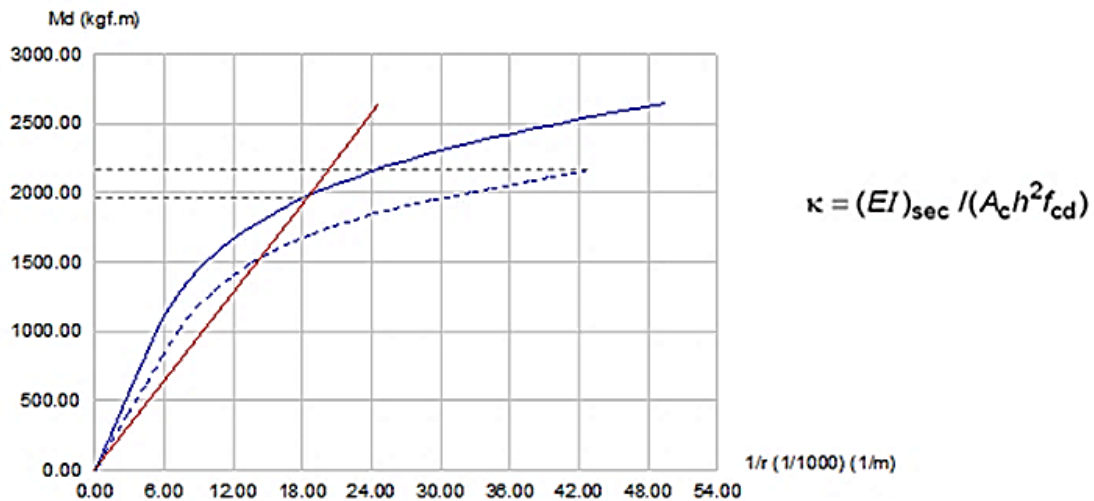
enquanto no método do pilar-padrão melhorado, a rigidez é obtida graficamente, conforme item 15.3.1 da NBR 6118:2014.



Fonte: ABNT, 2014.

As relações entre momento e curvatura podem ser visualizadas nos diagramas apresentados nos relatórios de cálculo dos pilares, disponíveis na janela de dimensionamento dos pilares, menu “Relatórios – Cálculo detalhado”. Onde pode-se observar os diagramas para os casos de Nd Max, Nd mín, para ambas as direções dos pilares.

Figura 15 – Representação gráfica da relação momento-curvatura



Fonte: Suporte AltoQi, 2015

A partir do traçado gráfico desta relação, obtém-se uma rigidez secante adimensional supostamente mais precisa, a qual é aplicada na formulação do método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

3.1.9 Prescrições de cálculo e detalhamento de pilares no Eberick

Aqui são abordados prescrições a serem obedecidas durante as etapas de dimensionamento e detalhamentos de pilares.

3.1.9.1 Dimensões mínimas

O Eberick segue o mesmo apresentado anteriormente, ver 2.7.1, “Dimensões mínimas dos pilares”.

3.1.9.2 Diâmetro e espaçamento das barras longitudinais

Conforme a NBR 6118:2014 o diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10mm nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal.

Evita-se a utilização de barras deformáveis com o objetivo de criar uma armação mais rígida no interior da fôrma, antes e depois da concretagem. O uso de diâmetros pequenos também acarretam uma redução no espaçamento dos estribos, conforme recomendação da NBR-6118:2014, que define um dos valores máximos a serem respeitados em função da bitola longitudinal.

Fica a critério do usuário do Eberick a definição de quais barras serão utilizadas no detalhamento dos pilares.

O espaçamento da armadura longitudinal não deve ser menor que 2 cm, menor que o diâmetro das próprias barras, nem menor que 1,2 vezes a dimensão máxima do agregado. Esta prescrição é de ordem construtiva, visando evitar o surgimento de ninhos de concretagem nos pilares.

O espaçamento da armadura longitudinal no contorno dos pilares não pode ser superior a 40 cm ou duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado.

Tanto o espaçamento máximo quanto o mínimo são verificados pelo Eberick automaticamente. Na verificação do espaçamento máximo, o programa adota mais barras na seção, mesmo não sendo necessário para os esforços aplicados. Para situações em que o espaçamento entre as barras longitudinais seja menor que o mínimo, o elemento apresentará erro.

3.1.9.3 Número mínimo de barras longitudinais

O Eberick adota sempre uma barra por vértice de estribo de forma a garantir a perfeita solidarização entre ambos.

No caso das seções circulares, adota-se um mínimo de 6 barras na seção transversal.

3.1.9.4 Taxa de armadura

A determinação armadura longitudinal mínima e máxima pelo Eberick segue os procedimentos apresentados em 2.7.3.

3.1.9.5 Armaduras transversal

O Eberick determina a bitola mínima e espaçamento máximos utilizando os mesmos procedimentos exibidos em 2.7.4 apresentado no capítulo 2.

Fica a critério do usuário do AltoQi Eberick a definição de quais barras serão utilizadas no detalhamento dos estribos dos pilares, existe a possibilidade de configuração de bitolas menores que 5 mm. A condição da armadura de cisalhamento ser igual ou superior a $\frac{1}{4}$ da longitudinal é verificada pelo programa automaticamente.

3.1.9.6 Proteção contra flambagem da armadura

Os procedimentos do Eberick para proteção contra flambagem segue o mesmo constante em 2.7.5 do capítulo 2.

3.2 SITUAÇÃO PROPOSTA PARA DIMENSIONAMENTO NO EBERICK

3.2.1 Edificação proposta

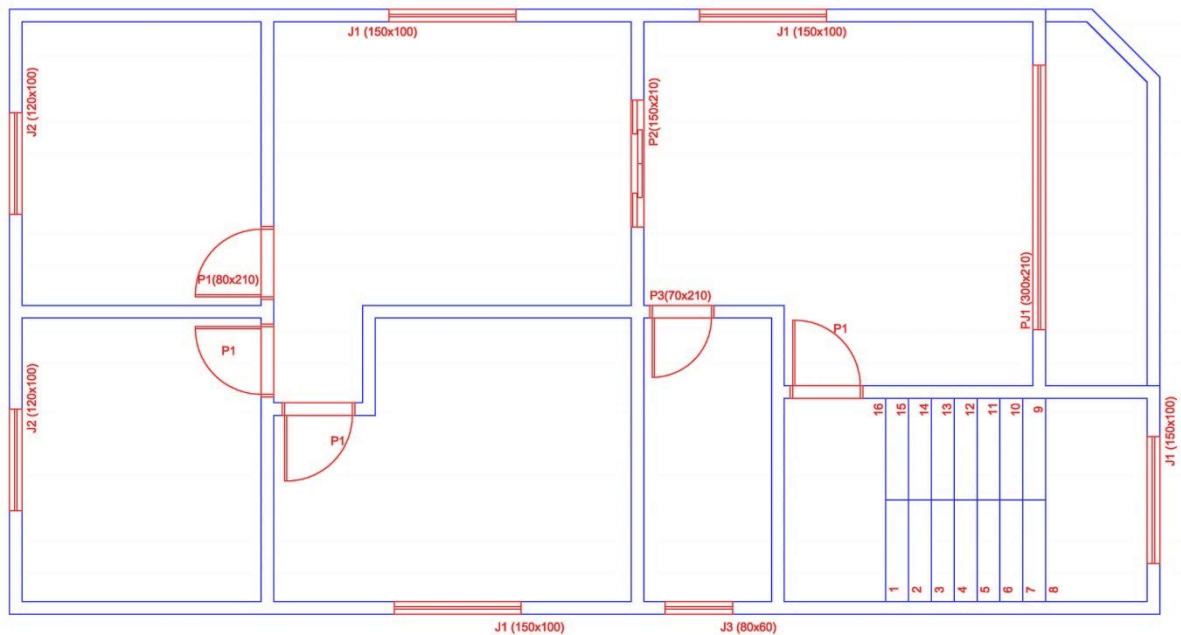
O projeto de arquitetura do estudo foi obtido através do endereço eletrônico <http://www.qisat.com.br>, ambiente virtual de aprendizagem da QiSat, trata-se de uma estrutura hipotética de cinco pavimentos, sendo um pavimento térreo, três pavimentos tipo e um pavimento cobertura. O pé direito entre os pavimentos é de 2,80 metros e a distância estimada até a fundação é de 1,50 metros.

O edifício deste estudo encontra-se no ANEXO A – Projeto de arquitetura.

3.2.2 Lançamento da estrutura

Após prepara a arquitetura, retirando itens desnecessários do projeto como, por exemplo, mobília, cotas, etc., teve-se o início do lançamento do projeto no Eberick.

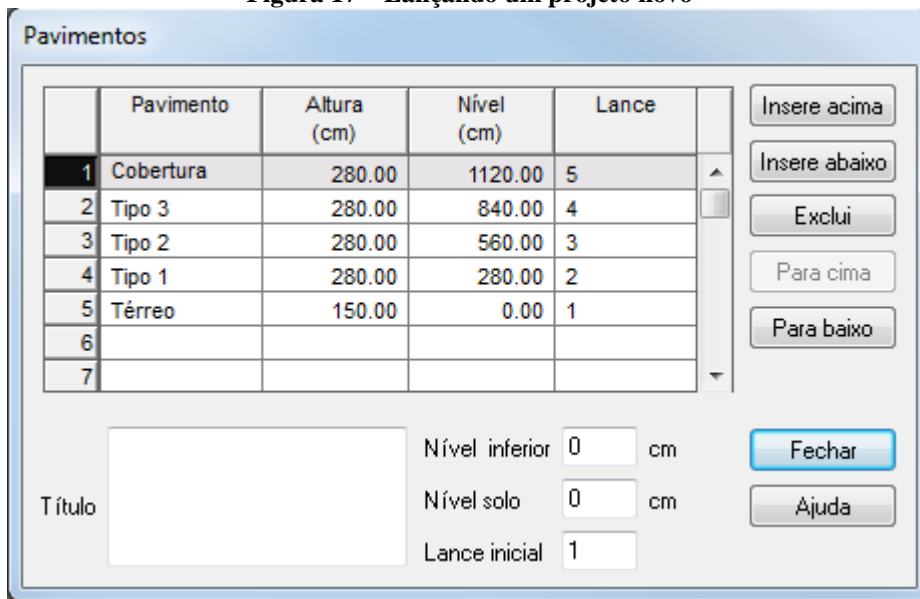
Figura 16 – Projeto de arquitetura



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Já no ambiente gráfico do Eberick, para iniciar o trabalho foi lançar um novo projeto, nele constará informações dos pavimentos do projeto.

Figura 17 – Lançando um projeto novo

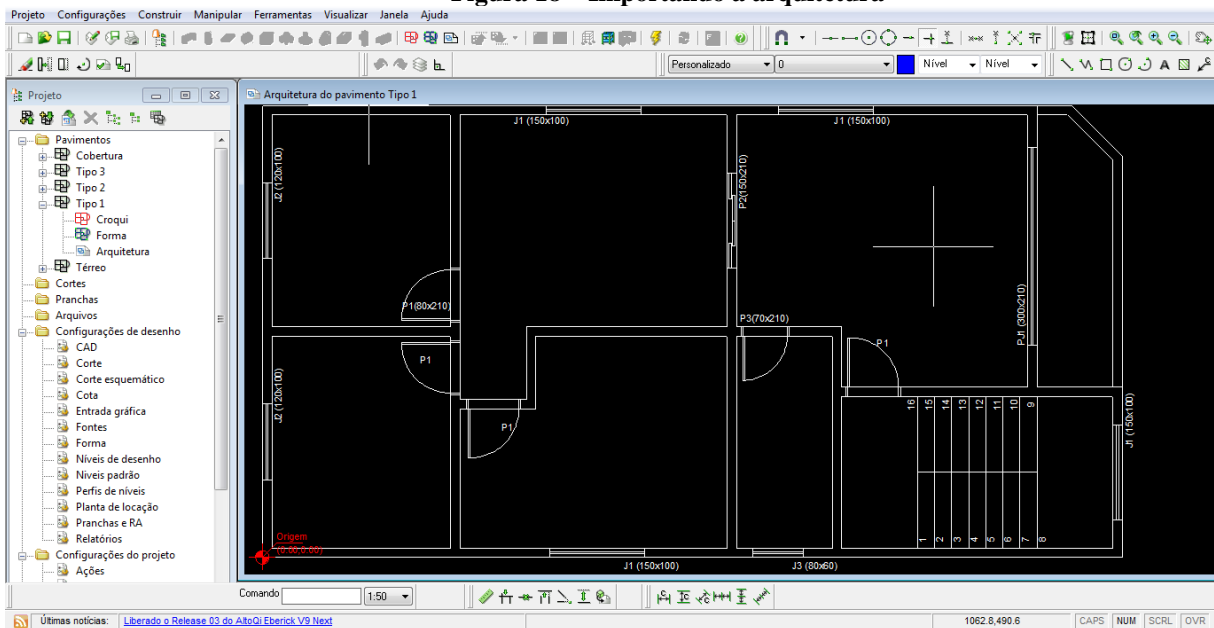


Fonte: Próprio Autor, 2015.

Foi lançado o pavimento térreo, os três pavimentos tipo e a cobertura, totalizando 5 lance.

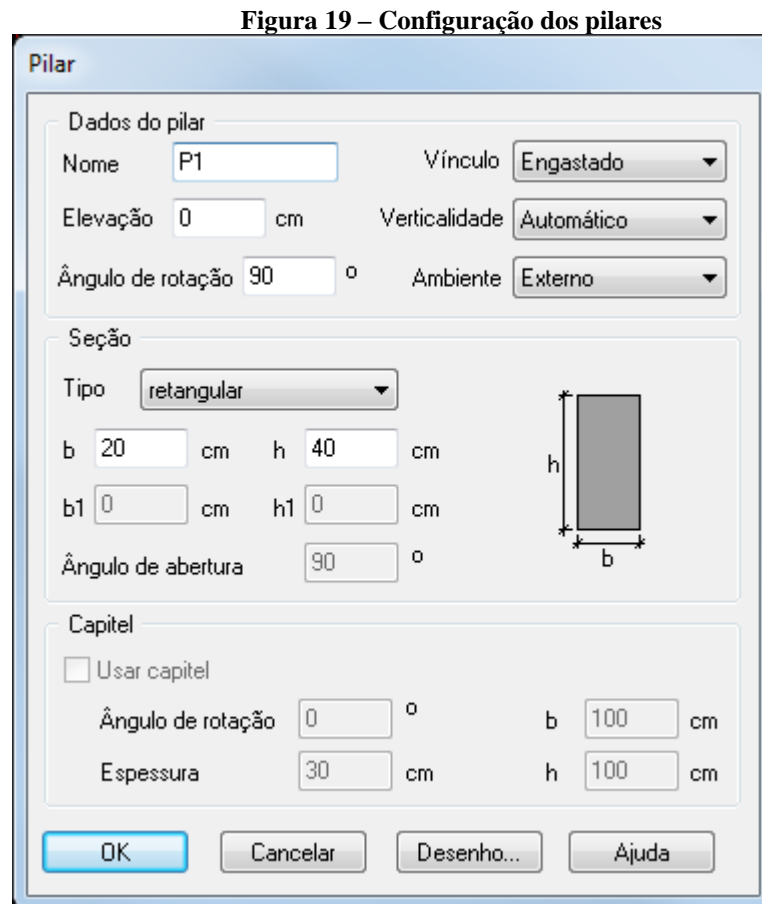
Dando sequência ao lançamento, a arquitetura preparada anteriormente foi importada para o Eberick, para isto na janela projeto foi selecionado o pavimento tipo 1 e na sessão arquitetura foi utilizado o comando Ler DWG/DXF.

Figura 18 – Importando a arquitetura



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Com a arquitetura do projeto já importada para o Eberick e configurada a origem do desenho sendo o canto inferior esquerdo, é o momento de realizar o lançamento dos pilares. Utilizando o comando Elementos, Pilares, Adicionar, os pilares foram adicionados, porém antes foi realizada a configuração dos pilares.

