

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS PALOSCHI

**ANÁLISE ESTRUTURAL E DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA PARA
DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO**

FLORIANÓPOLIS

2017

LUCAS PALOSCHI

**ANÁLISE ESTRUTURAL E DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA PARA
DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr.

FLORIANÓPOLIS

2017

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Paloschi, Lucas

ANALISE ESTRUTURAL E DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA PARA
DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO / Lucas
Paloschi ; orientador, Daniel Domingues Loriggio, 2017.
153 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2017.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Dimensionamento. 3. Concreto
armado. 4. Pilar. 5. Estabilidade global. I. Loriggio,
Daniel Domingues. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

LUCAS PALOSCHI

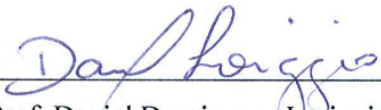
**ANÁLISE ESTRUTURAL E DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA PARA
DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Programa Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Local, 24 de novembro de 2017.

Prof.^a Luciana Rohde, Dr.^a
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:


Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Lourenço PanossoPerlin, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Narbal Ataliba Marcellino, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Este trabalho é dedicado aos meus colegas de classe
e a minha querida família.

AGRADECIMENTOS

À Deus por me dar saúde e perseverança em todas as etapas da minha vida.

Aos meus pais, Ideraldo Luiz Paloschi e Margarida Pavesi Paloschi, por sempre me incentivarem nos estudos como forma de construção pessoal e de uma vida digna. Agradece-los por sempre me proporcionarem o essencial e não medirem esforços em ajudar-me a alcançar meus objetivos. Aos meus irmãos, Felipe Paloschi, Daniel Paloschi e Gustavo Paloschi, por aturarem o irmão mais chato durante anos e obrigado por sempre torcerem pelo meu sucesso pessoal e profissional.

Ao meus amigos Bruno Caetano Sassi e Felipe Fugazza Fischer por serem os parceiros que iniciaram a jornada comigo em Florianópolis. Cada um acabou seguindo o seu caminho porém foram, e são, muitas festas, bares, jogos, brigas e abaixo-assinados que ainda nos rendem uma boa conversa.

Ao meu amigo Matheus Dalmedico Flores, um viverdor, por esses anos de graduação, por tantos momentos inesquecíveis, como os trabalhos de última hora, os estudos para provas e as festas. Foram vexames ou conquistas, porém todas renderam boas histórias.

A minha namorada Pâmela Betiatto (Coorientadora), a pessoa mais incrível que pude conhecer e a principal inspiração para persistir no desenvolvimento deste trabalho. Durante todo o tempo me auxiliou, me orientou e esteve ao meu lado cobrando o meu desempenho e principalmente me incentivando.

Ao professor Daniel Domingues Loriggio, Dr. pelo orientação deste trabalho e pelo aprendizado adquirido durante todas as reuniões em que sempre cobrou a excelência. Por além deste trabalho, ser um ótimo professor que durante a orientação de um projeto de pesquisa e nas aulas buscou transmitir o seu conhecimento e experiência profissional.

Ao meus amigos que fiz durante o curso de Engenharia Civil, da turma 12.2, e com os que mais convivi Ana Paula, Claus, Guilherme, Jean, Matheus, Pedro, e em especial aos meus amigos do PET Engenharia Civil que convivemos e trabalhamos por anos.

Ao PET por me propiciar a oportunidade de na Engenharia Civil atuar em projetos de ensino, pesquisa e extensão. Bem como ao CREA-SC por me propiciar a vivência profissional durante o período do estágio.

E, por fim, a todos que não foram citados nessa página mas que fazem parte da minha vida. Muito Obrigado!

Para se ter sucesso, é necessário amar de verdade o que se faz. Caso contrário, levando em conta apenas o lado racional, você simplesmente desiste. É o que acontece com a maioria das pessoas.

(Steve Jobs)

RESUMO

Para a análise estrutural de edifícios, deve-se levar em conta não somente as cargas verticais nos pilares, mas também os efeitos decorrentes da estabilidade global da estrutura. Com isso, neste trabalho será modelado uma estrutura de concreto armado no *software Ftool* por associação de pórticos planos. Através de uma análise de estabilidade global, pelo coeficiente γ_z , a estrutura será classificada como de nós fixos ou de nós móveis. Caso seja de nós móveis, será realizada uma análise estrutural para consideração dos efeitos de 2ª ordem globais, já que estes podem influenciar no dimensionamento de pilares. Porém, os cálculos de deslocamentos estruturais e obtenção dos esforços podem ser complexos se feitos manualmente. Assim, a utilização de *software* na Engenharia Civil tem adquirido cada vez mais importância, por auxiliar na obtenção de resultados numéricos e visuais. Deste modo, o presente trabalho se insere nessa temática do cálculo estrutural ao desenvolver um programa para dimensionamento e detalhamento de pilares submetidos a esforços de projeto. O dimensionamento será realizado pelo equilíbrio de forças da seção por um método iterativo, e com isso, o detalhamento seguirá as prescrições da NBR 6118 (2014). Será dimensionado um pilar de canto, um de extremidade e um de centro, do pavimento térreo à cobertura, e a partir disso serão realizadas análises e recomendações estruturais.

Palavras-chave: Análise estrutural. Concreto armado. Pilar. Dimensionamento. Estabilidade global.

ABSTRACT

For the structural analysis of buildings, it is necessary to take into account not only the vertical loads in the pillars, but also the effects resulting from the global stability of the structure. Thus, in this work will be modeled a reinforced concrete structure in *Ftool software* by association of plane frame. Through a global stability analysis, by the γ_z coefficient, the structure will be classified as fixed nodes or moving nodes. If it is a mobile node, a structural analysis will be done to consider global 2nd order effects, as these may influence the sizing of pillars. However, calculations of structural displacements and effort can be complicated if done manually. Thus, the use of software in Civil Engineering has acquired more importance, for helping to obtain numerical and visual results. In this way, the present work is inserted in this structural calculation thematic when developing a program for sizing and detailing of pillars submitted to project efforts. The sizing will be performed by the balance of section strengths by an iterative method, and with that, the detailing will follow the requirements of NBR 6118 (2014). Ultimately, will be sized a corner, an end and a center pillar starting in the ground floor and finishing in the roof, and by the results will be done structure analyzes and recommendation.

Keywords: Structural analysis. Reinforced concrete. Pillar. Sizing. Global stability.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 OBJETIVOS	12
1.1.1 Objetivo geral.....	12
1.1.2 Objetivos específicos	12
1.2 METODOLOGIA	13
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	13
2 TRABALHOS REFENCIADOS	16
3 ANÁLISE ESTRUTURAL	19
3.1 PÓRTICO PLANO	19
3.2 TRECHOS RÍGIDOS	20
3.3 ESTADOS LIMITES	21
3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	22
3.4.1 Combinação para ELU.....	22
3.4.2 Combinações para ELS	22
3.5 ESTABILIDADE GLOBAL PARA PROJETO DE EDIFÍCIOS	23
3.5.1 EFEITOS DE 1ª ORDEM	23
3.5.2 EFEITOS DE 2ª ORDEM	24
3.5.3 Não linearidade física (NLF).....	27
3.5.4 Não linearidade geométrica (NLG)	28
4 PILARES.....	32
4.1 PILAR INTERMEDIÁRIO	32
4.2 PILAR DE EXTREMIDADE	32
4.3 PILAR DE CANTO	33
4.4 DIMENSÕES MÍNIMAS	34
4.5 ÍNDICE DE ESBELTEZ	35
4.6 EXCENTRICIDADE DE 1ª ORDEM	36
4.7 DETERMINAÇÃO DOS MOMENTO FLETORES DO PILAR	37
4.8 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS	38
4.8.1 Imperfeições globais	39
4.8.2 Imperfeições locais.....	39
4.9 VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS MÍNIMOS	40
4.9.1 Momentos mínimos de 1ª ordem	41

4.9.2 Momentos mínimos de 2ª ordem	42
4.10 MOMENTO CRÍTICO NA SEÇÃO INTERMEDIÁRIA	45
4.11 MOMENTOS RESISTENTES	46
4.12 VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS RESISTENTES	47
4.13 DIMENSIONAMENTO DE PILARES	49
4.14 DIMENSIONAMENTO DE PILARES PELO MÉTODO ITERATIVO	50
4.14.1 Domínio 3 e 4	51
4.14.2 Domínio 2	53
4.14.3 Domínio 4a	54
4.14.4 Domínio 5	56
4.14.5 Domínio 5 para $0,8x < h$	56
4.14.6 Domínio 5 para $0,8x > h$	57
4.14.7 Procedimento de cálculo	58
4.15 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	59
4.15.1 Armadura longitudinal	59
5 ESTUDO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA	63
6 DADOS DA ESTRUTURA ESTUDADA	67
6.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA ESTUDADA	67
6.2 PRÉ DIMENSIONAMENTO	69
6.3 DEFINIÇÃO DO CARREGAMENTO	70
6.3.1 Carregamento Vertical	70
6.3.2 Carregamento horizontal	71
7 INTRODUÇÃO ÀS ANÁLISES ESTRUTURAIS	75
7.1 ANÁLISE DO CARREGAMENTO VERTICAL	76
7.2 ANÁLISE DO CARREGAMENTO HORIZONTAL	80
7.3 COMPARAÇÃO DA ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS PLANOS ENTRE A DIREÇÃO X E Y	84
8 ANÁLISE ESTRUTURAL DO MODELO PARA DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	85
8.1 ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA	86
9 DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA	90
9.1 XOJO	90
9.2 PROGRAMA PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES (LPPilar.v01)	90
9.2.1 Aba 1: Dimensionamento	91

9.2.2 Aba 2 e 3: Direção X/Y – Detalhamento e Momentos Resistentes	97
10 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	104
10.1 ESFORÇOS CONSIDERADOS PARA O DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	104
10.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES PELO <i>LPPILAR.V01</i>	107
10.2.1 Pilar P1.....	108
10.2.2 Pilar P11.....	119
10.2.3 Pilar P17.....	126
10.3 DISCUSSÃO DOS DIMENSIONAMENTOS.....	133
11 CONCLUSÕES.....	136
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	138
APÊNDICE A	141
APÊNDICE B	145
LISTA DE FIGURAS	150
LISTA DE TABELAS	155

1 INTRODUÇÃO

O crescimento populacional e a escassez de espaço para construir em centros urbanos fizeram com que os projetos de edificações se verticalizassem. Assim, para a análise estrutural de edifícios, deve-se levar em conta não somente as cargas verticais nos pilares, mas também os efeitos decorrentes da estabilidade global da estrutura.

Ao analisar-se estruturas de concreto armado esbeltas, as ações horizontais causam deslocamentos laterais, que dependendo da magnitude podem gerar esforços de 2ª ordem significativos. Esses esforços, caso sejam superiores a 10% dos de 1ª ordem, não devem ser desprezados por engenheiros, já que podem causar instabilidade nas estruturas e influenciam no dimensionamento de pilares de um edifício.

A utilização de software na Engenharia Civil tem adquirido cada vez mais importância, por auxiliar na obtenção de resultados numéricos e visuais. Por permitir análises complexas que geram resultados rápidos, os programas podem auxiliar na obtenção de estruturas mais econômicas, caso seja operado corretamente, pois um engenheiro que não tenha o conhecimento adequado, pode facilmente cometer erros de operações no software e conseqüentemente gerar dimensionamentos estruturais inadequados.

Assim, o presente trabalho se insere nessa temática do cálculo estrutural ao desenvolver um software para dimensionamento e detalhamento de pilares submetidos a esforços de projeto. O dimensionamento será realizado seguindo as prescrições da NBR 6118 (2014), e por ser desenvolvido pelo autor, este estará ciente de todos os processos de cálculos feitos pelo programa.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Analisar estruturalmente um edifício para obter-se os esforços de projeto dos pilares e desenvolver um programa para dimensionamento de pilares de concreto armado.