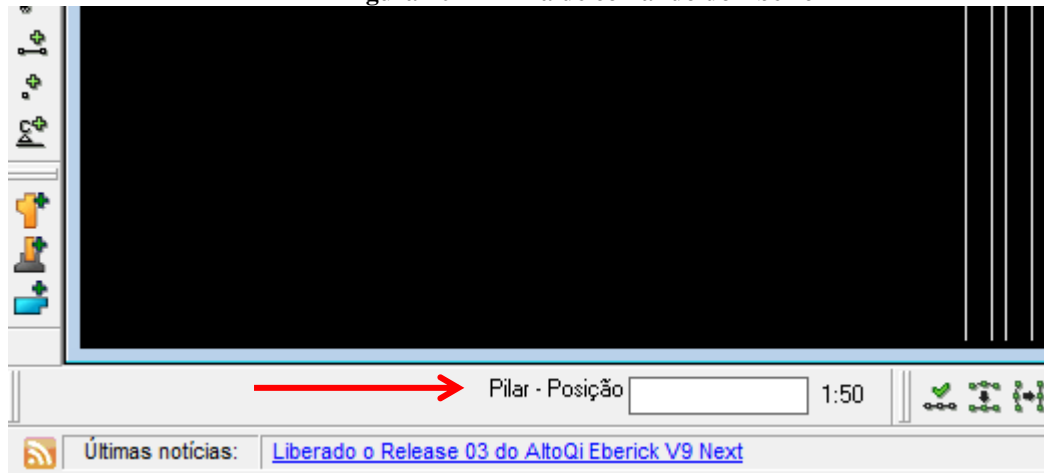


Fonte: Próprio Autor, 2015.

No projeto foi lançando pilares de seção retangular de 20cm por 30cm e 20cm por 40 cm. Conforme observado na figura acima, o programa permite configurar vários parâmetros sobre os pilares que serão lançados. O nome do primeiro pilar foi configurado para P1 e os demais o programa nomeia de forma automática, alternado apenas o número do pilar. É importante observar que o ambiente do pilar também pode ser configurado, com isto o programa realiza cálculos mais precisos resultando em um dimensionamento mais econômico.

Após as configurações do pilar como as dimensões e dados de entrada dos pilares, o programa solicita a posição do pilar, isto é observado na linha de comando do programa localizada na parte inferior da tela. Primeiramente foi lançado os pilares externos, ao redor da estrutura e posteriormente os pilares internos.

Figura 20 – Linha de comando do Eberick

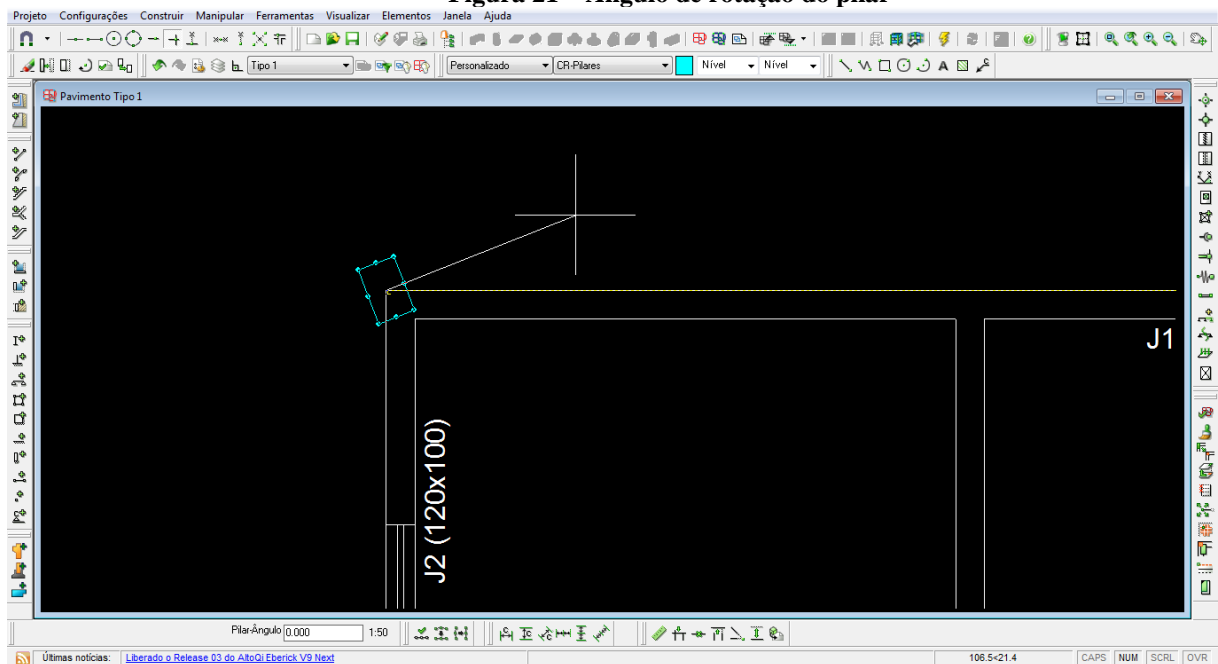


Fonte: Próprio Autor, 2015.

A linha de comando do Eberick sempre identifica o comando ativo apresentando na sua linha de comando o nome do comando e a informação a ser inserida pelo usuário, este recurso auxilia a identificar o que está sendo realizado e facilita a execução dos comandos, uma vez que ele indica o que tem que ser feito.

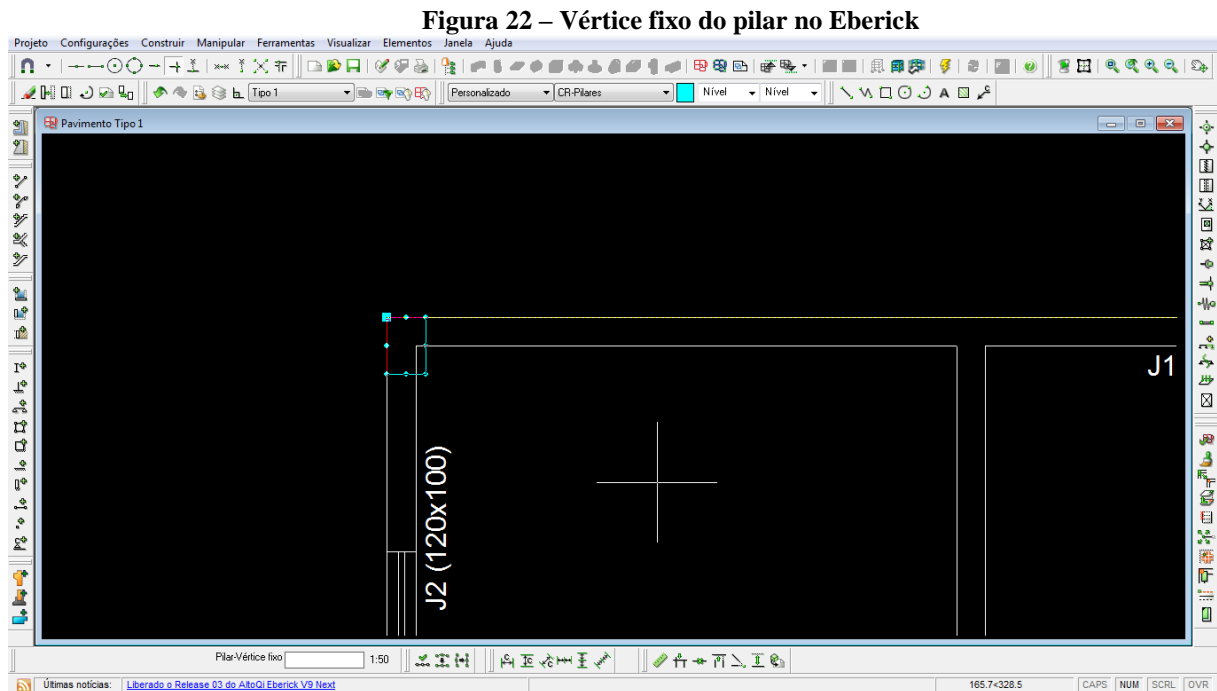
Após definição da posição do pilar, é solicitado que se defina o ângulo de rotação em torno do ponto selecionado, o ângulo pode ser definido digitando no teclado ou informando dinamicamente com alinha defina pelo movimento do mouse.

Figura 21 – Ângulo de rotação do pilar



Fonte: Próprio Autor, 2015.

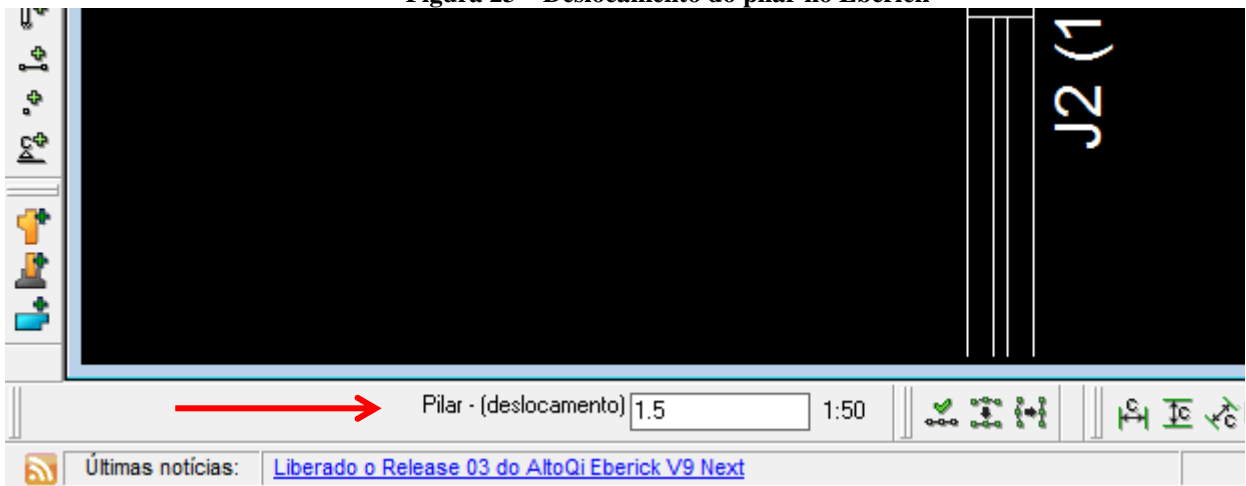
A rotação do pilar foi definida com o valor zero, na sequencia é solicitada a definição de um vértice fixo, onde caso as dimensões do pilar sejam modificadas, o vértice permanecerá sempre na posição original.



Fonte: Próprio Autor, 2015.

O vértice definido do pilar em questão foi o superior esquerdo. A próxima informação solicitada pelo programa é o deslocamento, que simula o reboco da estrutura. O valor de deslocamento do pilar adotado é de 1,5 cm, este valor também já é definido por padrão do programa, evitando de ser informado sempre que um pilar novo for lançado. Nos próximos pilares a serem lançado, apenas pressionando a tecla 'enter' o programa atribui este valor como deslocamento.

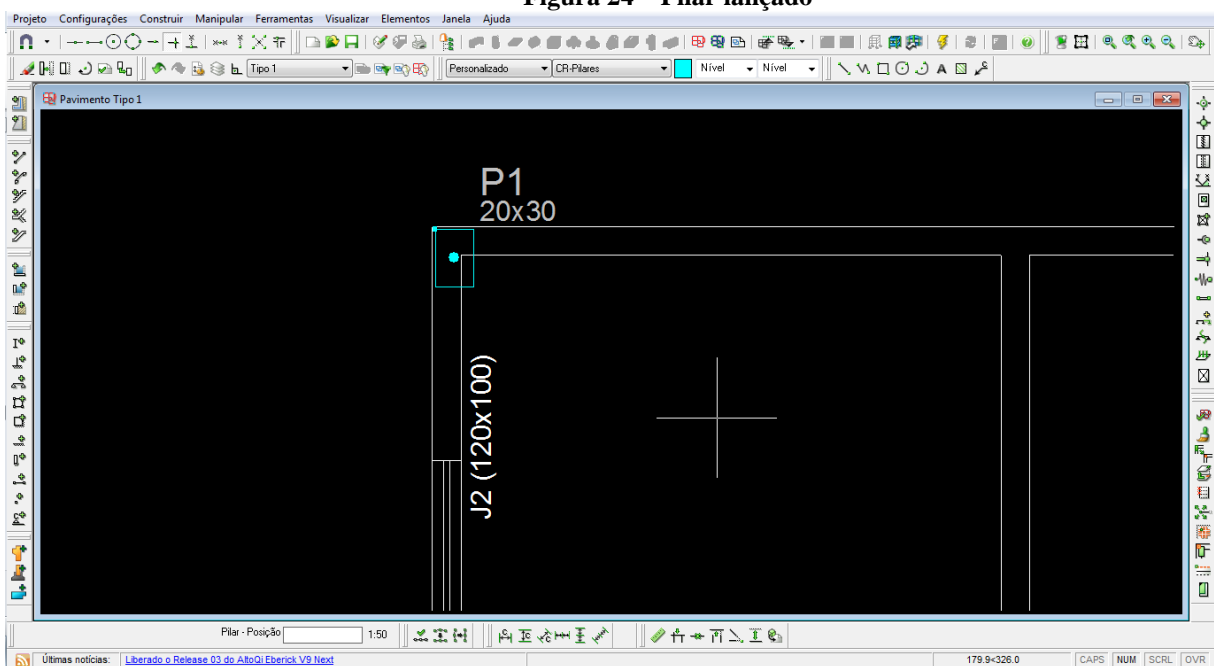
Figura 23 – Deslocamento do pilar no Eberick



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Após a definição do deslocamento, o pilar então é lançado.

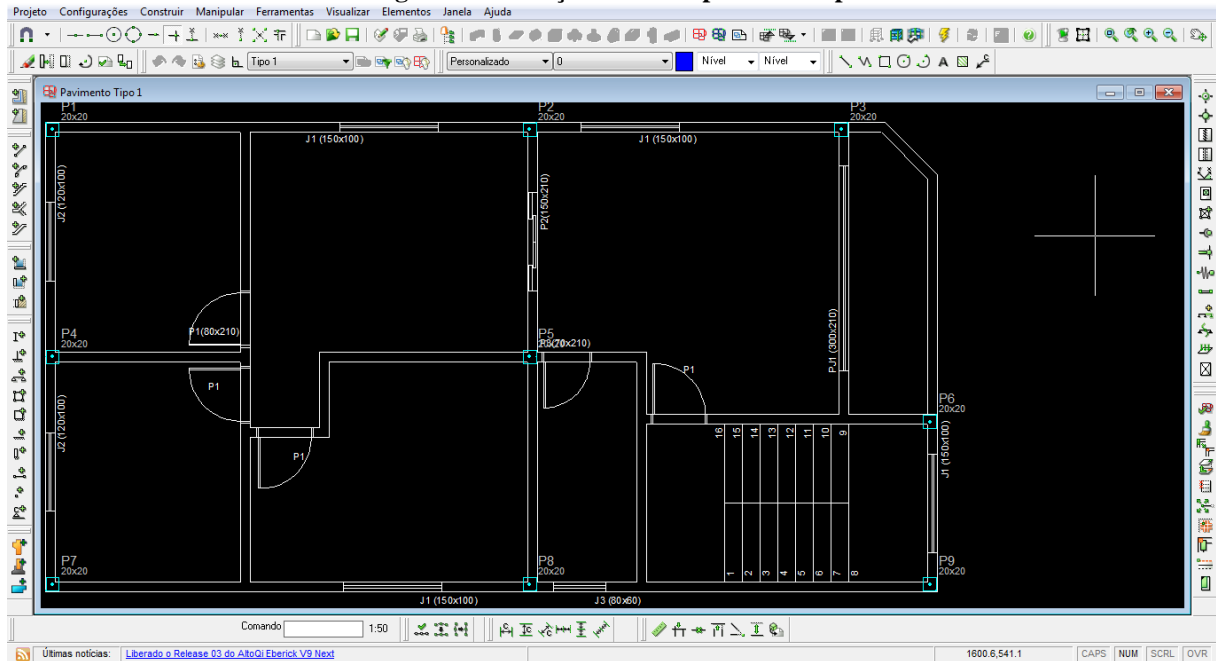
Figura 24 – Pilar lançado



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Foi realizado este mesmo procedimento para cada novo pilar lançando na estrutura. Nesta situação hipotética, onde tem um apartamento por andar, foram lançados nove pilares ao todo. Ao terminar de lançar os pilares, o programa tem o recurso de renumerar os pilares, ao utilizar esta funcionalidade, todos os pilares serão renumerados da esquerda para a direita, de cima para baixo.