1.1.2 Objetivos específicos

- Modelar um edifício pela associação de pórticos planos para análise dos esforços;

- Analisar o comportamento da estrutura de um edifício submetido aos esforços verticais e horizontais;
- Realizar uma análise de estabilidade global da estrutura;
- Desenvolver um programa de dimensionamento de pilares em linguagem *Xojo*;
- Dimensionar os pilares de um edifício pelo método iterativo;
- Verificar o dimensionamento dos pilares com uma análise econômica e estrutural.

1.2 METODOLOGIA

Inicialmente foi feita uma revisão bibliográfica que englobam livros, artigos e Trabalhos de Conclusão de Curso (TCC) relacionados ao assunto do trabalho. O projeto escolhido para realizar a análise estrutural e o dimensionamento dos pilares, foi do TCC “*Estudo sobre estabilidade global utilizando associação de pórticos planos*” (GUTIERRE; FERREIRA, 2010).

Com base no projeto escolhido, foi realizada modelagem estrutural por associação de pórticos planos no software *Ftool*, que considera a hipótese de apoios indeslocáveis. Assim, foram aplicadas as combinações de ações no edifício e analisado o coeficiente (γ_z), para se necessário, considerar os efeitos de 2ª globais. Por fim, foi coletado os esforços de projeto dos pilares para posterior dimensionamento.

Para o dimensionamento dos pilares foi desenvolvido um programa pelo autor em linguagem *Xojo*. A área de aço longitudinal do pilar foi determinada pelo método iterativo, com armadura simétrica na flexão composta normal. Por fim, através de uma análise econômica procurou-se definir o melhor modelo de detalhamento, para a armadura longitudinal, que teve a segurança verificada para a flexão composta oblíqua.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Capítulo 2 – *Trabalhos referenciados*: elenca-se os Trabalhos de Conclusão de Curso que serviram de referência e modelo para o trabalho desenvolvido pelo autor;

Capítulo 3 – *Análise estrutural*: referência bibliográfica com relação a análise estrutural de edifícios. Engloba a modelagem por associação de pórticos planos e a análise de estabilidade global;

Capítulo 4 – Pilares: referência bibliográfica sobre pilares, definindo os tipos, as especificações da NBR 6118 (2014) para o seu dimensionamento, a determinação dos momentos ao longo do pilar e a consideração das imperfeições locais. Além disso, trata do conceito das envoltórias de momentos do pilar e apresenta as considerações para classificar o dimensionamento do pilar como seguro. Apresenta o método iterativo como forma de determinar a área de aço simétrica submetida a flexo-compressão normal do pilar. Por fim, faz um estudo para verificar se o pilar é considerado seguro através do cálculo das distâncias das envoltórias dos momentos solicitantes e momentos resistentes do pilar;

Capítulo 5 – Estudo da posição da linha neutra: Realiza um estudo para determinar a posição da linha neutra pelo método iterativo na seção transversal do pilar;

Capítulo 6 – Dados da estrutura estudada: Descreve a estrutura que foi utilizada para a modelagem estrutural e que posteriormente foi dimensionado os pilares. Apresenta a planta baixa, a planta estrutural, os pré-dimensionamentos, os carregamentos, bem como o concreto e aço utilizado;

Capítulo 7 – Introdução às análises estruturais: Realiza-se uma análise estrutural global considerando separadamente a influência dos carregamentos verticais e horizontais nos elementos estruturais;

Capítulo 8 – Análise estrutural do modelo para dimensionamento dos pilares: Apresenta as combinações de ações utilizadas para dimensionamento dos pilares e os esforços solicitantes de cada pilar;

Capítulo 9 – Desenvolvimento do programa: Apresenta o programa desenvolvido pelo autor para dimensionamento e detalhamento da armadura longitudinal dos pilares. Expõe todos os cálculos utilizados e os critérios definidos para a escolha da armadura do pilar;

Capítulo 10 – Dimensionamento dos pilares: pelo programa desenvolvido pelo autor, demonstra o dimensionamento de um pilar de canto, de extremidade e central do térreo ao pavimento de cobertura;

Capítulo 11 – Conclusões: realiza-se conclusões acerca do trabalho apresentado;

Referência Bibliográficas – referência bibliográficas utilizadas para o desenvolvimento do trabalho;

Apêndice A – Posição da linha neutra: apresenta os gráficos da posição da linha neutra para os domínios de deformação;

Apêndice B – Carregamentos das vigas: Apresenta os carregamentos das vigas utilizadas para a análise global da estrutura;

2 TRABALHOS REFERENCIADOS

Estudo sobre estabilidade global utilizando associação de pórticos planos. (GUTIERRE; FERREIRA, 2010)

No Trabalho de Conclusão do Curso (TCC), Gutierre e Ferreira (2010) trataram da estabilidade global de edifícios pela análise de associação de pórticos planos. Para diferentes lançamentos estruturais, variando-se a altura do edifício, foi realizada a análise por pórticos planos devido aos carregamentos verticais e horizontais no software *Ftool*. Através da determinação dos parâmetros de instabilidade global α , γ_z e a/H , comparou-se como esses valores variavam com o aumento do número de pavimentos da estrutura. A análise dos pórticos também se deu considerando a não-linearidade física pela redução das rigidezes dos elementos da estrutura. Por fim, concluiu-se a importância das cargas de vento nos esforços na estrutura, principalmente com o aumento do número de pavimentos. Destacou-se a importância do pré-dimensionamento da estrutura para se ter uma sensibilidade do seu funcionamento e assim facilitar uma posterior mudança no lançamento estrutural.

Estudo comparativo entre os modelos de pórticos planos e pórticos espaciais na análise de estabilidade global de estrutura de concreto armado. (PACHECO, 2011)

Como uma sugestão para trabalhos futuros de Gutierre e Ferreira (2010), Adriano Pacheco (2011) comparou os modelos de pórtico plano e pórtico espacial na análise de estabilidade global de estruturas de concreto armado. Como continuidade, foi utilizado o mesmo projeto para o estudo. O trabalho procurou mostrar, através da análise dos esforços e dos parâmetros de instabilidade a utilidade do modelo de pórticos planos. Modelou-se as estruturas de pórticos plano e espacial com as mesmas propriedades mecânicas, os mesmos carregamentos e as mesmas condições de contorno. Pacheco (2011) analisou as variações dos esforços axiais, cortantes e fletores entre os modelos, devido as cargas de vento, carregamentos permanentes e carregamentos acidentais. Posteriormente sucedeu-se uma análise dos parâmetros de instabilidade global α e o coeficiente γ_z para os modelos de pórticos. Esses parâmetros classificaram a estrutura da mesma forma tanto para o pórtico plano como para o pórtico espacial. Devido à assimetria da estrutura no eixo x , os valores de esforços nessa direção apresentaram uma variação maior que os encontrados no eixo y . Com isso, a modelagem por pórticos planos, apesar de ser um modelo mais simples que o espacial, serviu para o

entendimento do comportamento da estrutura. Porém, para eixos assimétricos, deve-se atentar, pois os esforços sofreram elevadas variações, o que pode comprometer o dimensionamento dos elementos da estrutura.

Estudo comparativo para o dimensionamento de pilares submetidos a momentos mínimos (SILVA, 2010)

No Trabalho de Conclusão de Curso (TCC), Silva (2010), fez um estudo do dimensionamento de pilares comparando alguns métodos para determinação da área de aço longitudinal do pilar. Os pilares são analisados na flexo-compressão normal e submetidos a momentos mínimos. Silva (2010), comparou 5 métodos: método de pequenas excentricidades e grandes excentricidades, resolução por ábacos, métodos das zonas de sollicitação, métodos computacionais e o método iterativo. Conforme cada tipo de método foram realizados arranjos assimétrico e simétricos de armadura. Foi analisado que pilares menos alongados apresentaram os melhores comportamentos estruturais, pois reduziu ou eliminou o efeito do γ_n , reduziu ou eliminou os efeitos de 2ª ordem e aumentou o braço de alavanca das forças internas da seção. Isso acarretou em menor consumo de armadura tornando-a mais econômica no custo do aço. Assim, o método iterativo com armadura simétrica, mostrou os melhores resultados além de ter sido um processo prático pois foi otimizado com planilhas eletrônicas.

Desenvolvimento de programa para dimensionamento de pilares com momentos mínimos e flexão composta normal (CORAL, 2015)

Alessandra de Brida Coral (2015) elaborou em seu TCC um programa em linguagem *Xojo*, para auxiliar no dimensionamento de pilares submetidos aos momentos mínimos e à flexão composta normal. *Xojo* é um desenvolvedor de *softwares*, e a partir dele foram elaborados três programas. O primeiro programa calcula os momentos mínimos de 1ª e 2ª ordem e traça as envoltórias. O segundo auxilia no dimensionamento dos pilares devido a momentos mínimos. O terceiro faz o dimensionamento do pilar, como o segundo programa, porém considera a flexão composta. O professor Daniel Domingues Loriggio, Dr., elaborou o programa *GAP-Pilar Mrd v1.0* para o trabalho da Alessandra (2015), que calcula, de forma interativa, os momentos resistentes do pilar na direção x e y . Posteriormente é mostrado como os momentos resistentes obtidos por ábaco podem ser imprecisos em comparação aos obtidos pelo *GAP-Pilar Mrd v1.0*. Por fim, demonstrou-se a importância de considerar os momentos

mínimos de 1ª ordem em pilares de centro, pois os momentos transmitidos ao pilar podem ser desprezíveis. Com isso, os momentos mínimos substituem os efeitos de imperfeições locais nos pilares, que segundo a NBR6118/2014 devem ser considerados no dimensionamento de pilares. Quando um pilar está submetido apenas a momentos mínimos, ele deve ser dimensionado através dos momentos mínimos com 2ª ordem.

3 ANÁLISE ESTRUTURAL

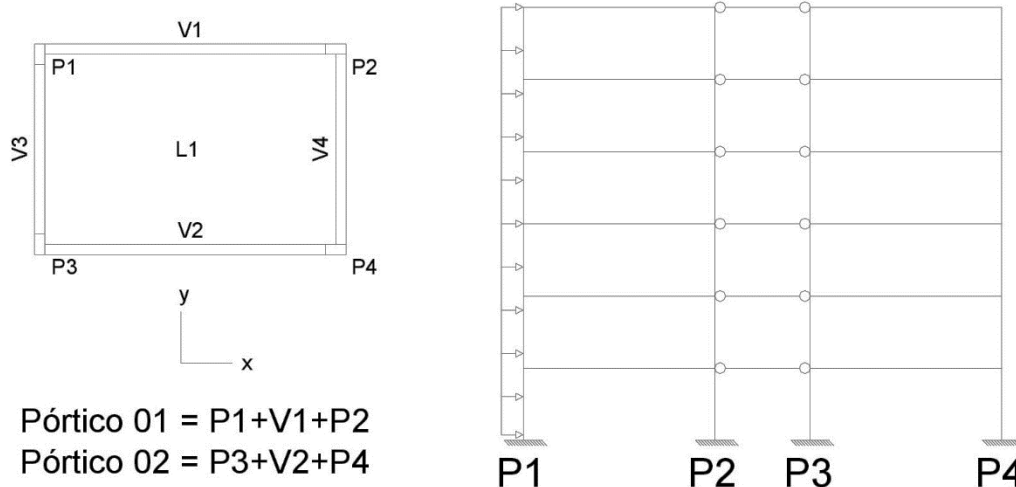
3.1 PÓRTICO PLANO

Os pórticos planos são modelos estruturais planos de uma estrutura tridimensional, compostos de elementos lineares. Eles simulam um segmento do pórtico tridimensional e podem representar uma simplificação do modelo espacial. As vigas e pilares podem ser representados por esse modelo como elementos de barras, atribuindo a eles as devidas características e dimensões. Os elementos estruturais estão contidos em um mesmo plano, bem como as forças que atuam na estrutura. As barras modeladas estão sujeitas aos esforços axiais, cortantes e fletores e as translações da estrutura estão restritas ao plano formado pelo pórtico. Devido à simplificação do modelo de pórticos planos não há deslocamento transversal ao plano e rotações em torno do eixo da estrutura. As ligações entre os elementos estruturais de barras são denominadas nós e estes podem possuir ligações rígidas.