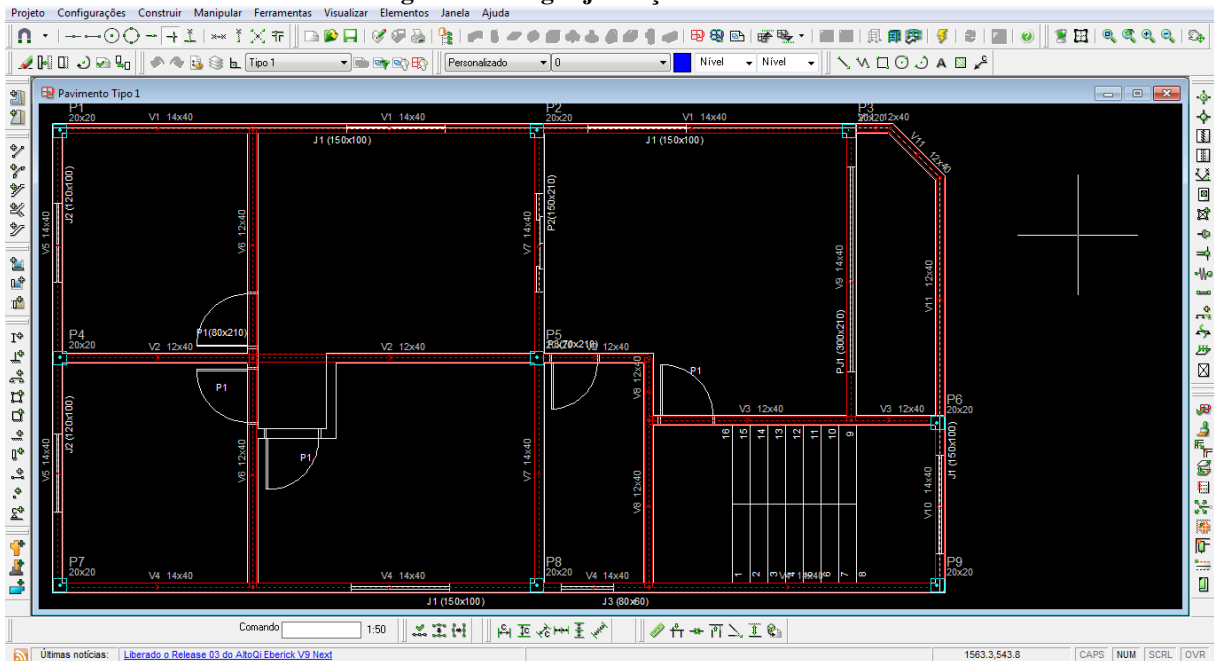
Figura 25 – Lançamento dos pilares do apartamento



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Neste ponto, foi apresentado como lançar um novo projeto no Eberick, importar o projeto de arquitetura, como configurar e lançar os pilares. Com isto, se finaliza o ciclo de lançamento dos pilares de um edifício no Eberick. O próximo passo é o lançamento das vigas, para evitar que este tópico fique extenso e seguindo o foco deste trabalho, os pilares, somente serão apresentados os resultados dos próximos passos do lançamento da estrutura no programa.

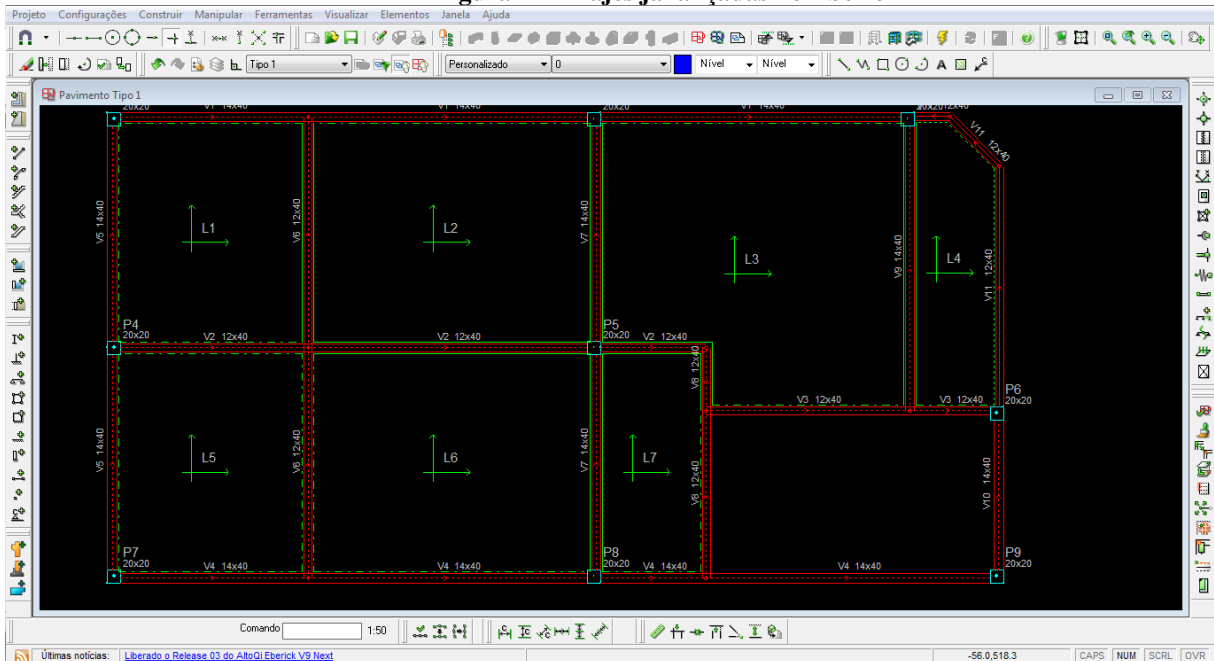
Figura 26 – Vigas já lançadas no Eberick



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Com as vigas já posicionadas corretamente, foi verificado o alinhamento e na sequencia lançado as lajes da estrutura.

Figura 27 –Lajes já lançadas no Eberick

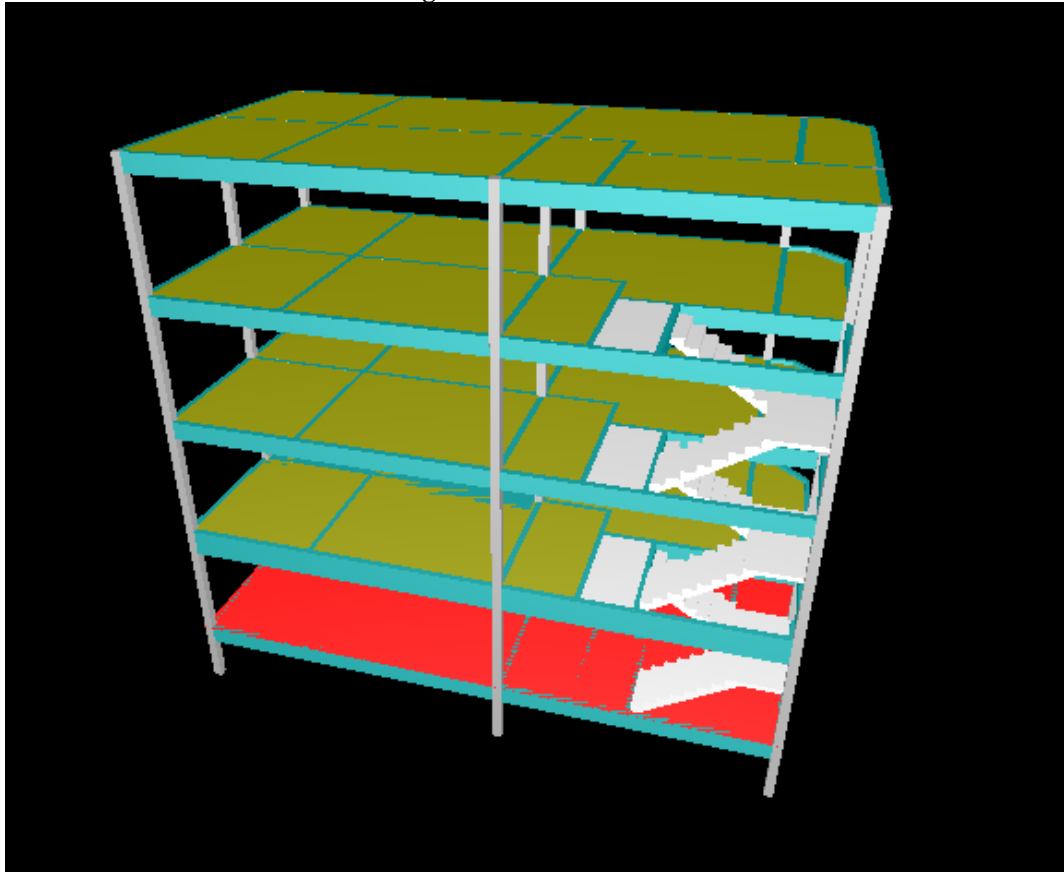


Fonte: Próprio Autor, 2015

Foi-se considerado o valor da carga Acidental e de Revestimento sendo 150 Kg/m^2 e espessura da laje sendo 10 cm. A escada foi lançada no projeto e o lançamento das cargas das

paredes, os vínculos entre os elementos e a verificação do alinhamento dos elementos estruturais dão sequência ao lançamento da estrutura.

Figura 28 – Visão 3D da estrutura



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Para os demais pavimentos, como são pavimentos tipo, foi realizada a cópia da estrutura para estes pavimentos, neles foram ajustados as cargas da estrutura e as vigas do pavimento térreo foram configuradas para em contato com o solo, isto modificará o cobrimento das armaduras, em sequência foi realizado os comandos de verificação estrutural, estes comandos garantem que a estrutura foi lançada de forma correta, evitando por exemplo que um pilar esteja com sua seção desalinha em relação ao outro na mesma prumada ou mesmo a descontinuidade de pilares.

Figura 29 – Configurações de análise

Fonte: Próprio Autor, 2015.

No Eberick temos a possibilidade de configurar parâmetros que permitem que o programa se adeque aos requisitos do projeto e também as preferências do usuário. As configurações de análise permite definir os parâmetros do modelo de cálculo a partir do qual serão obtidos os esforços e deslocamentos da estrutura. Dentro da janela análise, e em processo, é permitido ao usuário selecionar a forma que a estrutura será calculada, sendo por Pórtico Espacial ou Pavimentos Isolados.

Já em materiais e durabilidade, pretende-se caracterizar os parâmetros do concreto e das armaduras para as diversas partes do projeto, bem como os requisitos para garantia da durabilidade da edificação, cobrimento e abertura máxima das fissuras.

Da janela Materiais e Durabilidade, destaca-se a configuração barras, onde é possível definir todas as especificações correspondente aos aços que serão utilizados no projeto.

Figura 30 – Configurações materiais e durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 Cobertura
 Tipo 3
 Tipo 2
 Tipo 1
 Téneo

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada) ...
 Dimensão do agregado: 19 mm
 Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
 Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-25	3 cm	2.5 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	2.5 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		2.5 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-20			3 cm	Bitolas...
Sapatas	C-20			3 cm	Bitolas...
Tubulões	C-20			3 cm	Bitolas...
Muros	C-25			3 cm	Bitolas...
Radier	C-20			3 cm	Bitolas...

Avisos
 Existem 5 problemas nas propriedades definidas
 Detalhes...

Elementos pré-moldados
 Concreto
 Vigas: C-30, Cobrimento (peças externas): 4 cm, Bitolas...
 Pilares: C-30, Cobrimento (peças externas): 4 cm, Bitolas...
 Etapas...
 Tipo: Pré-moldado

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

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Na configuração das barras é apresentada uma lista das bitolas que poderão ser usadas no projeto, assim como determinar o tipo de aço para a bitola, a sua fabricação, se é por rolo ou barra, no caso de rolo pode-se especificar o peso do rolo, o comprimento e o tipo de emenda para a bitola.

Figura 31 – Configurações da Armadura

Armadura							
	Bitola	Ativa	Aço	Fabricação	Comprimento (cm)	Peso do rolo(kg)	Emenda
1	3.2	<input type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma
2	3.4	<input type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma
3	4.0	<input type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma
4	4.2	<input type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma
5	4.6	<input type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma
6	5.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma
7	6.0	<input type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma
8	6.3	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse
9	7.0	<input type="checkbox"/>	CA60	rolo	1200.00	170	nenhuma
10	8.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse
11	10.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse
12	12.5	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse
13	16.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse
14	20.0	<input checked="" type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse
15	22.2	<input type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse
16	25.0	<input type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	traspasse
17	32.0	<input type="checkbox"/>	CA50	barra	1200.00	0	solda

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Para o projeto proposto, foi configurado que o programa utiliza-se somente as barras de 5.0, 6.3, 8.0, 10.0, 12.5, 16.0 e 20.0 milímetros. Este procedimento evita que o programa procure calcular bitolas que não serão utilizadas na obra e reduzindo o tempo gasto com o dimensionamento.

Ainda no processo de configurações de materiais e durabilidade, na janela aberta é possível determinar as bitolas a serem utilizadas para cada um dos elementos estruturais. Nesta janela também é determinada a classe de agressividade conforme a BNR 6118 de 2014. Se houver algum problema nestas configurações, no campo aviso é indicada uma mensagem que há problemas nas propriedades definidas.

Figura 32 – Configurações materiais e durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 Cobertura
 Tipo 3
 Tipo 2
 Tipo 1
 Térreo

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada)
 Dimensão do agregado: 19 mm
 Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
 Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-25	3 cm	2.5 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	2.5 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		2.5 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-20			3 cm	Bitolas...
Sapatas	C-20			3 cm	Bitolas...
Tubulões	C-20			3 cm	Bitolas...
Muros	C-25			3 cm	Bitolas...
Radier	C-20			3 cm	Bitolas...

Elementos pré-moldados

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	
Vigas	C-30	4 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	4 cm	Bitolas...

Tipos: Tipo: Pré-moldado

Avisos
 Existem 5 problemas nas propriedades definidas

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

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Quando há problemas o programa informa e detalha os problemas encontrados na configuração dos materiais e durabilidade, nos detalhes o programa indica para cada problema a qual elemento ser refere, a descrição do problema, o valor adotado e o valor normativo e permite também a correção automática dos erros.

Figura 33 – Aviso de problemas nas configurações

Verificação dos parâmetros

	Elemento	Problema	Valor informado	Recomendação normativa	
1	Pilares (Cobertura)	Resistência do concreto insuficiente para a classe de agressividade definida	200.00	250.00	▲
2	Vigas (Cobertura)	Resistência do concreto insuficiente para a classe de agressividade definida	200.00	250.00	
3	Lajes (Cobertura)	Resistência do concreto insuficiente para a classe de agressividade definida	200.00	250.00	
4	Muros (Cobertura)	Resistência do concreto insuficiente para a classe de agressividade definida	200.00	250.00	
5	Pilares (Cobertura)	Cobrimento (peças externas) insuficiente para a classe de agressividade definida	2.00	3.00	
6	Vigas (Cobertura)	Cobrimento (peças externas) insuficiente para a classe de agressividade definida	2.00	3.00	
7	Lajes (Cobertura)	Cobrimento (peças externas) insuficiente para a classe de agressividade definida	2.00	2.50	
8	Pilares (Cobertura)	Cobrimento (peças internas) insuficiente para a classe de agressividade definida	2.00	2.50	▼

OK Cancelar Ajuda Corrigir

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Uma configuração, que também importante é a de dimensionamento, pois elas refletem itens que alteram a maneira como os elementos estruturais serão dimensionados. Na janela da configuração do dimensionamento é possível determinar especificações para os pilares, vigas, lajes, sapatas e bloco. Na configuração dos pilares, fica disponível a configuração dos estribos, as esperas e os limites, como a Taxa de Armadura Máxima, Dimensões mínimas, entre outros.