O modelo de pórticos planos é considerado mais preciso que o de vigas contínuas para análise dos esforços, por considerar a transmissão de esforços entre pavimentos. Para se analisar os efeitos das ações das cargas horizontais em pórticos planos faz-se a associação dos pórticos por meio de barras horizontais rígidas e rotuladas nas extremidades. Essas barras rígidas simulam os efeitos das lajes e garantem que as deformações axiais desses elementos sejam mínimas. Com isso, esses elementos podem ser considerados de comprimento qualquer e deve possuir área de valor elevado.

As barras rígidas de ligação entre pórticos são rotuladas nas extremidades, para evitar a transmissão dos momentos fletores e transferir somente os esforços axiais. Estes artifícios garantem que os pontos em um mesmo pavimento transladem de forma conjunta. As ações horizontais são aplicadas em uma das extremidades da associação dos pórticos planos (FONTES, 2005). Um exemplo de associação de pórticos planos pode ser verificado na Figura 1.

Figura 1 - Associação de pórticos planos para análise de ações horizontais (direção x)



Fonte: Fontes (2005).

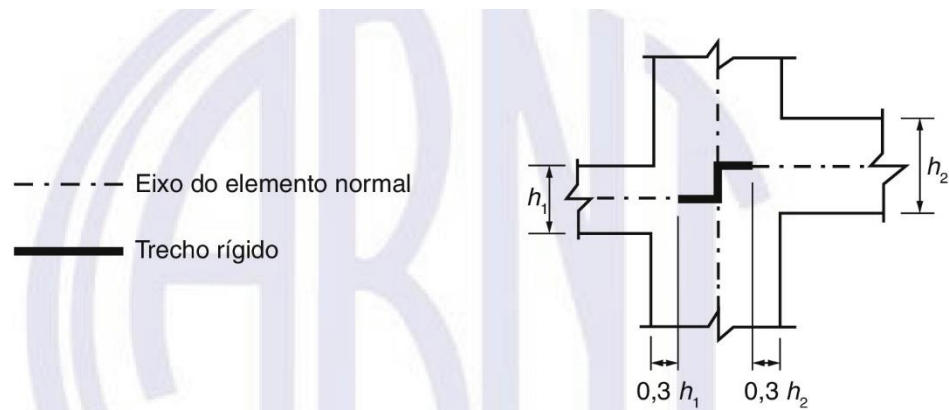
Os pórticos planos possuem a limitação de não avaliarem os efeitos de torção. Por isso a indicação de seu uso é recomendada para estruturas simétricas, quanto a geometria e aos carregamentos, pois os efeitos de torção nessas estruturas são menores (FONTES, 2005).

3.2 TRECHOS RÍGIDOS

Em estruturas de concreto armado, no encontro de vigas e pilares robustos, o trecho de intersecção desses elementos apresenta uma rigidez maior que apenas a da viga. Caso as dimensões das ligações desses elementos não sejam desprezíveis, procura-se modelar esses nós com dimensões finitas e rigidez infinitamente maior que os demais, o que garante uma aproximação real do comportamento da estrutura. A esses trechos a NBR 6118 (2014) denomina trechos rígidos e determina que “Os trechos de elementos lineares pertencentes a região comum ao cruzamento de dois ou mais elementos podem ser considerados como rígidos (nós de dimensões finitas)”.

Em estruturas de concreto armado é mais comum essa consideração de trechos rígidos em vigas do que em pilares, devido às dimensões dessas peças (CORREA; VENTURI, 2010). Porém, nem todos os nós devem ser considerados com trechos rígidos. Portanto, a NBR 6118 (2014) especifica as dimensões das ligações, conforme demonstrado na Figura 2.

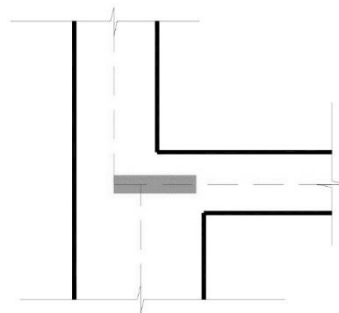
Figura 2 - Trecho rígido



Fonte: NBR 6118 (2014).

Em programas que não implementam os trechos rígidos é possível simula-los pela modelagem de trechos com grande rigidez. Os trechos rígidos também podem ser considerados na mudança de eixos dos pilares (Figura 3). O nó da intersecção é definido no eixo do pilar e o trecho rígido se estende até o eixo do pilar superior e cobre até 30% da altura da viga, em relação à face do pilar inferior. A consideração desses trechos na modelagem estrutural aproxima o modelo do comportamento real apresentado pela estrutura. (CORREA; VENTURI, 2010).

Figura 3 - Trecho rígido na mudança de eixo de pilares



Fonte: Correa; Venturi (2010).

3.3 ESTADOS LIMITES

As estruturas de concreto armado são projetadas para atender condições de segurança, funcionalidade e durabilidade visando suprir aos requisitos de projeto. Isto é garantido pela verificação dos estados limites, que são situações em que a estrutura se encontra no limite a partir do qual a estrutura para de atender as finalidades de sua construção. A NBR 6118 (2014), item 10.1, define os critérios de segurança adotados. Eles são classificados em:

- Estados Limites Últimos (ELU): a máxima carga suportada pela estrutura, ou seja, sua ocorrência acarretará na paralização da estrutura;

- Estados Limites de Serviço (ELS): estão relacionados à durabilidade, conforto, aparência e boa utilização funcional que não respeitam as condições.

3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A NBR 6118 (2014) define as combinações de ações como as cargas que agem simultaneamente na estrutura que determinam o efeito mais desfavorável na estrutura. A verificação dos estados limites últimos e de serviço são garantidas pelas combinações últimas normais e combinações de serviço.

3.4.1 Combinação para ELU

As combinações para os Estados Limites Últimos são classificadas pela NBR 6118 (2014) como combinações últimas normais, combinações últimas especiais e combinações últimas excepcionais.

- Combinações últimas normais: estão incluídas as ações permanentes principais e a ação variável principal com seus valores característicos e demais ações variáveis;
- Combinações últimas especiais: estão incluídas as ações permanentes e a ação variável especial com seus valores característicos e as demais características variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea.

3.4.2 Combinações para ELS

A NBR 6118 (2014) classifica as combinações para os Estados Limites de Serviço conforme a sua permanência na estrutura:

- Quase permanentes: atuam durante grande parte da vida da estrutura e devem ser verificadas para os limites de deformações;
- Frequentes: repetem-se em boa parte da vida da estrutura e devem ser verificadas para os limites de formações de fissuras, de abertura de fissuras e para os limites de vibrações. Devem verificar para as deformações excessivas devido ao vento e para as deformações de temperatura;
- Raras: ocorrem algumas vezes na vida da estrutura e devem ser verificadas para os limites de formações de fissuras.

3.5 ESTABILIDADE GLOBAL PARA PROJETO DE EDIFÍCIOS

Com a verticalização das construções os projetos de edifícios tornaram-se mais altos e esbeltos, o que faz com que o projeto seja elaborado com mais cautela, visando a estabilidade e segurança da edificação. Assim, a análise da estabilidade global de estruturas procura classificá-la como um edifício esbelto ou não. Esta classificação é permitida analisando-se os deslocamentos laterais dos nós. Caso a estrutura mostre-se instável será classificada como de nós móveis, senão, ela será classificada como de nós fixos.

Uma estrutura classificada de nós móveis possui deslocamentos laterais que juntamente com os esforços verticais podem resultar em acréscimo de esforços que a conduzam ao colapso. A este tipo de análise na qual se consideram os esforços adicionais devido à estrutura deslocada se denomina análise com não linearidade geométrica.

Além dos esforços adicionais causados devido aos deslocamentos horizontais, na análise global da estrutura deve-se levar em conta também o comportamento do material que a constitui. O concreto armado, material de estudo deste trabalho, não é elástico perfeito, pois os efeitos de fissuração, da fluência, escoamento da armadura, entre outros, conferem um comportamento não linear ao material. Por se tratar de uma análise complexa a NBR 6118 (2014) apresenta alguns métodos simplificados que consideram a redução da rigidez das vigas e pilares.

Em relação a isso, este trabalho apresentará dois parâmetros de instabilidade global para classificar as estruturas como de nós fixos ou de nós móveis, sendo eles, o parâmetro α e coeficiente γ_z . Assim, esses parâmetros definem se será necessário a consideração dos efeitos de 2ª ordem globais como estabelece a NBR 6118 (2014). Os elementos estruturais ainda podem apresentar a instabilidade local para cada peça pela verificação do limite de esbeltez. Mesmo uma estrutura sendo considerada não esbelta globalmente, ela ainda poderá apresentar esbeltez local em algum de seus elementos. Com isso, os dois modos de instabilidade devem ser verificados para garantir a segurança da estrutura.

3.5.1 EFEITOS DE 1ª ORDEM

Os efeitos de primeira ordem são os esforços calculados sem a consideração das deformações da estrutura decorrentes das ações permanentes, acidentais e excepcionais.

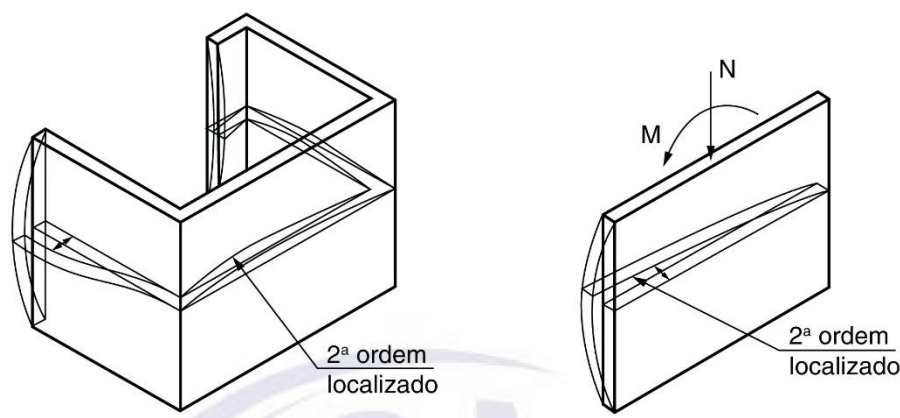
3.5.2 EFEITOS DE 2ª ORDEM

Os efeitos de segunda ordem são esforços adicionais causados pelo deslocamento horizontal da estrutura ou de seus elementos. Ao se aplicarem esforços horizontais, a estrutura ou o elemento se deforma. Com isso, o alinhamento dos carregamentos verticais se altera e causa uma excentricidade que implica no aparecimento de novos esforços. Caso esses esforços sejam significativos, eles devem ser considerados juntamente com os efeitos de primeira ordem.

A NBR 6118 (2014) classifica os efeitos de segunda ordem em efeitos globais, efeitos locais e efeitos localizados.

- Efeitos globais: devido aos esforços horizontais e verticais os nós da estrutura se deslocam horizontalmente;
- Efeitos locais: nas barras da estrutura os eixos não se mantêm retilíneos, o que causa efeitos de segunda ordem ao longo do elemento;
- Efeitos localizados: os pilares-paredes podem apresentar uma região sem retilineidade, conforme exemplificado na Figura 4.