Figura 34 – Configurações do dimensionamento dos pilares

Dimensionamento [Pilares]

Pilares Pilares PM Vigas Vigas PM Lajes Sapatas Blocos Muros

Estribos

- Separar trechos com diferença de armadura maior que %
- Espaçamento mínimo cm
- Espaçamento mínimo (topo e base) cm
- Espaçamento múltiplo de ▾
- Tamanho mínimo do(s) trecho(s) cm
- Percentual mínimo em pilares-parede %

Esperas

Tipo ▾ ...

- Permitir bitola menor que superior
- Adotar espera da fundação igual ao pilar superior

Limites

- Taxa de armadura máxima %
- Número máximo de barras numa face de seção
- Seção transversal mínima cm²
- Dimensão mínima cm

Permitir carga nula ou negativa

Usar armadura simétrica para pilares quadrados

Usar armadura simétrica para pilares compostos

Ângulo mínimo para considerar pilar inclinado °

Usar momento mínimo

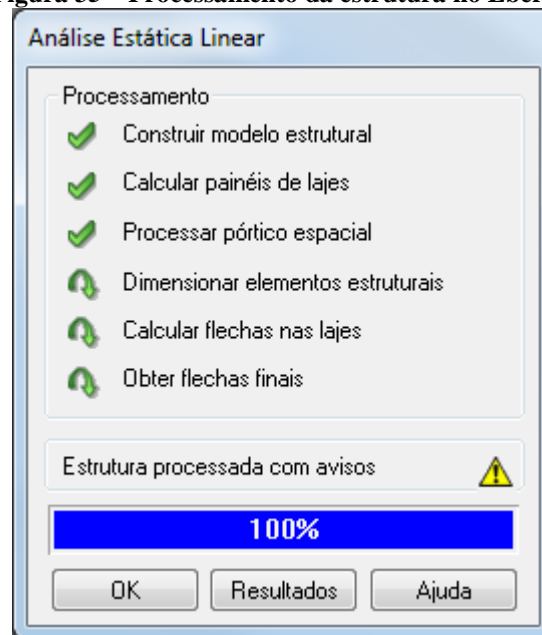
Dispensar imperfeições locais se for atendido

Considerar efeitos localizados de 2ª ordem em pilar parede

Processo ▾

Fonte: Próprio Autor, 2015.

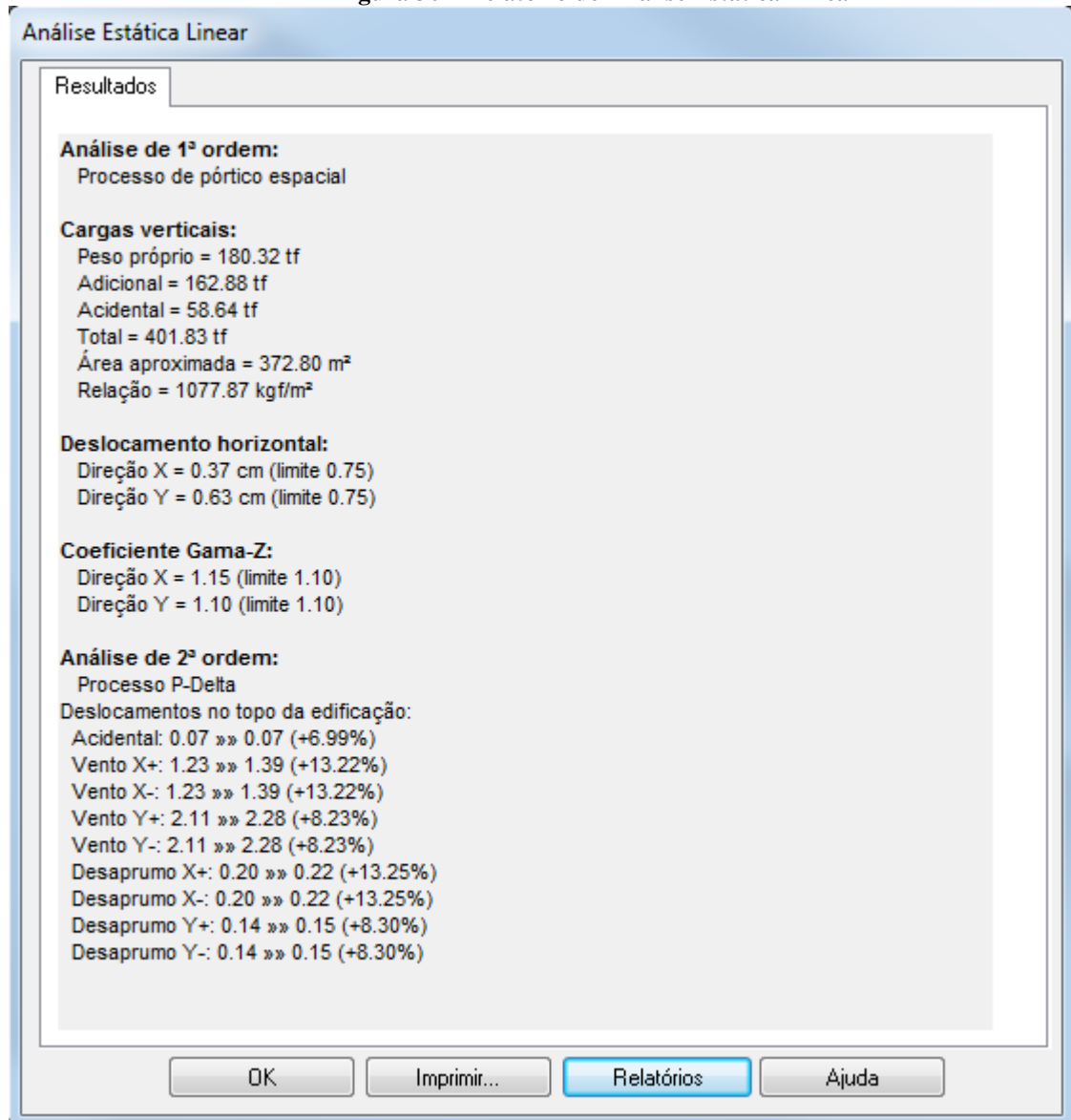
São diversas configurações que o usuário poderá realizar no programa, elas permitem adequação dos valores e parâmetros que o programa irá utilizar para realizar os cálculos do dimensionamento. Após a definição de todas as configurações do projeto, deve-se realizar o processamento da estrutura, que é o processo onde o programa realiza os cálculos e determina o dimensionamento da estrutura lançada.

Figura 35 – Processamento da estrutura no Eberick

Fonte: Próprio Autor, 2015.

A análise da estrutura requer bastante atenção, nela podemos visualizar os resultados dos cálculos, além do comportamento global da estrutura. No final da análise temos disponível um relatório com os resultados da análise estática linear, nele são exibidos os valores totalizados das cargas verticais atuantes e no final os valores do coeficiente Gama-Z para as direções x e y, através do Gama-Z podemos avaliar a tendência da estrutura aos efeitos de segunda ordem globais.

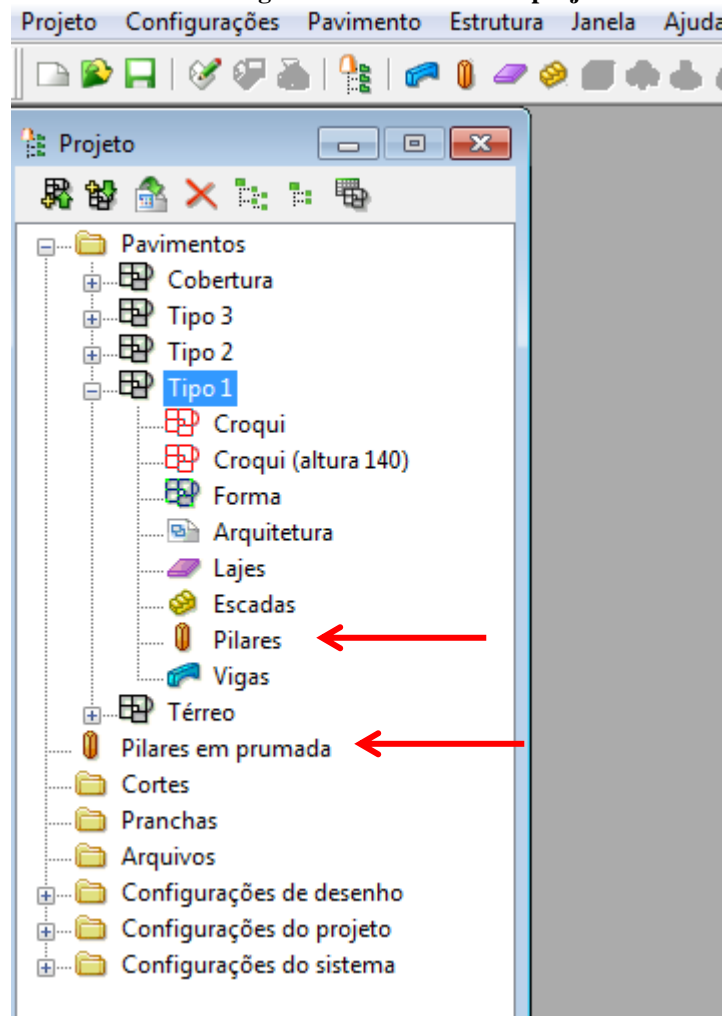
Figura 36 – Relatório de Análise Estática Linear



Fonte: Próprio Autor, 2015.

O Eberick permite realizar a análise detalhada dos elementos estruturais do projeto, assim como o seu dimensionamento e detalhamento. Os pilares podem ser dimensionados de duas formas, analisando por pavimento, onde os pilares são analisados um a um e por lance onde é considerada toda a prumada.

Figura 37 – Elementos do projeto



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Uma das vantagens da utilização do programa, é que ele gera de forma automática o desenho das armaduras do pilar.

Figura 38 – Detalhamento das armaduras do pilar

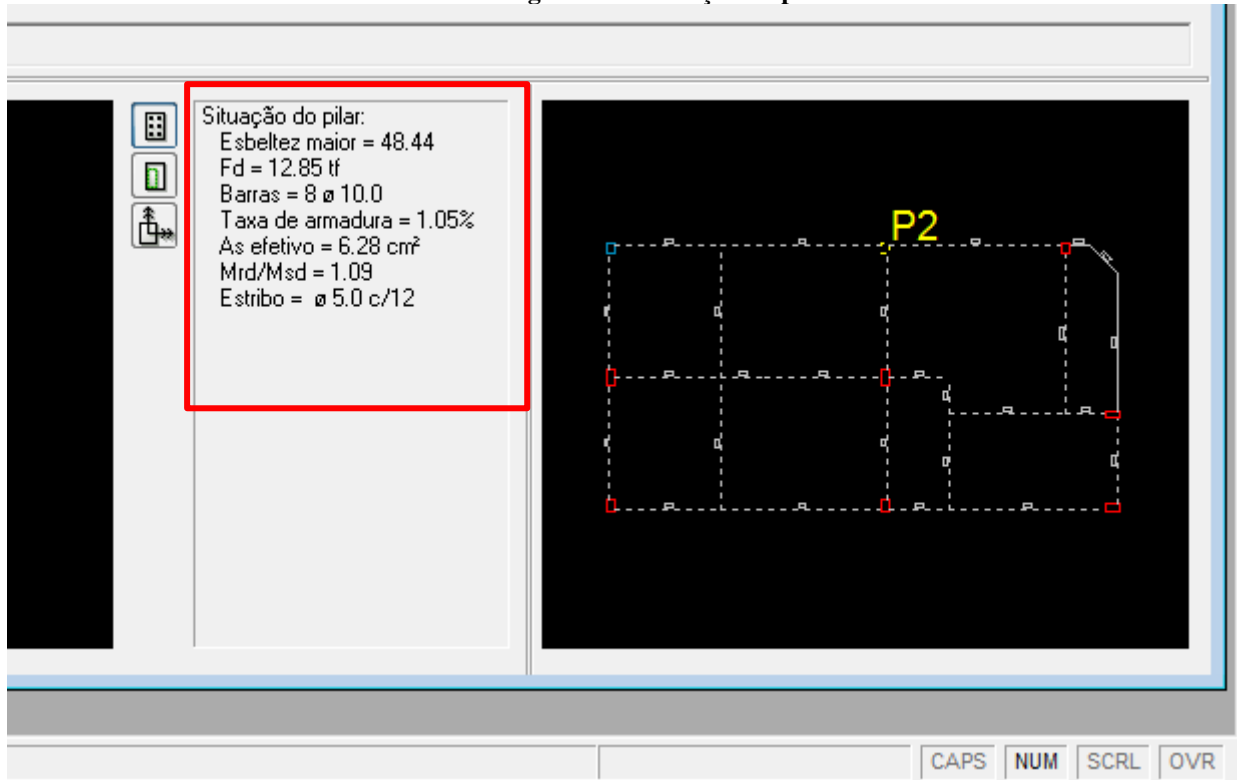
Nome	Lance	Pavimento	Armadura B	Armadura H	Estribo centro	Estribo TB	Processo de cálculo	Status
P1	L5	Cobertura	2 ø 10.0	4 ø 10.0	ø 5.0 c/12		Rigidez aproximada	calculado
P2	L4	Tipo 3	2 ø 10.0	3 ø 10.0	ø 5.0 c/12		Rigidez aproximada	calculado
P3	L3	Tipo 2	2 ø 10.0	5 ø 10.0	ø 5.0 c/12		Rigidez aproximada	calculado
P4	L2	Tipo 1	2 ø 12.5	5 ø 12.5	ø 5.0 c/15		Rigidez aproximada	calculado
P5	L1	Térreo	3 ø 12.5	2 ø 12.5	ø 5.0 c/15		Rigidez aproximada	calculado
P6								
P7								
P8								
P9								

Situação do pilar:
 Esbeltez maior = 48.44
 F_{td} = 12.95 kN
 Barras = 8 ø 10.0
 Taxa de armadura = 1.05%
 A_s seletivo = 6.20 cm²
 M_{rd}/M_{sd} = 1.09
 Estribo = ø 5.0 c/12

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Pode-se observar que no pilar P2 no lance L5 o seu dimensionamento pelo programa resultou em 8 barras de 10.0 mm, além disto, ele exibe os valores dos estribos, taxa da armadura, esbeltes, entre outras informações.

Figura 39 – Situação do pilar



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Além do detalhamento dos elementos estruturais, é possível gerar pranchas com os desenhos, editá-los e gerar também diversos relatórios, como por exemplo o memorial de cálculo, resumo de materiais, entre outros.

Figura 40 – Relatório resumo dos materiais dos pilares

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
Cobertura	Pilares	239.7	1.7	27.4	138.1	
	Total	239.7	1.7	27.4	138.1	0.0
Tipo 3	Pilares	229.1	1.7	27.4	132.0	
	Total	229.1	1.7	27.4	132.0	0.0
Tipo 2	Pilares	308.3	1.7	27.4	177.6	
	Total	308.3	1.7	27.4	177.6	0.0
Tipo 1	Pilares	322.8	1.7	27.4	186.0	
	Total	322.8	1.7	27.4	186.0	0.0
Térreo	Pilares	131.8	0.4	6.8	309.4	
	Total	131.8	0.4	6.8	309.4	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	Pilares	Total
CA50	10.0	478.5	478.5	
CA50	12.5	402.9	402.9	
CA50	16.0	173.6	173.6	
CA60	5.0	176.7	176.7	

	Pilares	Total
CA50	1055.0	1055.0

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Dentre os diversos relatórios que o programa pode produzir, destaco o relatório de Cargas nas Fundações, nele são apresentadas informações como o tamanho da seção e as cargas máximas que serão utilizadas posteriormente neste trabalho.

Tabela 5 – Relatório de cargas nas fundações simplificado

Fundação		Carga (tf)			Carga Máxima (tf)
Nome	Seção (cm)	Peso próprio	Adicional	Acidental	Positiva
P2	20 x 30	21.03	18.32	6.96	49.58
P3	20 x 30	17.41	12.70	4.98	36.18
P5	20 x 40	42.03	35.90	15.79	94.12
P6	20 x 40	15.00	11.95	3.76	41.65
P8	20 x 30	25.96	26.07	8.59	63.98
P9	20 x 40	14.58	13.01	3.60	43.14
P1	20 x 30	12.50	12.10	3.92	33.08
P4	20 x 40	20.69	20.84	7.25	49.73
P7	20 x 30	11.11	11.99	3.78	31.49
TOTAL:		180.32	162.88	58.64	401.83

Fonte: Próprio Autor.