Figura 4 - Efeitos de segunda ordem localizados



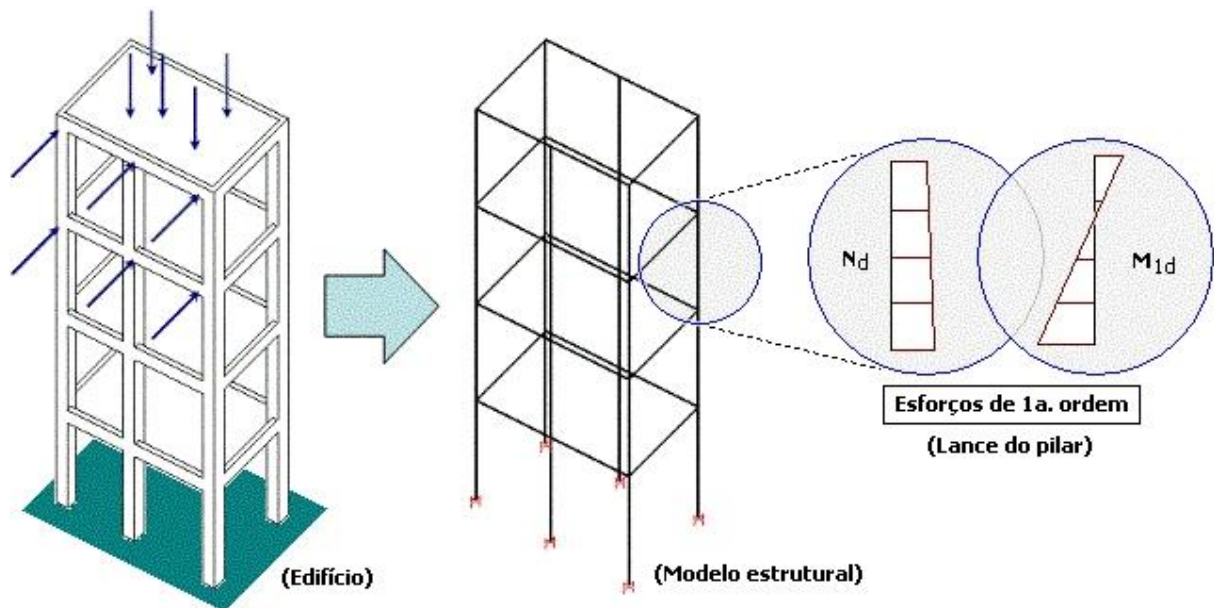
Fonte: NBR 6118 (2014).

3.5.2.1 Efeitos Globais de 2ª ordem

Os efeitos globais de 2ª ordem estão relacionados aos deslocamentos laterais da estrutura, que juntamente com a atuação das cargas verticais causam o aparecimento de esforços importantes para o dimensionamento da estrutura. Quando os deslocamentos laterais da estrutura são pequenos, e conseqüentemente os efeitos de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos efeitos de 1ª ordem), as estruturas são ditas de nós fixos. Caso esses

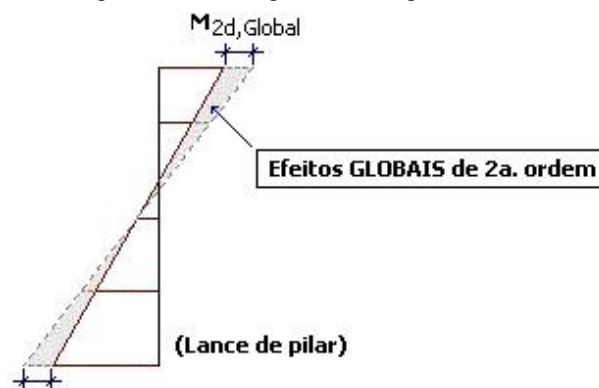
efeitos apresentem superioridade a 10% dos de 1ª ordem, a estrutura é classificada como de nós móveis. As estruturas de nós fixos têm nós deslocáveis, porém eles são pequenos e não precisam ser considerados na análise dos esforços. Já as estruturas de nós móveis não se movimentam significativamente, entretanto seus deslocamentos precisam ser considerados na análise dos esforços. A Figura 5 representa a modelagem de uma estrutura retirando-se os esforços de primeira ordem de um elemento. Já a Figura 6 demonstra a influência dos efeitos de 2ª ordem em relação aos de 1ª ordem.

Figura 5 - Edifício e modelagem estrutural



Fonte: Covas; Kimura (2003).

Figura 6 - Efeitos globais de segunda ordem



Fonte: Covas; Kimura (2003).

Nos itens seguintes serão apresentados os coeficiente utilizados para classificar as estruturas como de nós fixos ou móveis, que devem considerar a não linearidade física (NLF)

do material e a não linearidade geométrica (NLG) que está relacionada a alterações na geometria da estrutura.

3.5.2.2 Efeitos Locais de 2ª ordem

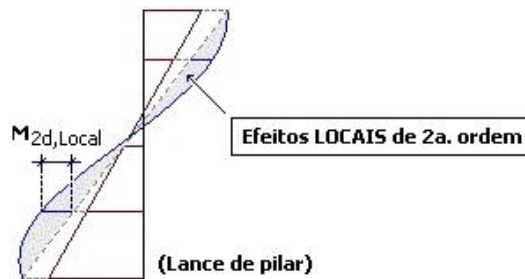
Os efeitos de 2ª ordem locais estão relacionados à esbeltez do elemento. A magnitude desses esforços dependem do índice de esbeltez do pilar, do esforço normal solicitante e do diagrama de momentos fletores ao longo da altura do pilar. Caso a esbeltez do pilar (λ) seja inferior à esbeltez limite (λ_1), esses efeitos podem ser desconsiderados (NBR 6118, 2014).

A NBR 6118 (2014) define em seu item 15.8.3 as determinações para os efeitos locais de segunda ordem. Caso os valores de λ sejam superiores a 140, deve-se determinar os efeitos de segunda ordem pela análise não linear com o método geral. Em caso de valores de λ inferiores, a norma estabelece métodos aproximados para analisar a consideração dos efeitos de segunda ordem:

- **Método do pilar padrão com curvatura aproximada:** para pilares com $\lambda < 90$, seção constante e armadura simétrica ao longo do seu eixo;
- **Método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada:** para pilares com $\lambda < 90$, seção retangular constante e armadura simétrica ao longo do eixo;
- **Método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N , 1/r:** para $\lambda < 140$ pelos métodos do pilar padrão e pilar padrão acoplado utilizando-se valores dos diagramas de M, N e 1/r. Para $\lambda > 90$ deve-se considerar a fluência do concreto;
- **Método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua:** se os valores de λ em ambas as direções foram inferiores a 90, pode-se utilizar o método do pilar padrão com rigidez κ aproximada, com as considerações para cada direção.

Os efeitos locais de segunda ordem dependem dos esforços de 1ª e 2ª ordem globais. Com isso, é fundamental que o modelo estrutural seja adequado e adaptado à realidade da estrutura para obtenção destes valores (COVAS; KIMURA, 2003). A Figura 7 demonstra o acréscimo dos efeitos locais de 2ª ordem sobre os efeitos de 1ª e 2ª ordem globais demonstrados na Figura 6.

Figura 7 - Efeitos locais de segunda ordem



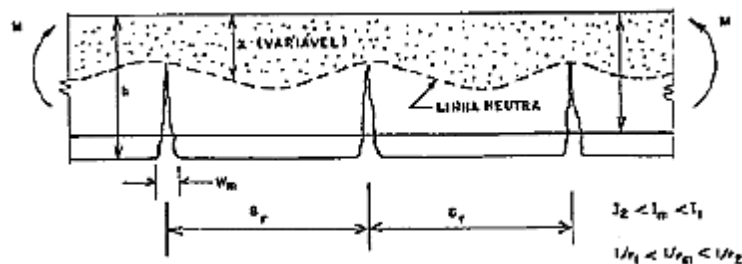
Fonte: Covas; Kimura (2003)

Para o presente trabalho, o método escolhido para determinar os efeitos de segunda ordem é o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada e será demonstrado no item 4.9.2 ao tratar-se do dimensionamento de pilares.

3.5.3 Não linearidade física (NLF)

O concreto armado é um material não homogêneo e por isso o seu diagrama de tensão-deformação é não-linear, ou seja, o módulo de elasticidade (E) não permanece constante para diferentes cargas atuantes. Outro aspecto a se considerar é devido a fissuração com o aumento da sollicitação, que faz com que o momento de inércia da seção transversal se reduza, que por consequência acarreta na diminuição da rigidez da seção. A Figura 8 representa a variação da linha neutra devido à fissuração do concreto e por consequência a variação da rigidez da seção.

Figura 8 - Variação da posição da linha neutra devido a fissuração



Fonte: Ciloni (1994).

Para estruturas de nós móveis a NBR 6118 (2014) estabelece que os efeitos da NLF devem ser considerados na análise dos esforços. Com isso, para cada nível de sollicitação ou carregamento a rigidez dos elementos deve ser determinada através de um processo incremental e iterativo. Essa determinação da rigidez é feita a partir das relações constitutivas do material e da posição da armadura no elemento (WONDELL, 2003). Porém ao realizar-se uma análise estrutural inicial, onde não se dispõe das armaduras nos elementos e apenas do pré-

dimensionamento estrutural, a norma em seu item 15.7.3 sugere uma aproximação para a redução da rigidez dos elementos estruturais.

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c$
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c$ para $As' \neq As$ e
 $(EI)_{sec} = 0,5E_cI_c$ para $As' = As$
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c$

3.5.4 Não linearidade geométrica (NLG)

Os efeitos devido a não linearidade geométrica (NLG) estão relacionados ao deslocamento da estrutura no espaço. Esses efeitos são analisados considerando a estrutura na sua deformação final. Essas deformações causam deslocamentos laterais que juntamente com os carregamentos verticais podem causar aumento significativo dos esforços.

Os efeitos devido a NLG devem ser considerados caso a estrutura seja classificada como de nós móveis. Caso seja considerada de nós fixos, os carregamentos verticais agindo com os deslocamentos laterais causam efeitos que são desprezíveis. Para isso, a NBR 6118 (2014) apresenta dois coeficientes para classificar as estruturas como de nós fixos ou nós móveis, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z .

3.5.4.1 Parâmetro α

O parâmetro de instabilidade α foi definido em 1967 por Beck e Köng baseado na teoria de Euler. Ele aplica o princípio de flambagem de uma barra para uma estrutura de um edifício (Figura 9). Através deste parâmetro é possível definir se devem ser considerados, ou não, os efeitos da não linearidade física, ou seja, se haverá acréscimo de efeitos de 2ª ordem globais.

A NBR 6118 (2014) define que a estrutura será considerada de nós móveis caso o parâmetro de estabilidade α seja superior a um valor limite (α_1).

$$\alpha \geq \alpha_1$$

O valor de α_1 é determinado pelo número total de andares (n) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ se } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se } n \geq 4$$

O valor de $\alpha_1 = 0,6$ é utilizado em estruturas usuais de concreto armado. Com isso, a NBR 6118 (2014) ainda indica alguns valores para outros tipos de estruturas: $\alpha_1 = 0,7$ quando

a estrutura de contraventamento é composta apenas por pilar-parede e $\alpha_1 = 0,5$ quando a estrutura é composta apenas por pórticos.

Com isso o valor de α é determinado na equação (3.1):

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs}I_c}} \quad (3.1)$$

onde:

H_{tot} – altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k – somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot} , com seu valor característico);

$E_{cs}I_c$ – somatória das rigidezes de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

Para determinar-se a rigidez equivalente ($E_{cs}I_c$) deve-se tomar como base um pilar engastado na base e livre no topo, que possua a mesma altura e carregamento horizontal que a estrutura estudada. Desta forma, a rigidez do pilar será equivalente à da estrutura quando o deslocamento do topo do pilar for igual ao do topo da estrutura (FRANCO, 1985).

$$E_{cs}I_c = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot a} \quad (3.2)$$

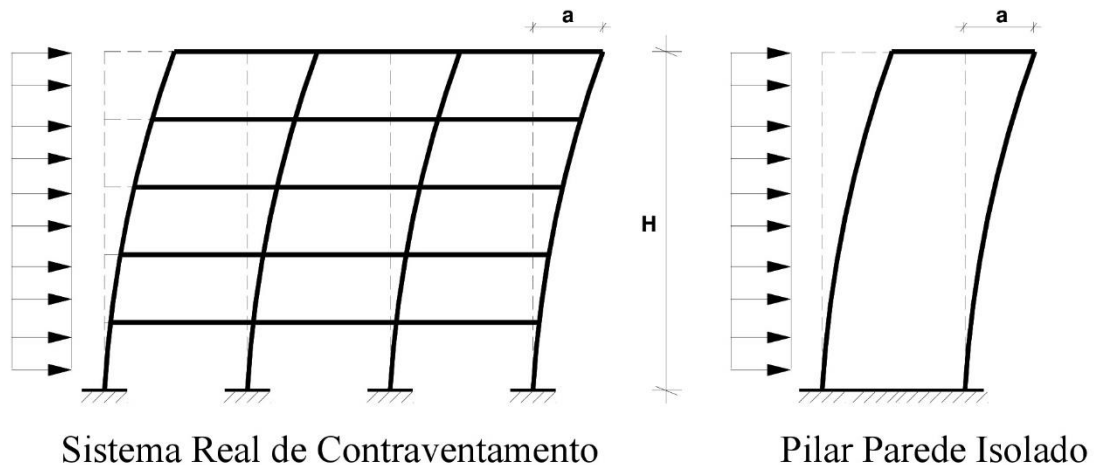
onde:

q – carga distribuída horizontal atuando na estrutura;

H – altura total do edifício;

a – deslocamento real da estrutura.

Figura 9 - Determinação do EcsIc aproximado



Fonte: Oliveira (1998)

Através do parâmetro de instabilidade α não é possível determinar a magnitude dos efeitos de 2ª ordem. Assim, para determinar esses esforços deve-se realizar uma análise não linear da estrutura. Banki (1999) apresenta os métodos exatos e simplificados para determinar-se as magnitudes dos esforços de 2ª ordem.

3.5.4.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z tem por objetivo estabelecer a mobilidade da estrutura e com isso estimar os esforços de 2ª ordem. Ele foi idealizado por Francisco Paulo Graziano e apresentado por Franco e Vasconcelos (1991) e tem a finalidade de se estabelecer um método mais simples para definir se a estrutura é de nós móveis, bem como servir para majorar os esforços de 1ª ordem para obtenção dos esforços finais, os quais já incluem os de segunda ordem (CAMPOO; CORRÊA; RAMALHO, 2007).

Segundo a NBR 6118 (2014) o coeficiente γ_z é válido para estruturas de no mínimo quatro andares e pode ser determinado através de análises lineares de primeira ordem, considerando a não linearidade física aproximada. Com isso, o coeficiente pode ser determinado pela seguinte equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{\Delta M_{1,tot,d}}} \quad (3.3)$$

onde:

$\Delta M_{1,tot,d}$ - é a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ - é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem.

O parâmetro α , definido anteriormente, indica a necessidade de uma análise de 2ª ordem para a estrutura caso o limite de norma seja ultrapassado. Já o coeficiente γ_z tem a vantagem de oferecer uma estimativa dos esforços de segunda ordem. Caso o valor de γ_z esteja entre 1,10 e 1,30 a NBR 6118 (2014) permite a determinação dos esforços globais finais, esforços de 1ª mais de 2ª ordem, majorando-se os carregamentos horizontais em $0,95 \cdot \gamma_z$.

4 PILARES

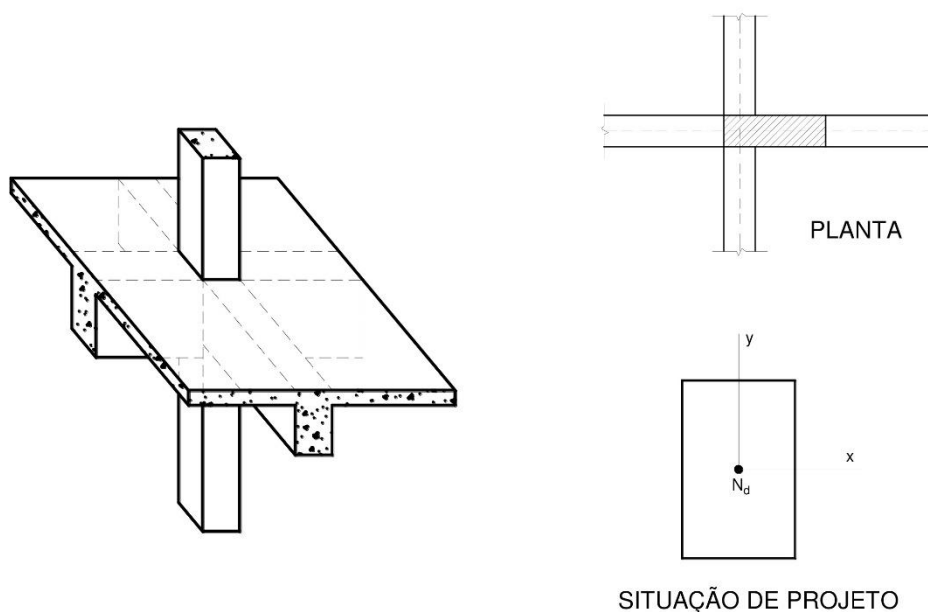
Segundo a NBR 6118 (2014) pilares são “*Elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.*”

Os pilares possuem a maior dimensão da seção transversal inferior à cinco vezes o tamanho da menor dimensão. Caso contrário, devem ser considerados como pilar-parede para o dimensionamento. Segundo FUSCO (1981), para efeito de projetos os pilares são classificados em pilares intermediários, pilares de extremidade ou pilares de canto.

4.1 PILAR INTERMEDIÁRIO

Nos pilares intermediários (Figura 10) considera-se a carga centrada no pilar, pois como as lajes e vigas são contínuas pode-se admitir que os momentos transmitidos ao pilar são pequenos e podem ser desprezados para o dimensionamento (FUSCO, 1981).

Figura 10 - Arranjo estrutural de pilar intermediário



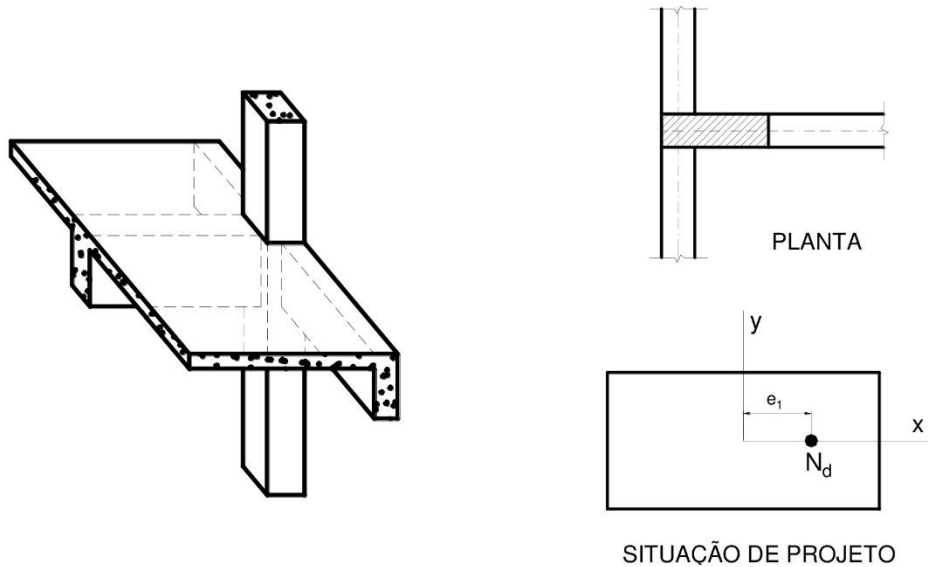
Fonte: Fusco (1981).

4.2 PILAR DE EXTREMIDADE

Os pilares de extremidade (Figura 11) estão posicionados nas bordas das edificações, conhecidos também como pilares laterais ou de borda. Possuem essa classificação pois recebem o extremo de uma viga, ou seja, não há continuidade desta sobre o pilar. Por não haver a continuidade da viga, o pilar está sujeito a flexão composta normal.

Para que um pilar possa ser dimensionado como pilar de extremidade, não é necessário que ele esteja posicionado na borda de uma edificação, pois ele pode estar localizado no interior de um edifício, desde que não haja continuidade da viga.

Figura 11 - Arranjo estrutural de pilar de extremidade

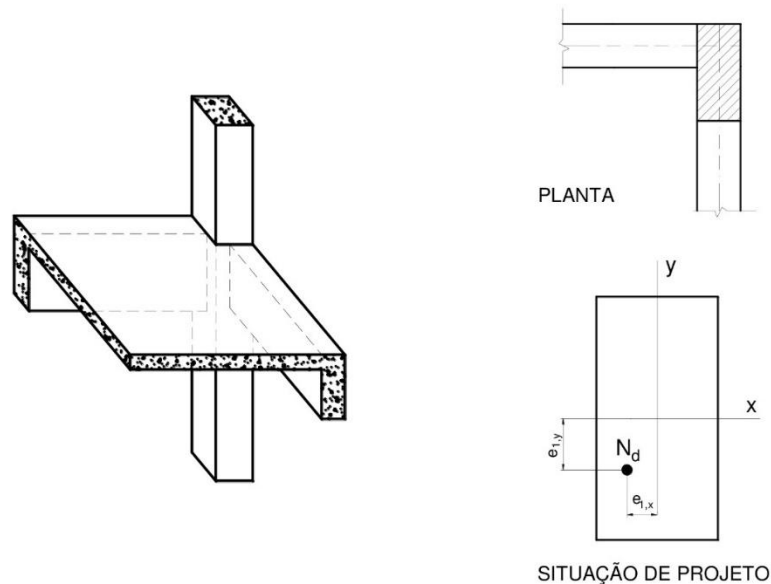


Fonte: Fusco (1981).

4.3 PILAR DE CANTO

Os pilares de canto (Figura 12) estão localizados no canto das edificações. Em situação de projeto, eles estão submetidos à flexão composta oblíqua, decorrente da não continuidade das vigas que chegam até o pilar.

Figura 12 - Arranjo estrutural de pilar de canto



Fonte: Fusco (1981).

4.4 DIMENSÕES MÍNIMAS

Para que os pilares possuam um desempenho adequado e possam oferecer condições de segurança, a NBR 6118 (2014), em seu item 13.2.3, estabelece que os pilares devem possuir a seção transversal com dimensão mínima de 19 cm. Porém, em casos especiais os pilares podem ter dimensões entre 14 cm e 19 cm, desde que os esforços solicitantes de cálculo para o dimensionamento sejam majorados por um coeficiente de segurança γ_n :

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b \quad (4.1)$$

Onde b é a menor dimensão da seção transversal do pilar, em cm. Os valores do coeficiente de segurança variam de acordo com a dimensão da seção transversal conforme a Tabela 1.

Tabela 1 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25

Fonte: (NBR 6118, 2014)

Para que um pilar seja classificado e dimensionado como tal, a sua maior dimensão da seção transversal não deve ser superior a 5 vezes a menor dimensão do pilar. Caso isso ocorra, ele deverá ser analisado estruturalmente como um pilar-parede. Além disso, os pilares não podem possuir área inferior a 360 cm² (NBR 6118, 2014).