Podemos observar que o processo de dimensionamento, cálculo e detalhamento da estrutura com a utilização do programa computacional é realizado de forma simplificada, uma

das vantagens da utilização do Eberick é a praticidade do dimensionamento, análise e detalhamento da estrutura que no final do processo já fica disponível para a impressão.

A utilização deste método reduz o tempo que o engenheiro gasta no dimensionamento da estrutura, agilizando o processo de elaboração do projeto.

4 MÉTODO ACADÊMICO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para o dimensionamento pelo método teórico aprendido no âmbito e que será comparado com os resultado obtidos pelo Eberick, será utilizado algumas informações obtidas pelo primeiro dimensionamento, como por exemplo a carga nas fundações. Serão dimensionados três pilares, o P5, P4 e P9, sendo respectivamente pilar intermediário, extremidade e canto.

4.1 PILAR INTERMEDIÁRIO – P5

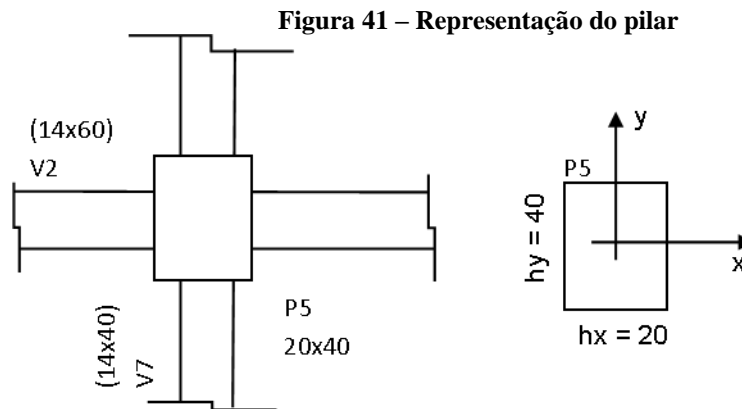
Para o dimensionamento do pilar P5, será considerado as seguintes informações que também foram utilizadas pelo Eberick.

Tabela 6 – Informações do pilar P5

Concreto	Aço	Cobrimento	Nk	d'x = d'y
C 30	CA-50	3 cm	94.12 tf \approx 923 kN	4 cm

Fonte: Próprio Autor, 2015.

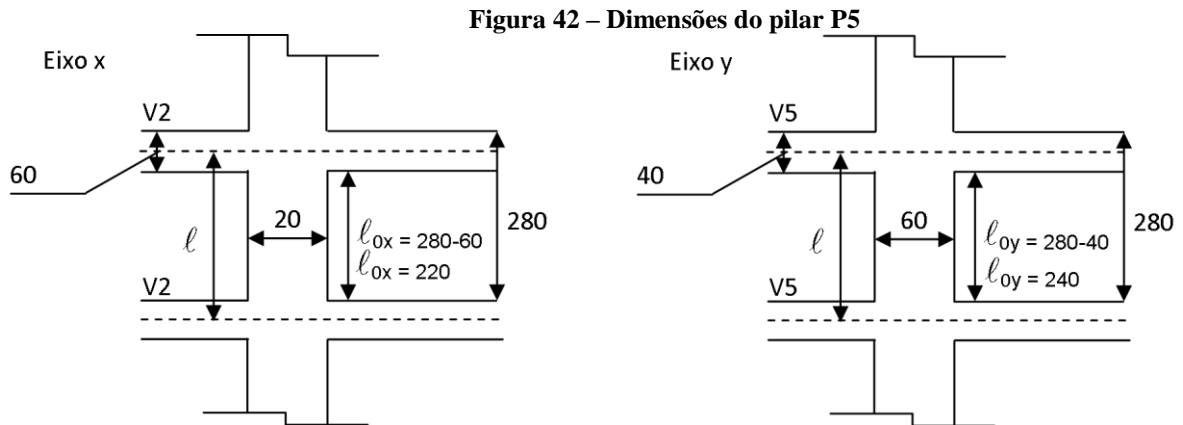
A Figura 41 indica as dimensões do pilar P5.



Fonte: Próprio Autor, 2015.

4.1.1 Dimensões

A representação do pilar P5 pode ser visualizada na Figura 42.



Fonte: Próprio Autor, 2015.

4.1.2 Determinação de l_{ex} e l_{ey}

Conforme representação do pilar, notamos que trata-se de um pilar interno, neste caso considera-se o método do pilar padrão com curvatura aproximada. A distância vertical entre os níveis dos pavimentos é de 280 cm e a força normal características e $N_k = 923$.

Após análise do pilar a ser dimensionado, devemos calcular o valor de l_e , nas duas direções, x e y. O valor de l_e significa comprimento equivalente do pilar e será utilizado posteriormente. O valor de l_e é calculado conforme disposto no item 15.6 da NBR 6118 de 2014 e exibido na expressão 1 deste trabalho. Para a direção do eixo x temos:

$$l_{0x} + hx = 220 + 20 = 240$$

$$l = 280$$

Com posse destes resultados e observando o disposto no item 2.2, devemos adotar o menor valor entre os dois, portanto:

$$240 \leq 280 \rightarrow l_{ex} = 240 \text{ cm}$$

Seguindo a mesma sequencia, neste pilar para a direção do eixo y temos:

$$l_{0y} + hy = 240 + 40 = 280$$

$$l = 280$$

Portanto definimos o valor de l_{ey} sendo:

$$280 \leq 280 \rightarrow l_{ey} = 280 \text{ cm}$$

4.1.3 Determinação do índice de esbeltez

O índice de esbeltez é calculado conforme o item 2.3, nas duas direções, x e y e utilizando os valores obtidos anteriormente em 4.1.1.

Considerando o eixo x para λ_x temos:

$$\lambda_x = \frac{3,464 \cdot 240}{20} = 41,57$$

Para a direção do eixo y, observando o valor de ℓ_{ey} temos:

$$\lambda_y = \frac{3,464 \cdot 280}{40} = 24,22$$

4.1.4 Classificação do pilar

Sendo a excentricidade inicial na direção x igual a zero e momento em a igual a momento em b, sendo zero, o valor de α_b assumido é 1,0, conforme item 2.3.1. As excentricidades são igual a zero por o pilar em estudo se tratar de um pilar interno.

$$e_{ix} = 0$$

$$M_A = M_B = 0 \rightarrow \alpha_b = 1,0$$

É preciso obter o valor de referência, conforme item 2.3.1, para que se possa comparar e classifica o pilar. Em observância a isto, temos o valor de referencia determinado em:

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \frac{0}{20}}{1,0} = 35$$

Conforme restrição indicada em 2.3.1, o valor de λ_1 para a direção x adota-se o mínimo que é 35.

$$\lambda_{1x} = 35 < \lambda_x = 41,57 < 90$$

Pilar classificado como medianamente esbelto na direção x, neste caso, devemos considerar o efeito de segunda ordem nesta direção.

Para a direção y, como o índice de esbeltez é menor que o valor mínimo de 35, não há a necessidade de calcular λ_{1y} o valor adotado será 35, classificando o pilar como pilar curto.

$$\lambda_y = 24,22 < 35$$

$$e_{2y} = 0$$

Considerando que o pilar é curto na direção y, não há a necessidade de considerar o efeito de segunda ordem nesta direção.

4.1.5 Excentricidade acidental

A excentricidade acidental é calculada conforme o disposto em 2.4, com isto resultaram para o eixo x:

$$\theta_{1x} = \frac{1}{100\sqrt{2,40}} = 0,00645 \geq \frac{1}{300} = 0,00333$$

$$\theta_{1x} = 0,00645$$

O valor de θ_{1x} é o menor entre os dois calculados acima, com isto é assumido o valor de 0,00645 para θ_{1x} . Logo a excentricidade acidental é determinada conforme a expressão 13, onde o valor de ℓ_e foi informado em centímetros na fórmula.

$$e_{ax} = 0,00645 * \frac{240}{2} = 0,77 \text{ cm}$$

O valor mínimo é determinado sendo:

$$e_{1\min,x} = 1,5 + 0,03 * 20 = 2,1 \text{ cm}$$

Observamos que devemos adotar o valor mínimo, pois o valor calculado é inferior ao mínimo, com isto o valor de e_{1x} é determinado em 2,1 cm.

$$0,77 \text{ cm} < 2,1 \text{ cm} \rightarrow e_{1x} = 2,1 \text{ cm}$$

Analogamente para o eixo y, temos:

$$\theta_{1y} = \frac{1}{100\sqrt{2,80}} = 0,00598 \geq \frac{1}{300} = 0,00333$$

$$\theta_{1y} = 0,00598$$

A excentricidade acidental para direção do eixo y resulta em:

$$e_{ay} = 0,00598 * \frac{280}{2} = 0,84 \text{ cm}$$

$$e_{1\min,y} = 1,5 + 0,03 * 40 = 2,7 \text{ cm}$$

$$0,84 \text{ cm} < 2,7 \text{ cm} \rightarrow e_{1y} = 2,7 \text{ cm}$$

O valor definido para e_{1y} é 2,7 cm, pois na análise acima o valor calculado é inferior ao mínimo.

4.1.6 Excentricidade de 2º ordem

O cálculo da excentricidade de segunda ordem segue o prescrito em 2.5, para obtenção da excentricidade seguimos a seguinte rotina.

a) Força normal

$$v = \frac{1292,2 * 1000}{800 * 2,14 * \frac{30}{1,4}} = 0,75 > 0,5$$

b) Determinar N_d

$$N_d = 1,0 * 1,4 * 923 = 1292,2 \text{ KN}$$

c) Determinar a excentricidade de segunda ordem na direção x

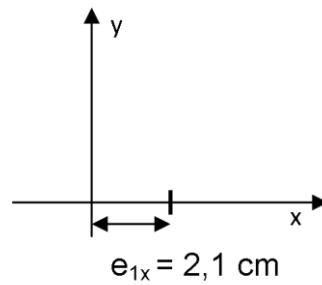
$$e_{2x} = \frac{240^2}{10} * \frac{0,005}{20 * (0,75 + 0,5)} = 1,15 \text{ cm} \leq \frac{240^2}{10} * \frac{0,005}{40} = 1,44 \text{ cm}$$

$$1,15 \text{ cm} \leq 1,44 \text{ cm} \rightarrow e_{2x} = 1,15 \text{ cm}$$

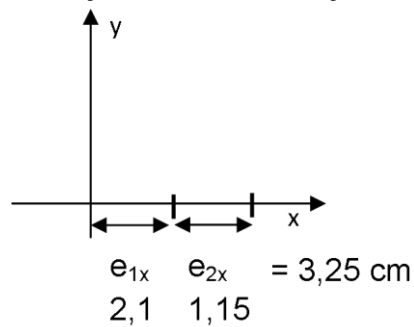
Conforme demonstrado acima, devemos adotar o menor valor entre os dois calculados, com isto o valor de e_{2x} foi de 1,15 cm.

4.1.7 Situações de cálculo

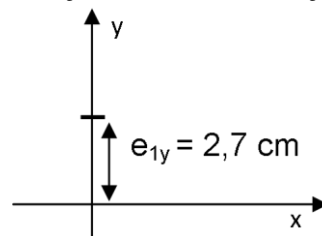
Para o cálculo das áreas das armaduras, deve-se realizar os desenhos das situações do projeto, com este procedimento as situações de cálculo ficam definidas e a área das armaduras poderá ser determinada.

Figura 43 – Situação de Cálculo – Direção X: Extremidade

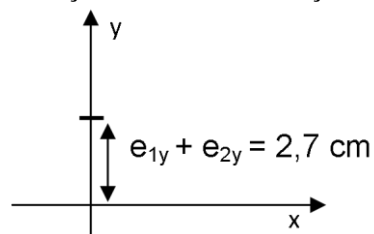
Fonte: Próprio Autor, 2015.

Figura 44 – Situação de Cálculo – Direção X: Intermediária

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Figura 45 – Situação de Cálculo – Direção Y: Extremidade

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Figura 46 – Situação de Cálculo – Direção Y: Intermediária

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Na situação de cálculo da direção x na extremidade não se considera o valor de e_{2x} , pois se trata de extremidade, considerando somente o valor de e_{1x} . Devemos adotar a situação mais desfavorável para o arranjo final da armadura.

4.1.8 Armaduras do pilar

Para os cálculos das áreas das armaduras foi utilizado os ábacos de Venturini (1987) para a flexão normal composta. Para determinação da direção do eixo x temos:

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4}{40} = 0,20$$

$$v = 0,75$$

$$\mu = v * (e_x/h_x) = 0,12$$

Com a determinação destes valores, inicialmente escolhe o ábaco A-4 [Venturini, 1987], onde para $d'/h_x = 0,20$, resulta a taxa geométrica de armadura igual a:

$$\omega = 0,28$$

Com isto podemos calcular a área das barras, sendo:

$$A_{sx} = \frac{\omega * (350 * 600) * \frac{30}{1,4}}{\frac{500}{1,15}} = 1104 \text{ mm}^2 \rightarrow 11,04 \text{ cm}^2$$

Conforme o ábaco A-4 [Venturini, 1987], a área de aço representa:

$$12,5 \text{ mm} \rightarrow 11,04 / 1,23 = 9 \text{ barras} \rightarrow 10 \text{ barras}$$

Seguindo o mesmo procedimento para o eixo y, temos:

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{4}{40} = 0,10$$

$$v = 0,75$$

$$\mu = v * (e_x/h_x) = 0,05$$

Ábaco escolhido foi o A-02 [Venturini, 1987], resultando em uma taxa geométrica de armadura igual a:

$$\omega = 0,05$$

A área das barras é determinada por:

$$A_{sy} = \frac{\omega \cdot (350 \cdot 600)^{\frac{30}{1,4}}}{\frac{500}{1,15}} = 197,14 \text{ mm}^2 \rightarrow 1,97 \text{ cm}^2$$

Como A_{sy} é menor que A_{sx} , adota-se o maior valor.

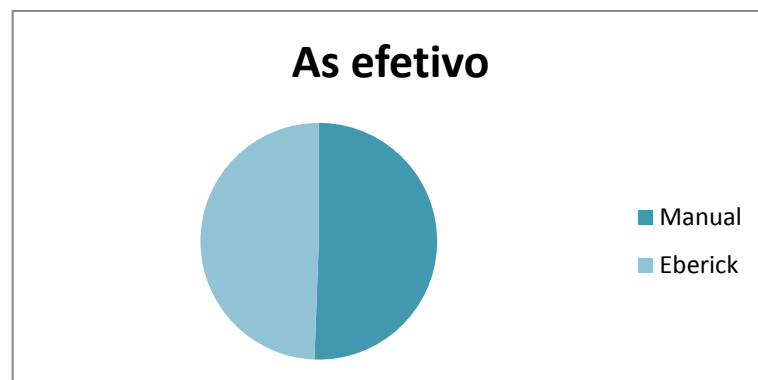
$$A_{sx} = 11,04 \geq A_{sy} = 1,97 \rightarrow A_{sx} = 11,04$$

$$A_{s,efe} = 4 * 3,14 = 12,56 \text{ cm}^2$$

Barras = 10 \emptyset 12,5

Com o número de barras determinado podemos realizar a comparação do resultado obtido com o resultado do Eberick.

	Barras	As efetivo	Concreto	Aço
Manual	10 \emptyset 12,5	12,56 cm ²	C 30	CA-50
Eberick	10 \emptyset 12,5	12,27 cm ²	C 30	CA-50



Podemos perceber que a área de aço pelo método manual é um pouco maior que a determinada pelo Eberick, em ambos são utilizadas 10 barras de 12,5

4.2 PILAR DE EXTREMIDADE – P4

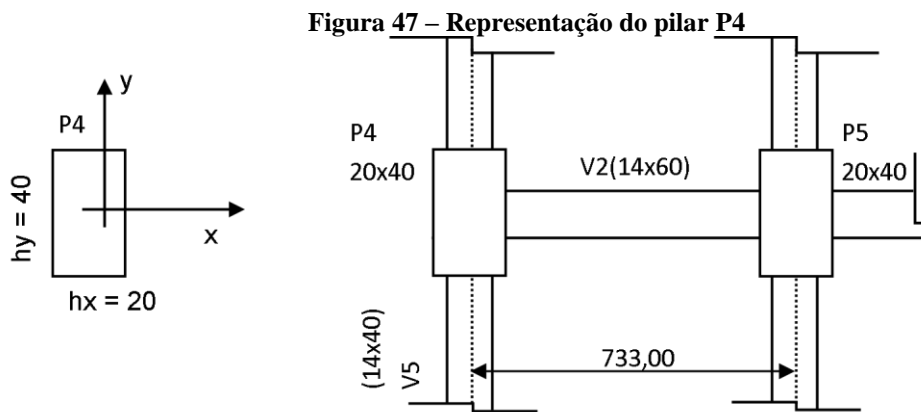
Para o dimensionamento do pilar P4, será considerado as seguintes informações. A distância entre os níveis dos pavimentos é de 2,80 metros.

Tabela 7 – Informações do pilar P4

Concreto	Aço	Cobrimento	Nk	d'
C 30	CA-50	3 cm	49.73 tf \approx 487.68 kN	4 cm

Fonte: Próprio Autor, 2015.

A Figura 47 indica as dimensões do pilar P4.



medidas em cm

Fonte: Próprio Autor, 2015.

A força normal de cálculo é definida sendo:

$$N_d = 1,4 * 487,68 = 682,75 \text{ kN}$$

4.2.1 Determinação de l_{ex} e l_{ey}

a) direção do eixo x:

$$l_{0x} = 280 - 60 = 220 \text{ cm}$$

$$l_{ex} = l_{0x} + h_x = 220 + 20 = 240 \text{ cm}$$

$$l_x = 280 \text{ cm}$$

O valor do comprimento equivalente na direção do eixo x é:

$$l_{ex} = 240 \text{ cm}$$

b) direção do eixo y:

$$l_{0y} = 280 - 40 = 240 \text{ cm}$$

$$l_{ey} = l_{0y} + h_y = 240 + 40 = 280 \text{ cm}$$

$$l_y = 280 \text{ cm}$$

O valor do comprimento equivalente na direção do eixo y é:

$$l_{ey} = 280 \text{ cm}$$

4.2.2 Vão efetivo da viga V2

Analisando a Figura 47 podemos determinar:

$$\ell_{0,viga} = 733 - \frac{20}{2} - \frac{20}{2} = 713 \text{ cm}$$

A medida a_1 em relação ao pilar P4 é:

$$a_1 = (h_{x,P4} / 2) = 10 \text{ cm}$$

$$a_1 = 0,3 * h_{2,V2} = 18 \text{ cm}$$

Portanto a_1 é definido sendo 10 cm, o menor valor calculado.

$$a_1 = 10 \text{ cm}$$

Analogamente a_2 para o pilar P5 é:

$$a_2 = (h_{x,P5} / 2) = 10 \text{ cm}$$

$$a_2 = 0,3 * h_{2,V2} = 18 \text{ cm}$$

Portanto

$$a_2 = 10 \text{ cm}$$

Com estes valores o vão efetivo é determinado sendo:

$$\ell_{ef,V2} = 713 + 10 + 10 = 733 \text{ cm}$$

4.2.3 Momento fletor atuante no pilar P4

Para a determinação do momento fletor é preciso calcular as rigidez dos tramos superiores e inferiores do pilar e do primeiro tramo da viga V2 que está vinculado ao pilar.

O momento de engastamento é definido sendo:

$$M_{eng} = \frac{q * l^2}{12} = 8507,07 \text{ kN}$$

Como as seções transversais dos tramos inferior e superior são iguais, temos:

$$r_{inf} = r_{sup} = \frac{3 * \left(\frac{b * h^3}{12}\right)}{\frac{lex}{2}} = 667 \text{ cm}^3$$

Com as dimensões da viga, a rigidez resulta em:

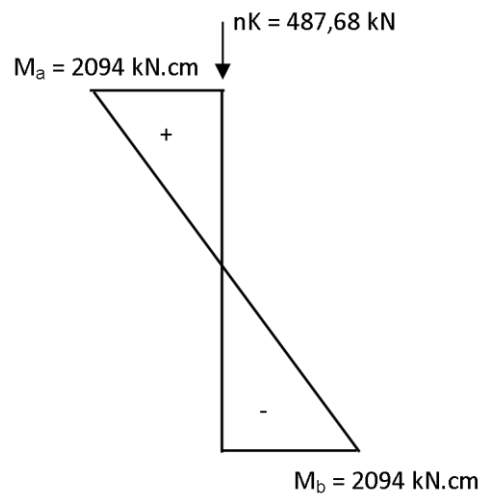
$$r_{viga} = \frac{4 * \frac{b * h^3}{12}}{l_{viga}} = 1375,17 \text{ cm}^3$$

Portanto, os momentos fletores do tramo resulta em:

$$M_{sup} = M_{eng} * (r_{sup} / r_{viga} + r_{sup} + r_{inf}) = 2094 \text{ kNcm}$$

Como não há mudanças na seção transversal M_{inf} é igual a M_{sup} .

Figura 48 – Diagrama de momentos fletores no pilar P4



Fonte: Próprio Autor, 2015.

4.2.4 Excentricidade inicial no pilar P4 na direção x

A excentricidade inicial do topo em x é:

$$e_{iAx} = M_{di,A} / N_d = 4,294 \text{ cm}$$

Onde:

$$M_{di,A} = 1,4 * 2094 = 2931,6 \text{ kN.cm}$$

Na seção da base a excentricidade inicial é dada por:

$$e_{iBx} = e_{iAx} = 4,294 \text{ cm}$$

A excentricidade na seção intermediária na direção x é determinada sendo:

$$e_{iCx} \geq \begin{cases} 0,6 * e_{iAx} + 0,4 * e_{iBx} = 0,859 \\ 0,4 * e_{iAx} = 1,717 \end{cases}$$

Portanto a excentricidade na seção intermediária na direção x é:

$$e_{iCx} = 1,72 \text{ cm}$$

4.2.5 Excentricidade acidentais no pilar P4

A excentricidade acidental é calculada conforme o item 2.4, portanto:

$$e_a = \theta_1 * l/2$$

Para a direção x temos:

$$\theta_{1x} = 1 / (100 * \sqrt{lex}) = 0,00645 \text{ rad}$$

Observando que o valor mínimo de θ_{1x} é:

$$\theta_{1,\text{mín}} = \frac{1}{300}$$

A excentricidade acidental na direção x é:

$$e_{ax} = 0,77 \text{ cm}$$

Analogamente para o eixo y temos:

$$\theta_{1y} = 1 / (100 * y) = 0,00598 \text{ rad}$$

Com isto determinamos

$$e_{ay} = 0,84 \text{ cm}$$

4.2.6 Excentricidades mínimas

O cálculo da excentricidade mínima ocorre sendo:

$$e_{1,\text{min}} = 0,015 + 0,03 * h$$

Desta forma para o eixo x temos:

$$(e_{1,\text{min}})_x = 2,1 \text{ cm}$$

E para a direção do eixo y tem-se:

$$(e_{1,\text{min}})_y = 2,7 \text{ cm}$$

Com o valor das excentricidade calculado em 4.2.4 e as excentricidades mínimas, temos:

a) extremidades: topo e base

$$e_{1x} = e_{iA} = 4,294 \text{ cm} > (e_{1,\text{min}})_x = 2,1 \text{ cm} \rightarrow e_{1x} = 4,29 \text{ cm}$$

$$e_{1y} = 0 \text{ cm} > (e_{1,\text{min}})_y = 2,7 \text{ cm} \rightarrow e_{1y} = 2,7 \text{ cm}$$

b) seção intermediária

$$e_{1x} = 0,77 + 1,72 = 2,49 \text{ cm} < 4,29 \rightarrow e_{1x} = 4,29 \text{ cm}$$

$$e_{1y} = 0,84 < 2,7 \text{ cm} \rightarrow e_{1y} = 2,7 \text{ cm}$$

4.2.7 Índice de esbeltez

a) direção do eixo x:

$$\lambda_x = (\ell_{ex} * \sqrt{12}) / h_x$$

$$\lambda_x = 41,6$$

O valor de α_b é definido como 1,0, pois os momentos são menores que o momento mínimo. O índice de esbeltez a considerar no eixo e é:

$$(\lambda_1)_x = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_{ix}}{h_x}}{\alpha b} = 26,07$$

A restrição para esta equação é:

$$30 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Portanto atribui-se o valor mínimo para $(\lambda_1)_x$, sendo igual a 35. Com este resultado o pilar é classificado como Medianamente esbelto, neste caso é necessário considerar a excentricidade de segunda ordem. A excentricidade de 2º ordem (e_2) é calculada por:

$$e_{2x} = \ell_{ex}^2 / 10 \cdot 1/r$$

A força normal reduzida é:

$$v = \frac{Nd}{Ac \cdot f_{cd}} = 0,40$$

Considerando o disposto na expressão 15, temos:

$$e_{2x} = 1,4 \text{ cm}$$

b) direção do eixo y:

$$\lambda_y = (\ell_{ey} \cdot \sqrt{12}) / h_y$$

$$\lambda_y = 24,2$$

O momento nas extremidades são iguais a zero, isso implica que o valor de α_b é 1,0.

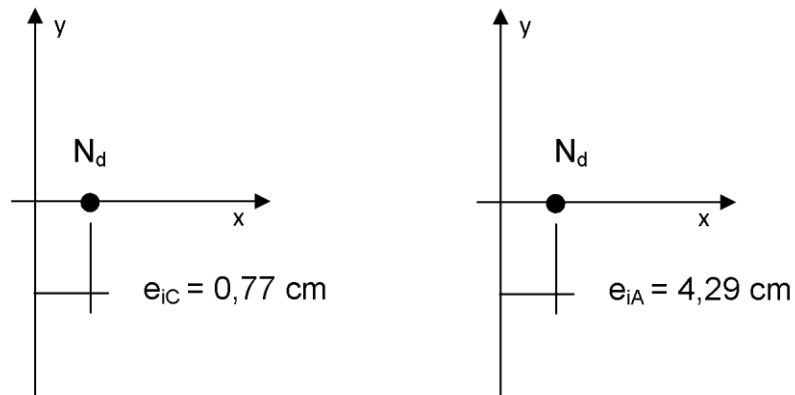
Da mesma forma que foi feito para a direção x, tem-se para y:

$$(\lambda_1)_y = 25$$

Observando que o valor mínimo é 35 e máximo 90, o valor de $(\lambda_1)_y$ é definido como 35. Neste caso o pilar é classificado como pilar curto, onde não há a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem.

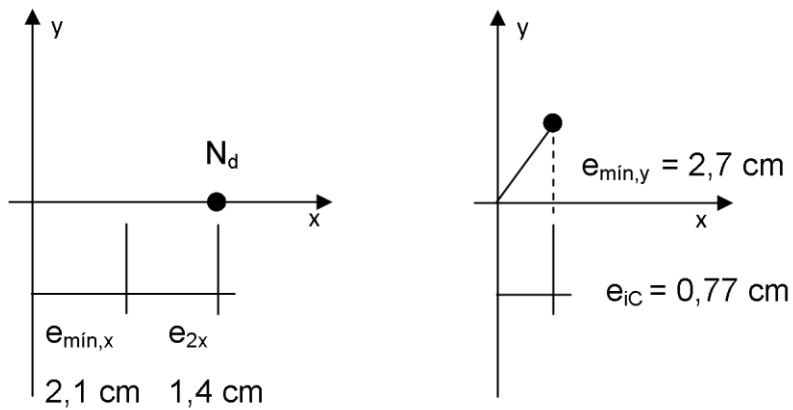
4.2.8 Área das armaduras

Figura 49 – Situações de projeto



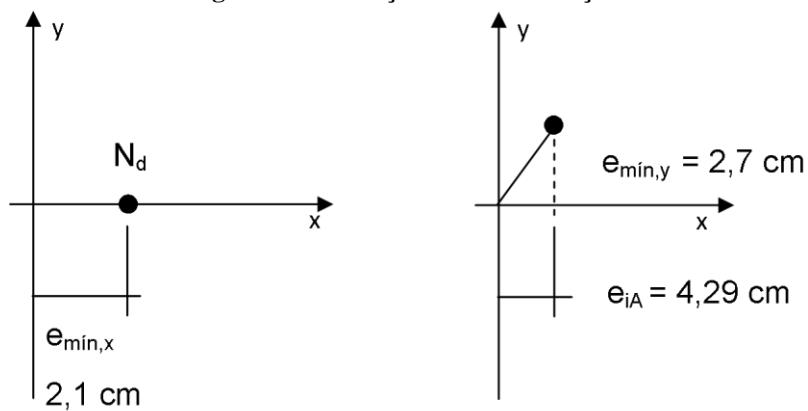
Fonte: Próprio Autor, 2015.

Figura 50 – Situação de cálculo: seção intermediária



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Figura 51 – Situação de cálculo: seção extremidade



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Para o cálculo da armadura longitudinal devemos considerar a pior situação, neste caso, a seção intermediária.

a) determinação da área da armadura da situação de cálculo: seção intermediária

Distância do centro das barras nas quinas h_x :

$$\frac{d'}{h} = \frac{4,0}{20} = 0,20$$

Excentricidade total no eixo x:

$$e_x = 2,1 + 1,4 = 3,5 \text{ cm}$$

Força normal reduzida:

$$v_d = 0,40$$

Momento fletor reduzido:

$$\mu_d = v_d * \frac{e}{h} = 0,40 * \frac{3,5}{20} = 0,07$$

Adotando o ábaco A-4 de Venturini (1987) para a flexão normal composta, temos:

$$\omega = \text{zero}$$

Nesta situação, devemos adotar a área de aço mínima para o pilar.

b) determinação da área da armadura da situação de cálculo: seção extremidade

Conforme observado na Figura 50 e 51, temos caso de flexão composta oblíqua. Para o cálculo da área de barras da armadura utilizaremos os ábacos elaborados por Pinheiro et al. (1994). Os ábacos são apresentados em anexo.

Distancia do centro da barra em relação a h_x e h_y :

$$\frac{d'x}{hx} = \frac{4,0}{20} = 0,20$$

$$\frac{d'y}{hy} = \frac{4,0}{40} = 0,10$$

Força normal reduzida:

$$v = \frac{Nd}{hx*hy*fcd} = 0,40$$

Momentos reduzidos:

$$\mu_x = \frac{v*ex}{hx} = 0,086$$

$$\mu_y = \frac{v*ey}{hy} = 0,027$$

Consultando o ábaco 14A de Pinheiro et al. (1994) para a flexão oblíqua, temos:

$$\omega = \text{zero}$$

Com este resultado devemos calcular a área de aço mínima para o pilar, para isto temos:

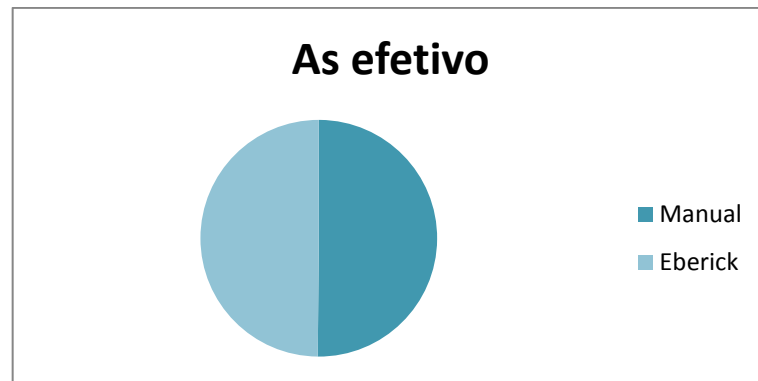
$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 * (N_{\text{cd}} / f_{\text{yd}}) = 0,15 * \frac{682,75}{43,48} = 15,70 \text{ cm}^2$$

Essa área é representada por 14 barras de 10 mm. A área de aço efetiva da armadura é:

$$A_{s,\text{efe}} = 14 * 0,79 = 11,06 \text{ cm}^2$$

A comparação dos resultados pode ser analisada na tabela abaixo.