4.5 ÍNDICE DE ESBELTEZ

Conforme estabelece a NBR 6118 (2014) o índice de esbeltez de um pilar é a razão entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, para cada direção considerada.

$$\lambda = \frac{le}{i} \quad (4.2)$$

com o raio de giração sendo: $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

onde:

le – comprimento de flambagem;

i – raio de giração da seção geométrica da peça (seção transversal de concreto, não se considerando a presença de armadura);

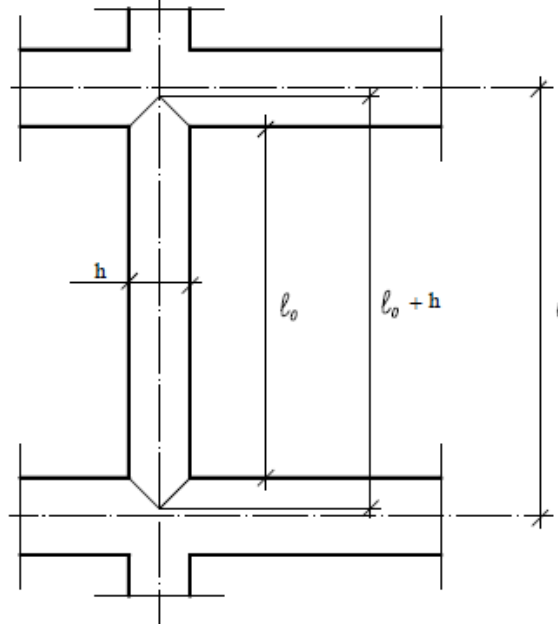
I – momento de inércia;

A – área da seção.

Pelo índice de esbeltez de um pilar é possível classificá-los como:

- a) Curto: se $\lambda \leq 35$;
- b) Médio: se $35 < \lambda \leq 90$;
- c) Medianamente esbelto: se $90 < \lambda \leq 140$;
- d) Esbelto: se $140 < \lambda \leq 200$.

Os pilares curtos e médios representam a maioria das situações em projetos de edificações (BASTOS, 2017). Portanto, para a definição da esbeltez do pilar a NBR 6118 (2014) apresenta o cálculo para a determinação do comprimento de flambagem do pilar para estruturas de nós fixos. A norma considera o pilar como uma barra vinculada nas extremidades aos elementos estruturais sendo que este deve possuir o menor comprimento dos valores representados na Figura 13.

Figura 13 - Valores de l_0 e l 

Fonte: Bastos (2017).

$$le = \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

onde:

l_0 – distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

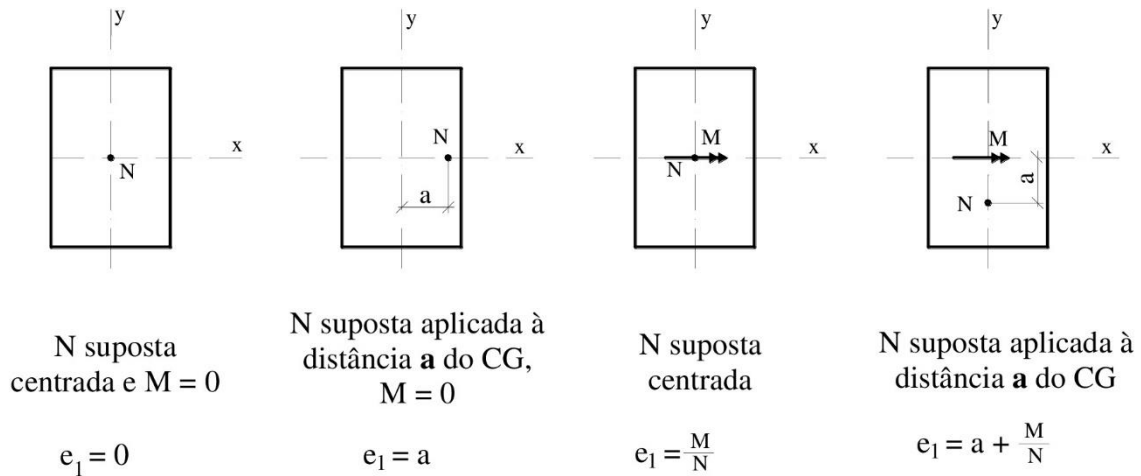
h – altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

l – distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

4.6 EXCENTRICIDADE DE 1ª ORDEM

A excentricidade de 1ª ordem (e_1) é oriunda das ligações das vigas com os pilares que compõem o pórtico de concreto armado. Podem estar relacionadas aos momentos fletores atuantes ao longo do pilar ou ao fato da força normal teórica não estar localizada no centro geométrico da seção transversal do pilar, ou seja, possuir uma excentricidade inicial (BASTOS, 2017). Com isso a Figura 14 apresenta as possíveis excentricidades de 1ª ordem dos pilares.

Figura 14 - Excentricidades de 1ª ordem



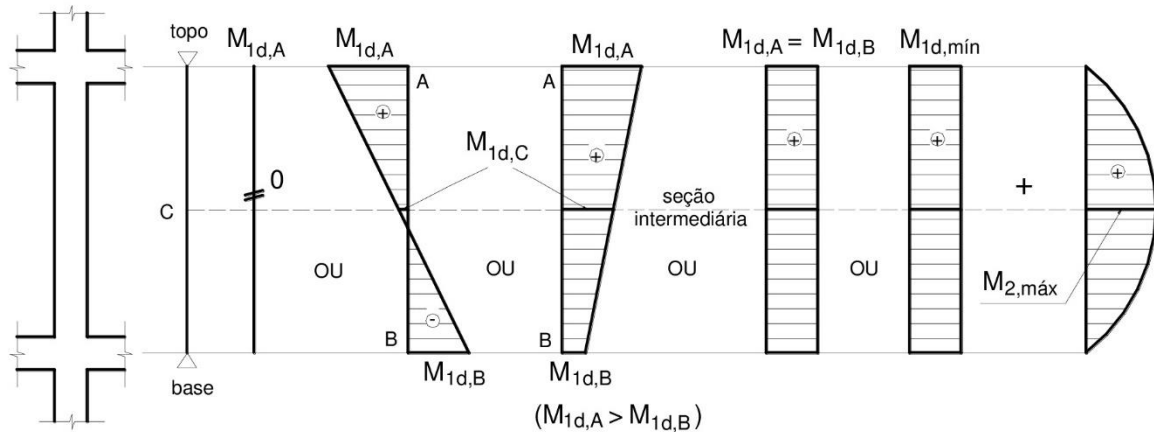
Fonte: Bastos (2017).

4.7 DETERMINAÇÃO DOS MOMENTO FLETORES DO PILAR

O dimensionamento de pilares deve ser realizado para a situação mais crítica ao longo de seu lance, ou seja, sob os maiores esforços solicitantes. Sendo constante o esforço normal (N_d), é preciso determinar a seção do pilar com a maior atuação do momento fletor total, segundo a direção analisada. Com isso, normalmente basta analisar os momentos nas extremidades e em um ponto intermediário C, que é aquele com a atuação da somatória dos momentos de 1ª ordem e 2ª ordem, caso este seja considerado (BASTOS, 2017).

A Figura 15 mostra alguns casos dos momentos solicitantes em pilares ($M_{1d,A}$ e $M_{1d,B}$), momentos mínimos ($M_{1d,min}$) e momentos de 2ª ordem ($M_{2,max}$). Quando o momento solicitante ao longo do pilar for variável, o momento solicitante máximo é nomeado $M_{1d,A}$ e é considerado positivo. Sendo assim o valor menor, nomeado $M_{1d,B}$, da outra extremidade é considerado negativo caso comprima a fibra oposta de $M_{1d,A}$. O momento mínimo é considerado constante ao longo do pilar.

Figura 15 - Momentos fletores de 1ª ordem com os 2ª ordem na seção do lance do pilar



Fonte: Bastos (2017).

Para se determinar o momento intermediário ($M_{1d,c}$) na seção de maior momento fletor máximo com 2ª ordem é preciso fazer uma correlação entre os momentos de topo e base com o momento mínimo.

$$M_{d,tot} \geq \begin{cases} M_{1d,c} + M_{2d} \\ M_{1d,mín} + M_{2d} \end{cases}$$

O momento de 1ª ordem intermediário é determinado por:

$$M_{1d,c} \geq \begin{cases} 0,6M_{1d,A} + 0,4M_{1d,B} \\ 0,4M_{1d,A} \end{cases}$$

Ao determinar todos os momentos fletores que podem atuar na seção do pilar ao longo do lance, é feita uma comparação a fim de escolher o momento mais adequado para o dimensionamento. Visando atender aos critérios de segurança, o maior momento em módulo é selecionado para o dimensionamento da seção transversal do pilar, para cada direção analisada.

4.8 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

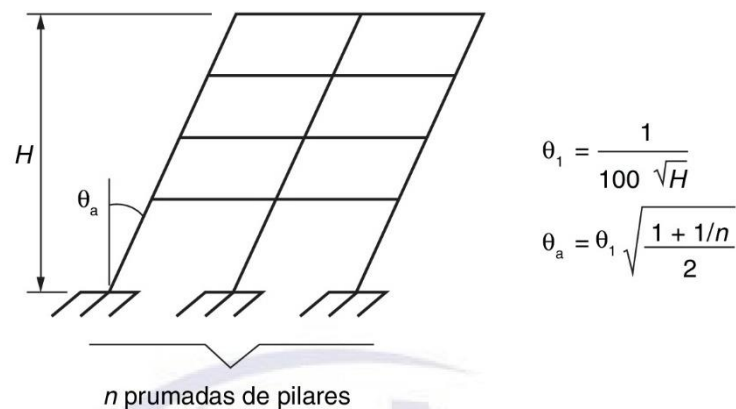
Segundo a NBR 6118 (2014) em seu item 11.3.3.4 afirma que:

"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."

4.8.1 Imperfeições globais

As estruturas ao apresentarem maior esbeltez e altura precisam ser analisadas perante as imperfeições geométricas globais, também conhecidas como desvio accidental global ou irregularidade vertical. Isso ocorre, pois admite-se que toda estrutura possui um desaprumo devido aos erros construtivos no seu alinhamento (Figura 16). Com isso, a NBR 6118 (2014) no item 11.3.3.4.1 estabelece as possibilidades de consideração das imperfeições globais

Figura 16 - Imperfeições geométricas globais



Fonte: NBR 6118 (2014).

onde:

$$\theta_{1min} = 1/300 \text{ – para estruturas reticuladas e imperfeições locais;}$$

$$\theta_{1máx} = 1/200;$$

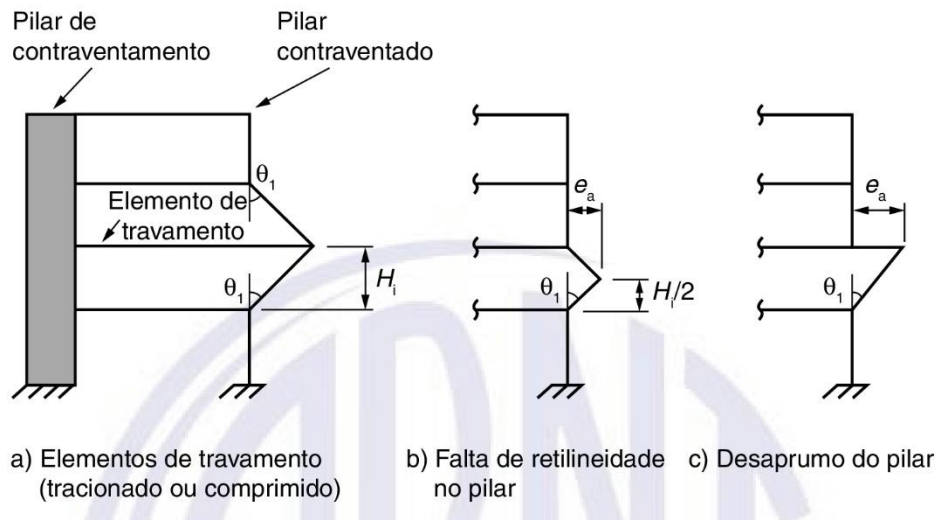
H – altura total da edificação, expressa em metros (m);

n – número de prumadas de pilares no pórtico plano.