	Barras	As efetivo	Concreto	Aço
Manual	14 Ø 10	11,06 cm ²	C 30	CA-50
Eberick	14 Ø 10	11,00 cm ²	C 30	CA-50



A área de aço pelo método manual é maior que a determinada pelo Eberick, diferença de 0,06 cm². Em ambos os métodos são utilizados 14 barras de 10 mm.

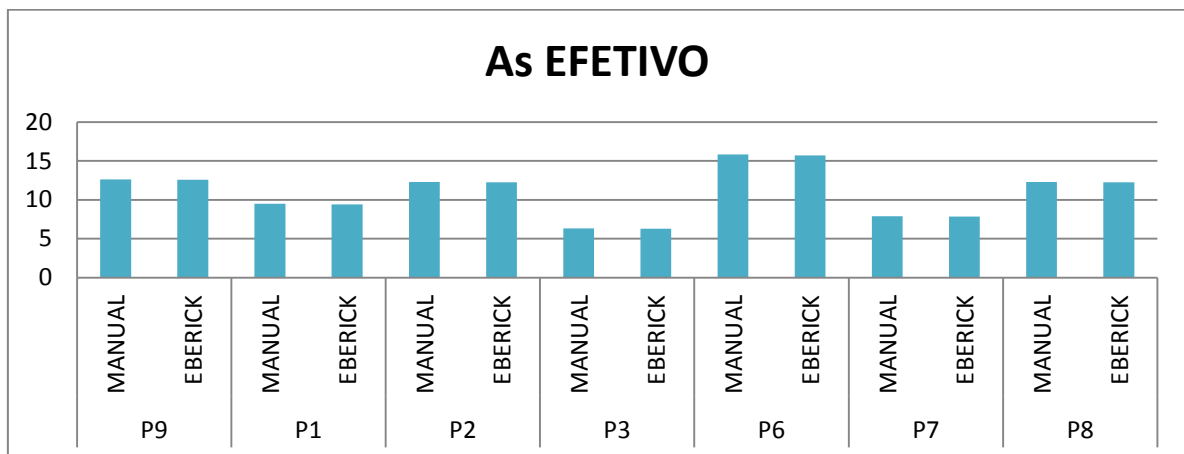
4.3 DEMAIS PILARES DA ESTRUTURA

Para complementar a comparação entre os métodos, fica aqui apresentada a tabela 8, onde constam os resultados dos dimensionamentos de todos os outros pilares da estrutura.

Tabela 8 – Dimensionamento dos demais pilares

PILAR	TIPO	MÉTODO	BARRAS	As EFETIVO	CONCRETO	AÇO
P9	CANTO	MANUAL	16 Ø 10	12,64 cm ²	C 30	CA-50
		EBERICK	16 Ø 10	12,57 cm ²	C 30	CA-50
P1	CANTO	MANUAL	12 Ø 10	9,48 cm ²	C 30	CA-50
		EBERICK	12 Ø 10	9,42 cm ²	C 30	CA-50
P2	EXTREMIDADE	MANUAL	10 Ø 12,5	12,30 cm ²	C 30	CA-50
		EBERICK	10 Ø 12,5	12,27 cm ²	C 30	CA-50
P3	EXTREMIDADE	MANUAL	8 Ø 10	6,32 cm ²	C 30	CA-50
		EBERICK	8 Ø 10	6,28 cm ²	C 30	CA-50
P6	EXTREMIDADE	MANUAL	12 Ø 22	15,84 cm ²	C 30	CA-50
		EBERICK	12 Ø 22	15,71 cm ²	C 30	CA-50
P7	CANTO	MANUAL	10 Ø 10	7,90 cm ²	C 30	CA-50
		EBERICK	10 Ø 10	7,85 cm ²	C 30	CA-50
P8	EXTREMIDADE	MANUAL	10 Ø 12,5	12,30 cm ²	C 30	CA-50
		EBERICK	10 Ø 12,5	12,27 cm ²	C 30	CA-50

Fonte: Próprio Autor, 2015.



Podemos analisar que a diferença da área de aço entre os métodos é pequena, resultando em 0,76%.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A intenção do trabalho foi alcançada, demonstrar como é dimensionado os pilares pelo método teórico aprendido no âmbito acadêmico e através do programa computacional Eberick.

Um dos pontos que difere os dois métodos é o tempo que se gasta para utilizar cada um. O método teórico apresentado e utilizado para o dimensionamento dos pilares das situações proposta com a determinação do dimensionamento utilizando o método do pilar padrão com curvatura aproximada mostrou que o processo para dimensionamento de um pilar é bastante extenso e repetitivo com vários tópicos onde devem ser realizados diversos cálculos e verificações. Analisando a área de aço efetiva dos mesmos pilares dimensionado pelos dois métodos, podemos ver que o método manual resulta em uma área de aço maior em relação a determinada pelo Eberick para os mesmos pilares.

O programa computacional possibilita que o lançamento da estrutura seja realizado de forma mais ágil, reduzindo o tempo gasto com o projeto estrutural e seu detalhamento, entretanto é necessário atenção ao determinar o posicionamento dos elementos estruturais, assim como as cargas atuantes na estrutura.

A utilização do programa computacional Eberick, agiliza o processo de dimensionamento estrutural, dando mais tempo para o engenheiro, pois evita que sejam realizados cálculos repetitivos. É indispensável o conhecimento dos recursos do programa, ter conhecimento do método de cálculo utilizado e a correta utilização dos recursos disponíveis, são alguns fatores que evita a entrada de informações incorretas e conseqüentemente resultados inadequados ao projeto.

REFERÊNCIAS

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

ALVA, G.M.S.; DEBS, A.L.H. C.; GIONGO, J. S. **Concreto armado**: projeto de pilares segundo a NBR 6118:2003. USP – EESC – SET, São Carlos, 2008.

ARAÚJO, José Milton de Araujo. **Curso de concreto armado**. Ed. DUNAS, 2010.

BASTOS, P. S. S., **Histórico e Principais Elementos Estruturais de Concreto Armado**. Disponível em: <http://www.deecc.ufc.br/Download/TB798_Estruturas%20de%20Concreto%20I/HIST.pdf> Acesso em: 10 out. 2015.

_____, P. S. S., **Pilares de Concreto Armado**. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf>> Acesso em outubro de 2015.

BARBIERI, F.C., **Materiais de Construção Civil**. Disponível em: <<http://slideplayer.com.br/slide/2363436/>>. Acesso em setembro de 2015.

BATTAGIN, Arnaldo Forti. **Uma breve história do cimento Portland**. Associação Brasileira de Cimento Portland, 2009. Disponível em: <http://www.abcp.org.br/conteudo/basico-sobre-cimento/historia/uma-breve-historia-do-cimento-portland>. Acesso em: 05 set. 2015.

GALHARDO, Pedro Gutierrez. **Estudo da produção de cimento com ênfase na classe G**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2014.

IBRACON, **Concreto: Material Construtivo Mais Consumido no Mundo**. Disponível em: <http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/Revista_Concreto_53.pdf>. Acesso em: 02 out 2015.

LUCENA, T. B., **Análise Comparativa entre métodos de dimensionamento de pilares: Comercial e Acadêmico**, UFP, João Pessoa, dezembro 2011. Disponível em: <http://www.ct.ufpb.br/coordenacoes/ccgec/images/arquivos/TCC/TCC_-_Tiago_Borges_de_Lucena_-_2011.docx>. Acesso em: 19 mar. 2015.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do Concreto**. 5 ed. Tradução: Ruy Alberto Cremonini. Porto Alegre: Bookman, 2011.

MATTOS, N. C., **Excentricidades em pilares conforme a NBR 6118/2007**. Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/content/264/637/pt-br/excentricidades-em-pilares-conforme-a-nbr-6118_2007.html>. Acesso em outubro de 2015.

PARISENTI, R., **Prescrições de cálculo e detalhamento de pilares - NBR-6118:2003**. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/288/697/pt-br/prescri%C3%A7%C3%B5es-de-c%C3%A1lculo-e-detalhamento-de-pilares-->>

nbr_61182003.html?highlight=No%20Eberick,%20o%20coeficiente%20de%20majora%C3%A7%C3%A3o>. Acesso em outubro de 2015.

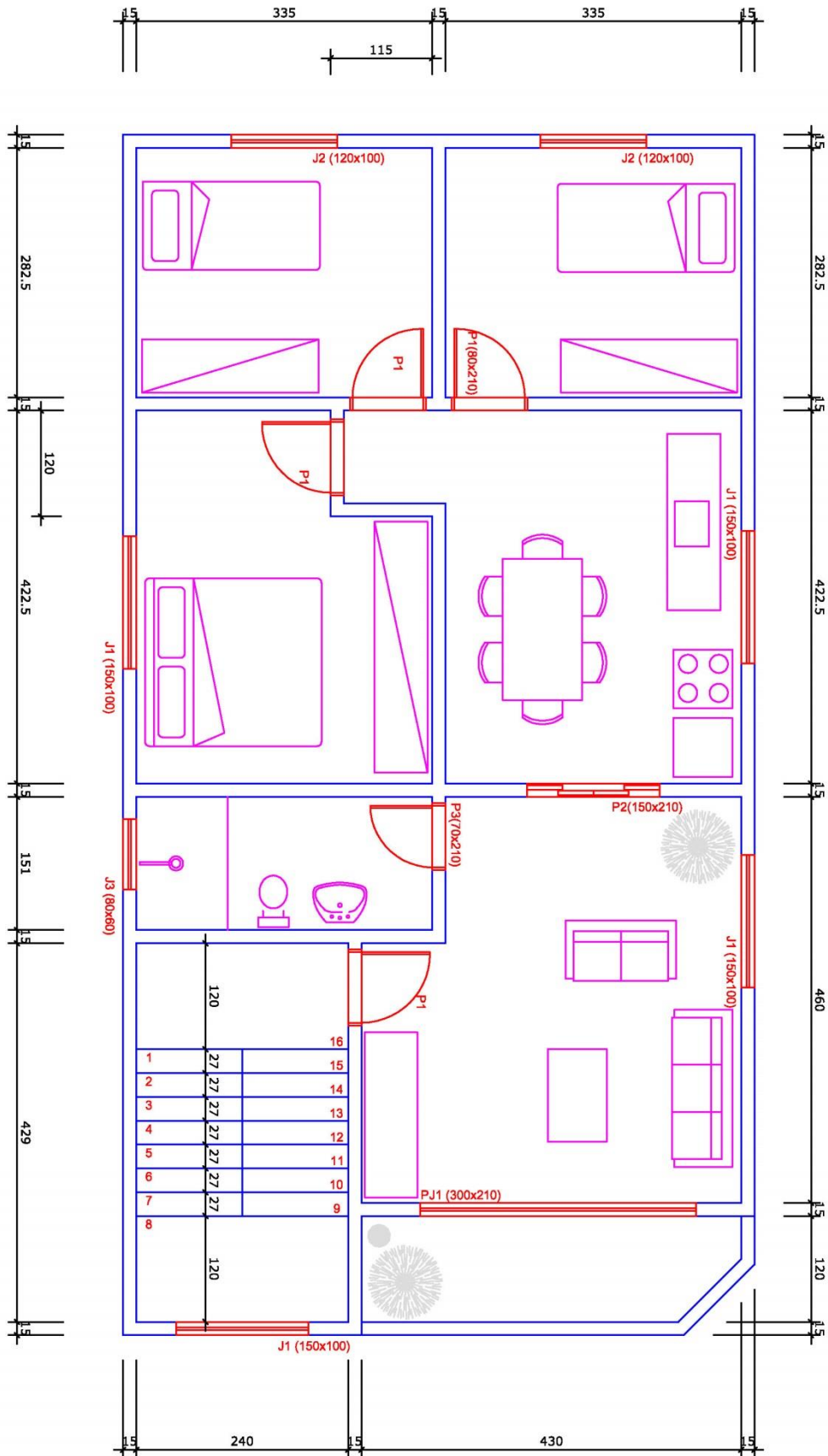
PEREIRA, P. R. C., **Modelos de cálculo para pilares disponíveis no programa Eberick**. Disponível em: < <http://faq.altoqi.com.br/content/263/1044/pt-br/modelos-de-c%C3%A1lculo-para-pilares-dispon%C3%ADveis-no-programa-eberick.html>> Acesso em outubro de 2015.

PIETRAFES, J.P.; BORBA, O. F., **Do Contexto ao Texto: os desafios da linguagem científica**, Goiânia, Kelps, 2006.

PINHEIRO, L. M.; BARALDI, L.T.; POREM, M. E., **Estruturas de Concreto: Ábacos para Flexão Oblíqua**. São Carlos, 2009.

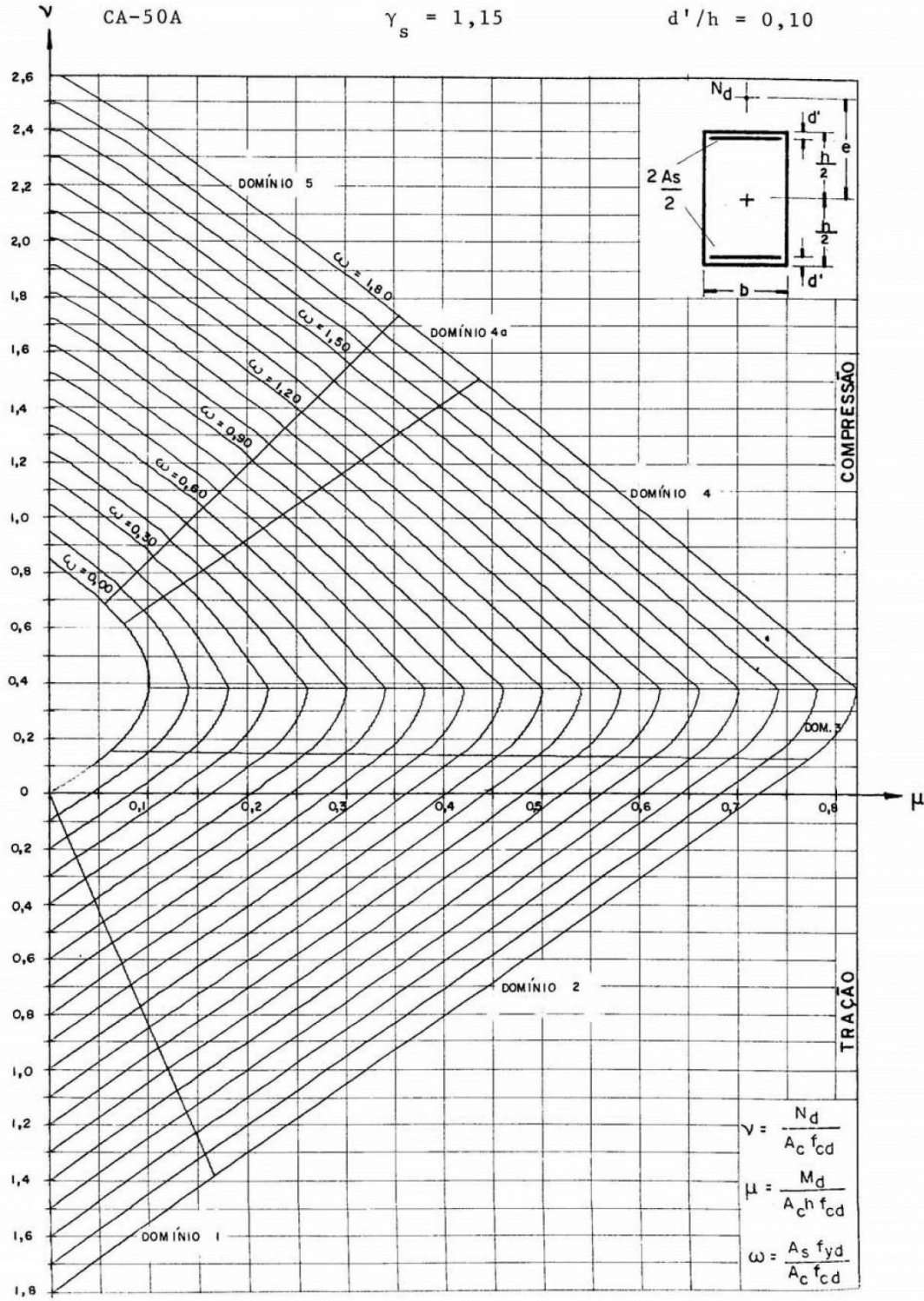
VENTURINI, W. S.; RODRIGUES, R. O., **Dimensionamento de Peças Retangulares de Concreto Armado Solicitadas à Flexão Reta**. São Carlos, 1987.