4.8.2 Imperfeições locais

As imperfeições geométricas locais (Figura 17) são definidas pela NBR 6118 (2014) a qual estabelece que para o dimensionamento de um lance de pilares os efeitos do desaprumo ou da falta de retlineidade do eixo do pilar devem ser considerados. Com isso, para casos usuais e de estruturas reticuladas a consideração da falta de retlineidade ao longo do pilar é suficiente.

Figura 17 - Imperfeições geométricas locais: Falta de retilidade no pilar (b) e Desaprumo do pilar (a)



Fonte: NBR 6118 (2014).

A falta de retilidade do pilar é determinada por através do ângulo θ_1 .

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}}$$

Onde:

H – altura do lance, em metro, conforme mostrado na Figura 17;

$\theta_{1mín} = 1/300$ – para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1máx} = 1/200$.

A excentricidade de um lance de pilar é determinada pela expressão abaixo:

$$e_a = \theta_1 \left(\frac{H}{2} \right)$$

4.9 VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS MÍNIMOS

Por definição, os momentos mínimos são os mínimos valores de momentos fletores que devem ser considerados no dimensionamento de uma peça, pois o desalinhamento do pilar influencia nos esforços atuantes, aumentando os momentos fletores de extremidade do pilar. Com isso, para garantir a segurança, caso os momentos sejam pequenos ou zero, o dimensionamento dos pilares deve-se dar sobre uma excentricidade mínima, ou seja, dada pelos momentos mínimos (NBR 6118, 2014).

4.9.1 Momentos mínimos de 1ª ordem

A NBR 6118 (2014) estabelece que os momentos mínimos de primeira ordem são dados por:

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad (4.3)$$

Onde h é a altura total da seção transversal na direção considerada em metros.

Conforme estabelecido pela norma em seu item 11.3.3.4.3 os efeitos de imperfeições locais estão englobados pelos momentos mínimos de 1ª ordem. A esse valor devem ser acrescidos os momentos de 2ª ordem, ou seja, as excentricidades acidentais e imperfeições locais podem ser desprezadas. Caso o pilar esteja submetido à flexão composta oblíqua, esses valores devem ser verificados para as duas direções.

Ainda no item 11.3.3.4.3, a norma estabelece que para pilares retangulares é possível definir uma envoltória mínima de 1ª ordem, tomada a favor da segurança, por um método de iteração, conforme Figura 18.

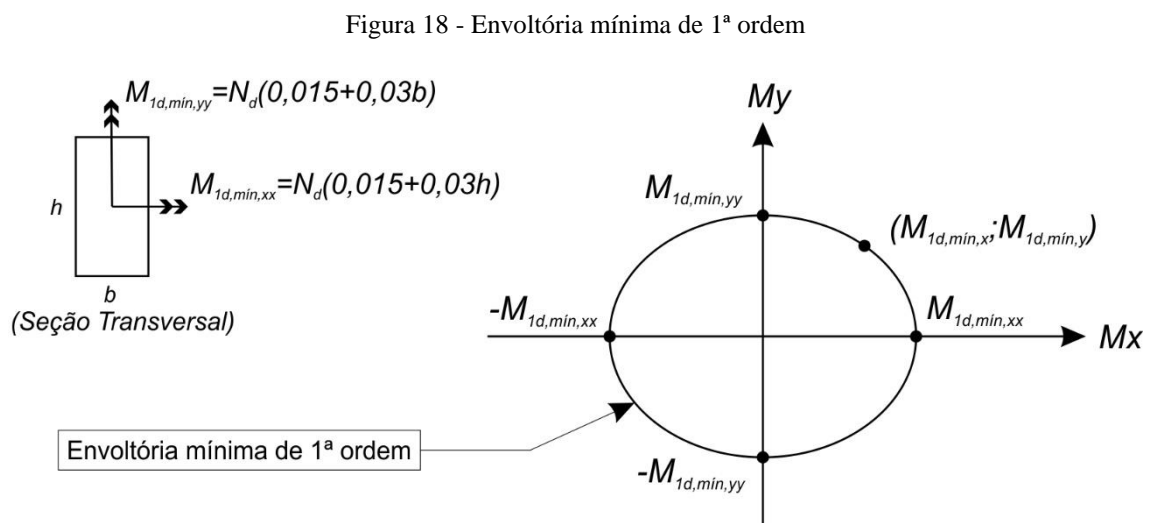
$$\left(\frac{M_{1d,min,x}}{M_{1d,min,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,yy}}\right)^2 = 1 \quad (4.4)$$

Onde $M_{1d,min,xx}$ e $M_{1d,min,yy}$ são os momentos mínimos em flexão composta normal para cada direção considerada:

$$M_{1d,min,xx} = Nd(0,015 + 0,03h)$$

$$M_{1d,min,yy} = Nd(0,015 + 0,03b)$$

e $M_{1d,min,x}$ e $M_{1d,min,y}$ são as componentes em flexão composta oblíqua.



Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2014).

4.9.2 Momentos mínimos de 2ª ordem

A NBR 6118 (2014) em seu item 15.1 estabelece que a análise dos efeitos de 2ª ordem deve assegurar que para a combinação de ações mais desfavoráveis não ocorra perda de estabilidade da peça nem perda de capacidade resistente de cálculo.

Com isso, em seu item 15.8.2 a norma determina os limites de esbeltez dos pilares para se considerar os efeitos de segunda ordem locais, que devem ser acrescidos aos de 1ª ordem. Portanto, quanto maior foi a esbeltez do pilar maior será a importância dos efeitos de 2ª ordem.

Índice de esbeltez limite (λ_1)

O índice de esbeltez do pilar foi estabelecido no item 4.5, já o índice de esbeltez limite (λ_1) é obtido a partir da seguinte equação:

$$\lambda_1 = 25 + \frac{12,5 \left(\frac{e_1}{h} \right)}{\alpha_b} \quad (4.5)$$

Com: $35 \leq \lambda_1 \leq 90$;

onde:

e_1 – excentricidade de 1ª ordem (não inclui a excentricidade acidental e_a) definida no item 4.6;

$\frac{e_1}{h}$ - excentricidade relativa de 1ª ordem.

E onde o valor de α_b deve ser obtido conforme segue (NBR 6118, 2014, item 15.8.2):

a) para pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + \frac{0,40M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad (4.6)$$

sendo: $0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$.

M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, obtidos na análise de 1ª ordem no caso de estruturas de nós fixos e os momentos totais (1ª ordem + 2ª ordem global) no caso de estruturas de nós móveis. Para o valor M_A deve ser adotado o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para o M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo, em caso contrário.

b) para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0$$

c) para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + \frac{0,20M_C}{M_A} \geq 0,85$$

sendo: $0,85 \leq \alpha_b \leq 1,0$

M_A é o momento de 1ª ordem no engaste. E M_C é o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

d) para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo estabelecido em 11.3.3.4.3:

$$\alpha_b = 1,0$$

Caso os efeitos de segunda ordem não possam ser desprezados, ou seja, o índice de esbeltez do pilar é superior ao limite ($\lambda > \lambda_1$), pode-se determiná-los através de alguns métodos que a NBR6118 (2014) disponibiliza. Para o presente trabalho, será utilizado o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada.

Método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada

Este método é tratado no item 15.8.3.3.3 da NBR6118 (2014), e pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção retangular constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal. Além disso, a não linearidade física deve ser considerada através de uma expressão aproximada de rigidez e o momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de 1ª ordem pela expressão:

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A1}}{1 - \frac{120\kappa}{\nu}} \geq M_{1d,A}$$

Para o valor da rigidez adimensional κ pode ser utilizada a expressão aproximada:

$$\kappa_{aprox} = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{h N_d} \right) \nu$$

sendo:

$$\nu = \frac{N_d}{bh f_{cd}}$$

onde:

h - é a altura da seção na direção considerada;

ν - é a força normal adimensional.

O momento $M_{1d,A}$ e o coeficiente α_b têm as mesmas definições apresentadas anteriormente. Sendo $M_{1d,A}$ o valor de cálculo de 1ª ordem do momento M_A .

Em um processo de dimensionamento, toma-se $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$. Já em um processo de verificação, onde a armadura é conhecida, $M_{Rd,tot}$ é o momento resistente calculado com essa armadura e com $N_d = N_{Sd} = N_{Rd}$. Este processo apresentado é iterativo. Banki (2010), faz uma análise do método e apresenta uma abordagem direta para o processo e em um caso de dimensionamento, recai na formulação dada abaixo:

$$aM_{Sd,tot}^2 + bM_{Sd,tot} + c = 0$$

onde

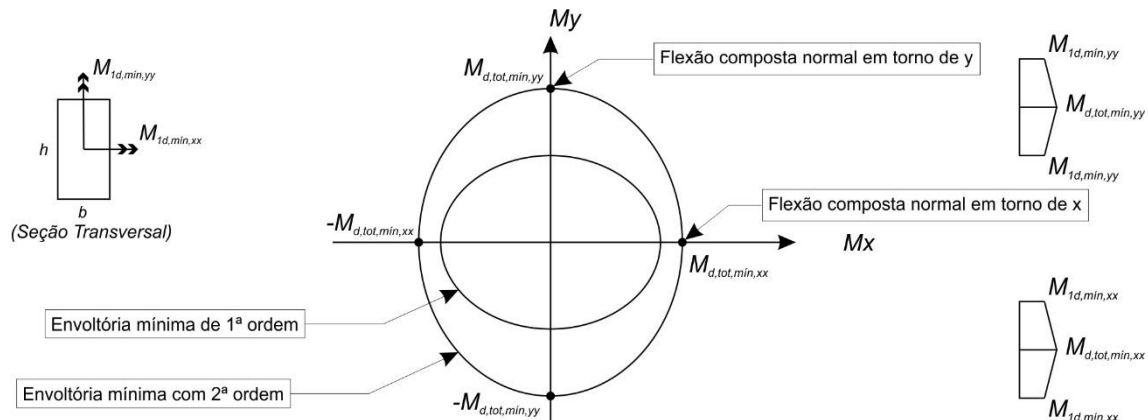
$$\begin{aligned} a &= 5h \\ b &= h^2 N_d - \frac{N_d \ell_e^2}{320} - 5h \alpha_b M_{1d,A} \\ c &= -N_d h^2 \alpha_b M_{1d,A} \\ M_{Sd,tot} &= \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \end{aligned}$$

Com os cálculos indicados acima obtém-se os efeitos de segunda ordem locais. Em seu item 15.3.2 a norma reinterpreta o diagrama da Figura 19, mas com a envoltória mínima acrescida dos efeitos da 2ª ordem. De maneira similar à envoltória de momentos mínimos de 1ª ordem, esta é obtida pelo mesmo processo iterativo.

$$\left(\frac{M_{d,tot,mín,x}}{M_{d,tot,mín,xx}} \right)^2 + \left(\frac{M_{d,tot,mín,y}}{M_{d,tot,mín,yy}} \right)^2 = 1 \quad 4.7$$

sendo $M_{d,tot,mín,xx}$ e $M_{d,tot,mín,yy}$ os momentos totais mínimos para a direção x e y , respectivamente, e $M_{d,tot,mín,x}$ e $M_{d,tot,mín,y}$ os momentos totais mínimos para uma direção oblíqua qualquer.

Figura 19 - Envoltória dos momentos mínimos de 2ª ordem.