ANEXO – A



ANEXO - B

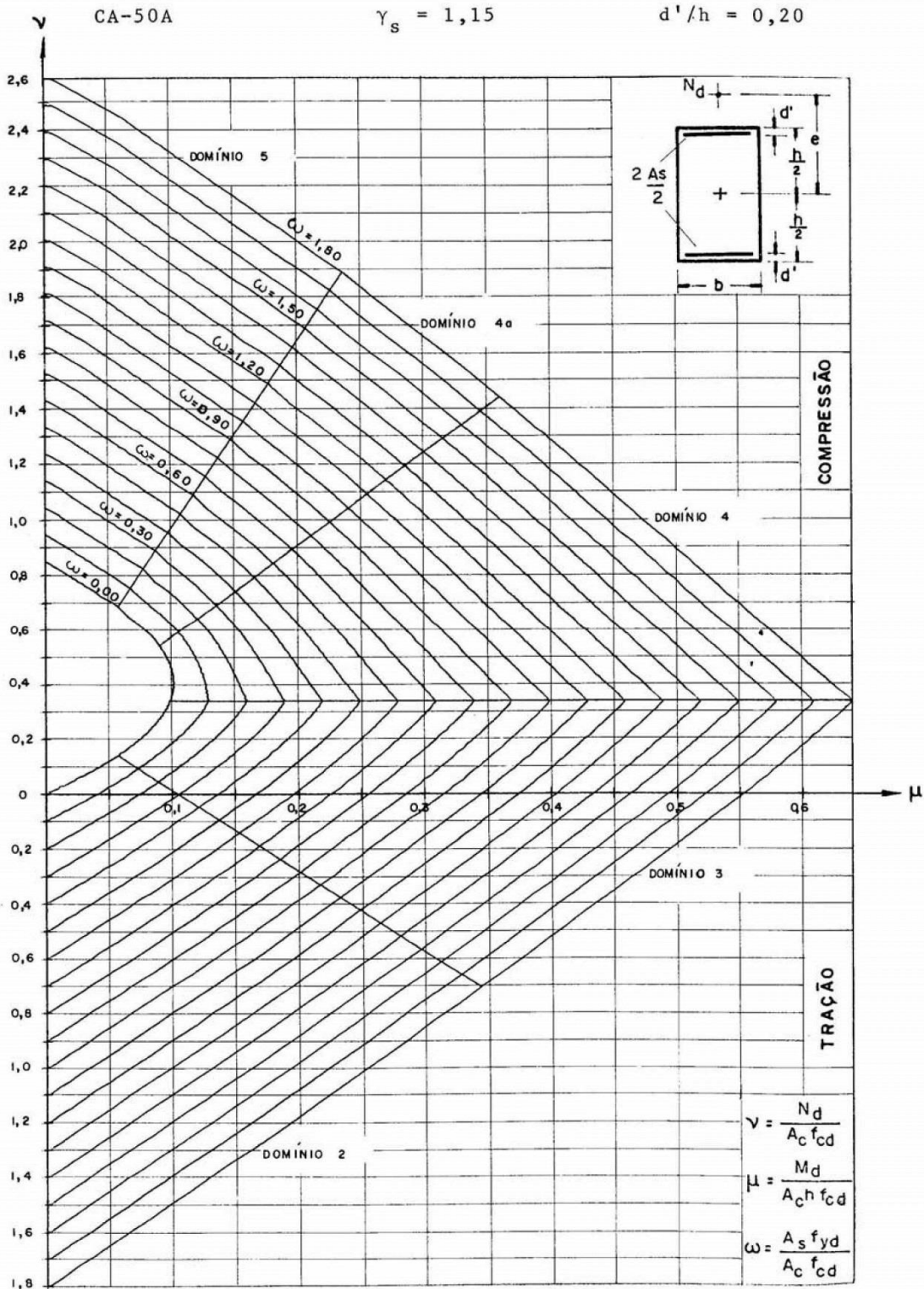
ÁBACO A-2



Fonte: Venturini (1987)

ANEXO - C

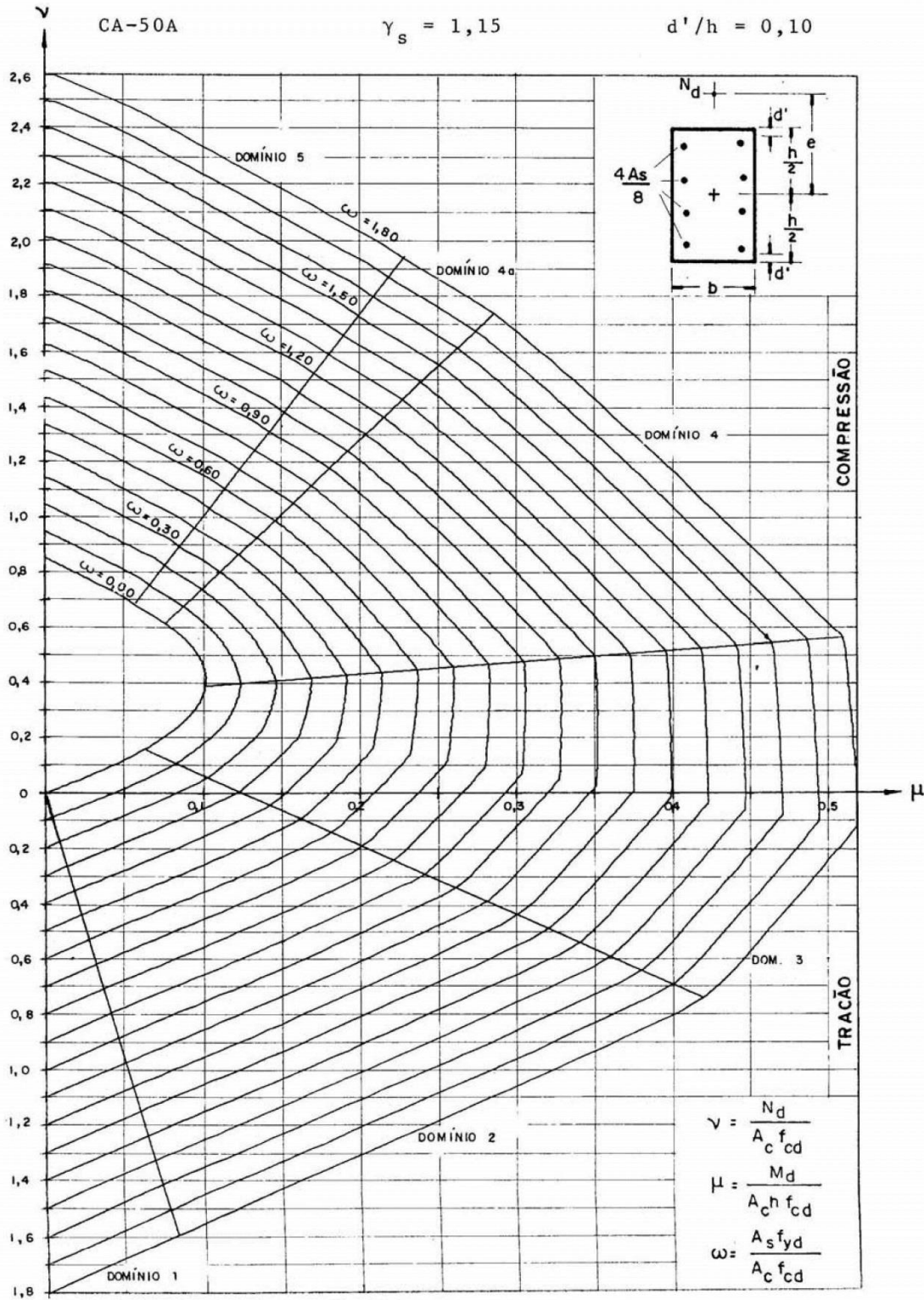
ÁBACO A-4



Fonte: Venturini (1987)

ANEXO - D

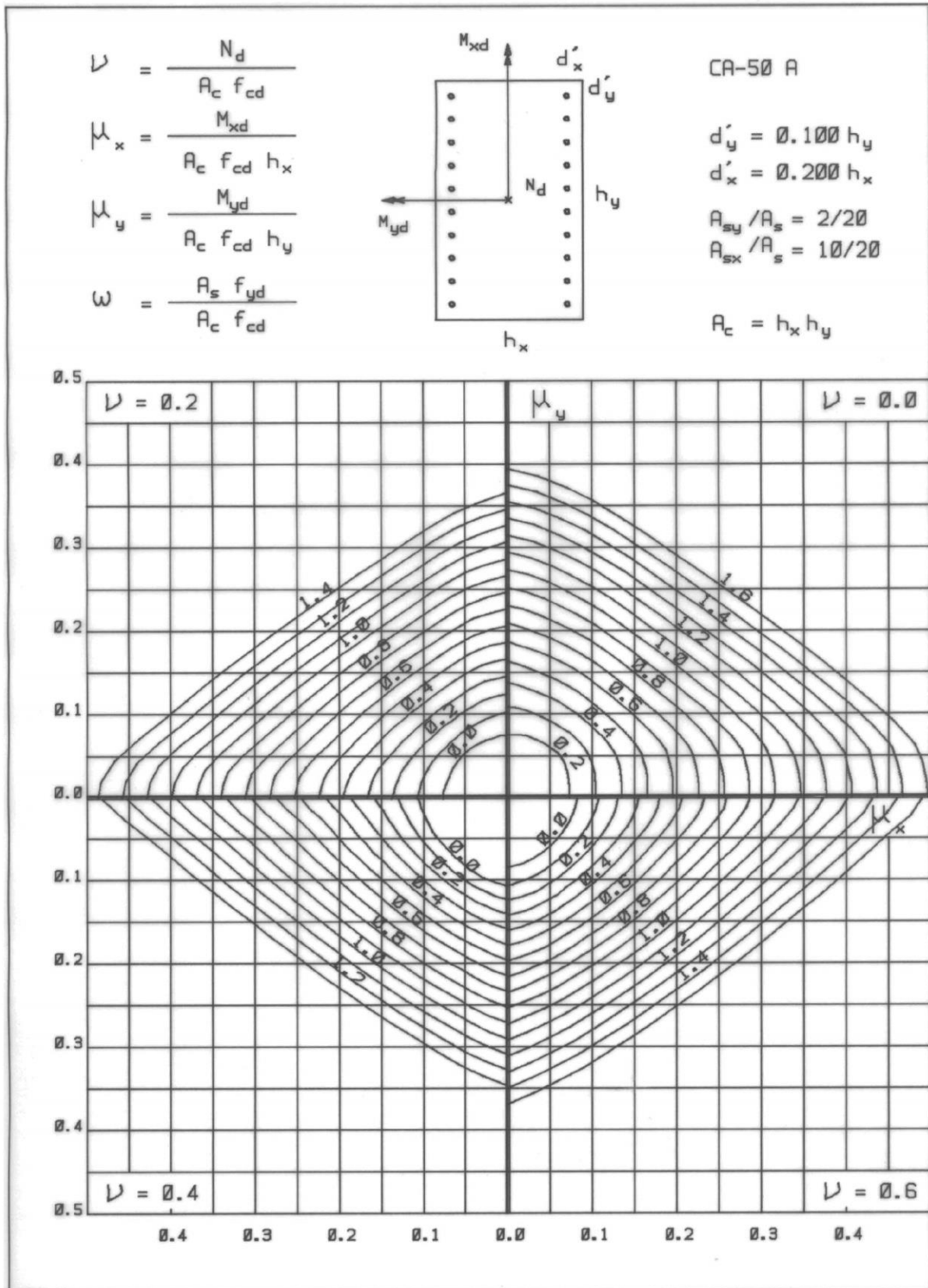
ÁBACO A-11



Fonte: Venturini (1987)

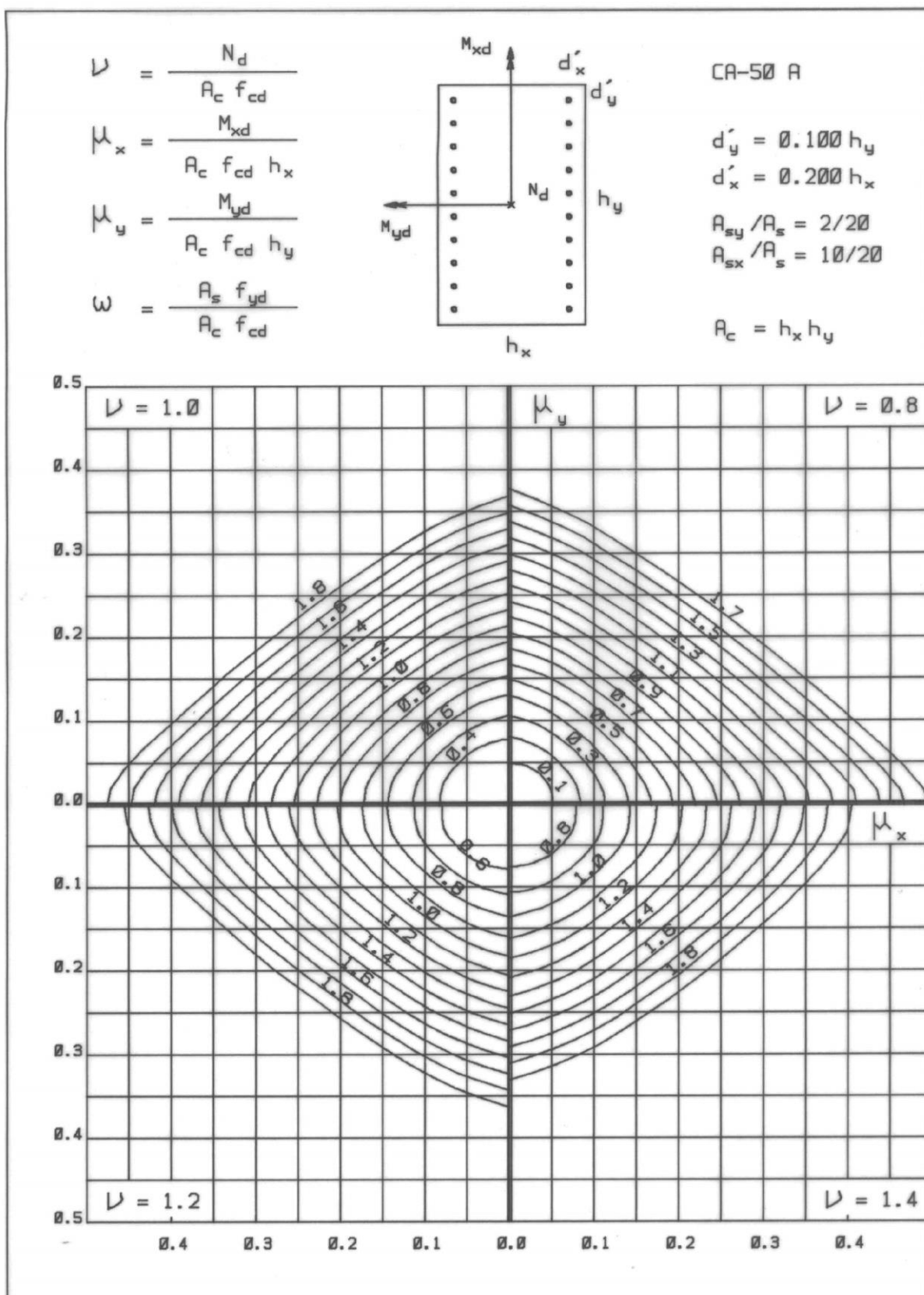
ANEXO – E

14A



ANEXO - F

14B



Fonte: Pinheiro *at al.* (1994)