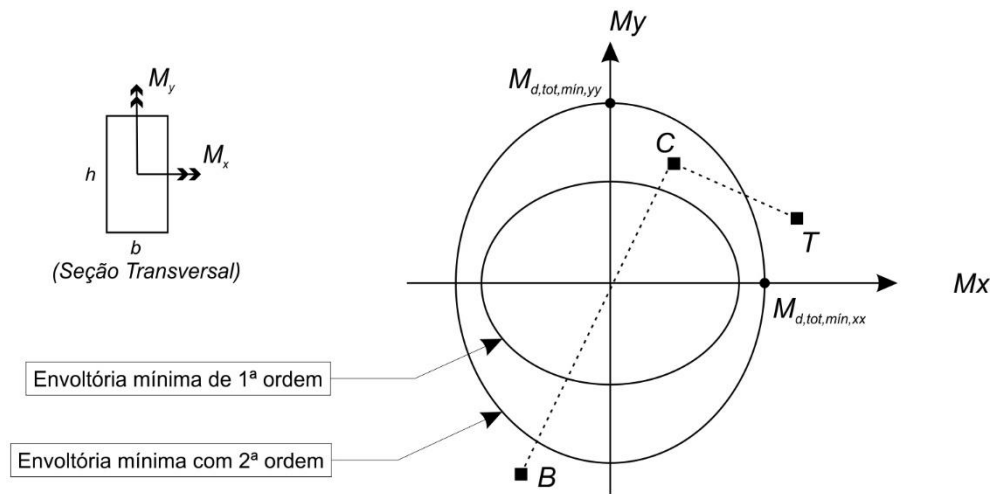
Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2014).

4.10 MOMENTO CRÍTICO NA SEÇÃO INTERMEDIÁRIA

O momento crítico na seção intermediária é obtido quando considera-se os efeitos de segunda ordem locais em um pilar. Como demonstrado no item 4.7, ele ocorre na seção em que ao somar-se os efeitos de 1ª com os de 2ª ordem o valor é máximo se comparado com outras seções ao longo do pilar.

No item 4.9.2 foi descrito o processo de obtenção dos momentos mínimos de 2ª ordem da seção do pilar. Para obter-se o momento de 2ª ordem na seção mais crítica ao lance do pilar basta aplicar o mesmo procedimento do método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada. Com isso, ao realizar-se os cálculos deve-se adotar os momentos de topo e base do pilar para o cálculo de $M_{d,tot,c}$. Caso o pilar necessite do cálculo dos efeitos de 2ª ordem locais para alguma das direções, o valor de $M_{d,tot,c}$ deve ser determinado para ambas as direções. Com isso, os momentos de topo (T), base (B) e na seção crítica (C) do pilar podem ser inseridos no diagrama de envoltórias de momentos para posterior verificação dos momentos resistentes (Figura 20).

Figura 20 - Momentos solicitantes no pilar.



Fonte: Adaptado de Bastos (2017).

4.11 MOMENTOS RESISTENTES

Para que o dimensionamento adotado seja considerado a favor da segurança, os momentos resistentes devem ser superiores aos solicitantes. Com isso, a envoltória resistente obtida a partir do dimensionamento deve englobar as envoltórias mínimas de 1ª e 2ª ordem, os momentos de extremidade do pilar (topo e base) e o momento intermediário (considerado na seção crítica).

Portanto, como para os momentos mínimos, a NBR 6118 (2014) estabelece o procedimento para a obtenção do gráfico da envoltória resistente, que pode ser determinado pela expressão de interação:

$$\left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}}\right)^\alpha = 1 \quad (4.8)$$

onde

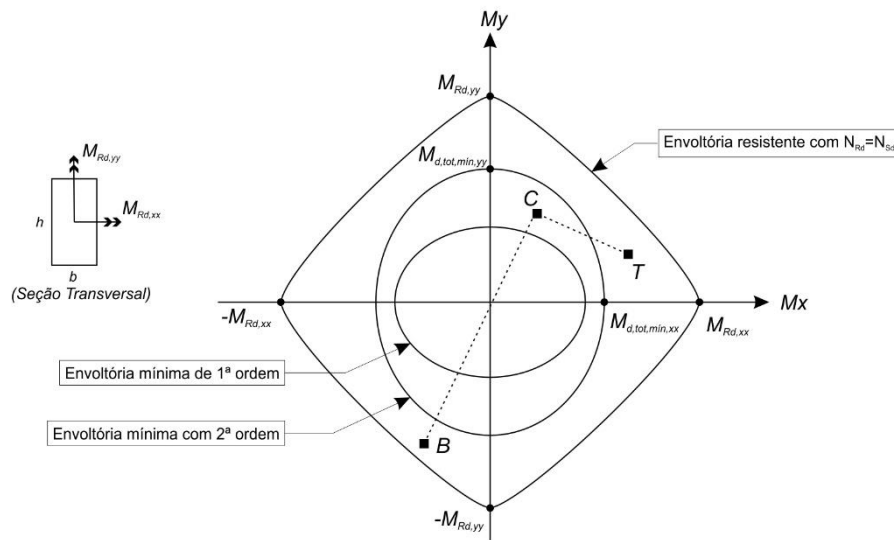
$M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ – componentes do momento resistente de cálculo em flexão oblíqua composta, segundo os dois eixos principais de inércia x e y , da seção bruta, com um esforço normal resistente de cálculo N_{Rd} igual à normal solicitante N_{Sd} . Esses são os valores que se deseja obter;

$M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$ – momentos resistentes de cálculo segundo cada um dos referidos eixos em flexão composta normal, com o mesmo valor de N_{Rd} . Esses valores são calculados a partir do arranjo e da quantidade de armadura em estudo;

α – expoente cujo valor depende de vários fatores, entre eles o valor da força normal, a forma da seção, o arranjo da armadura e de suas porcentagens. Em geral pode ser adotado $\alpha = 1$, a favor da segurança. No caso de seções retangulares, pode-se adotar $\alpha = 1,2$.

A Figura 21 representa a envoltória de momentos resistentes verificado no qual os esforços de topo, base e na seção intermediária estão representados pelos pontos T, B e C respectivamente.

Figura 21 - Envoltória de momentos resistentes.



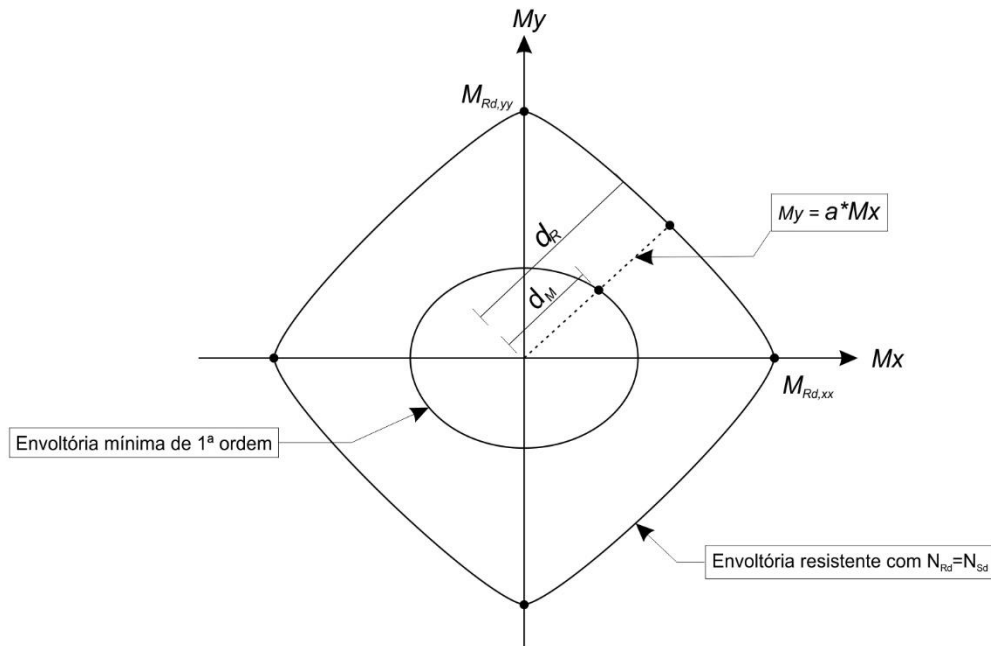
Fonte: Adaptado de Bastos (2017).

4.12 VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS RESISTENTES

Para o pilar apresentar detalhamento seguro, a envoltória de momentos resistentes deve englobar todos os momentos do pilar. Com isso, desenvolveu-se um processo matemático para verificar se qualquer um dos pontos das envoltórias de momentos, dos momentos de topo, base e seção intermediária, estão dentro da envoltória resistente. Ou seja, como demonstra a Figura 22, verificar se a distância d_M é inferior a distância d_R .

Como forma de facilitar a interpretação, o exemplo mostrado refere-se a envoltória de momentos mínimos de 1ª ordem. Porém, o método é aplicável a envoltória dos momentos mínimos de 2ª ordem e aos momentos de topo, base e da seção intermediária do pilar.

Figura 22 - Verificação da envoltória de momentos resistentes



Fonte: Do autor.

Assim, temos que da equação da envoltórias de momentos mínimos, arbitrase um momento ($M_{1d,min,x}$) e encontre-se o seu correspondente ($M_{1d,min,y}$) pela equação da envoltória para momentos mínimos:

$$\left(\frac{M_{1d,min,x}}{M_{1d,min,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,yy}}\right)^2 = 1$$

$$M_{1d,min,y} = M_{1d,min,yy} \sqrt{1 - \left(\frac{M_{1d,min,x}}{M_{1d,min,xx}}\right)^2} \quad (4.9)$$

Com isso, é possível determinar a distância d_M :

$$d_M = \sqrt{M_{1d,min,x}^2 + M_{1d,min,y}^2} \quad (4.10)$$

Para encontrar a distância d_R , é preciso determinar a equação da reta ($M_y = aM_x$), que passa pela origem e pelo ponto de análise da envoltória de 1ª ordem ($M_{1d,min,x}; M_{1d,min,y}$):

$$a = \frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,x}}$$

$$M_y = \left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,x}}\right) M_x \quad (4.11)$$

Portanto, ao igualar a equação da reta, com a equação da envoltória de momentos resistentes, pode-se determinar o ponto de intersecção (M_x) e assim, determinar d_R :

$$\left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^{1,2} + \left(\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}}\right)^{1,2} = 1$$

$$M_{Rd,y} = M_{Rd,yy} \sqrt[1,2]{1 - \left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^{1,2}} \quad (4.12)$$

Assim, buscase $M_y = M_{Rd,y}$ e $M_x = M_{Rd,x}$ e igualando as equações temos:

$$M_y = M_{Rd,y}$$

$$\left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,x}}\right) M_{Rd,x} = M_{Rd,yy} \sqrt[1,2]{1 - \left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^{1,2}}$$

$$\left[\left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,x}}\right) M_{Rd,x}\right]^{1,2} = \left[M_{Rd,yy} \sqrt[1,2]{1 - \left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^{1,2}}\right]^{1,2}$$

$$\left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,x}}\right)^{1,2} M_{Rd,x}^{1,2} + (M_{Rd,yy})^{1,2} \left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^{1,2} = (M_{Rd,yy})^{1,2}$$

$$M_{Rd,x} = \frac{(M_{Rd,yy})}{\sqrt[1,2]{\left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,x}}\right)^{1,2} + \left(\frac{M_{Rd,yy}}{M_{Rd,xx}}\right)^{1,2}}} \quad (4.13)$$

Enfim, pela equação de momentos resistentes determinasse $M_{Rd,y}$ e é possível determinar a distância d_R :

$$d_R = \sqrt{M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2} \quad (4.14)$$

Portanto, se $d_R > d_M$ este ponto encontra-se dentro da envoltória resistente. Porém, a verificação precisa ser realizada para todos os pontos da envoltória de momentos mínimos para que o detalhamento seja seguro, processo que se calculado manualmente pode ser demorado. Assim, os processos computacionais auxiliam na obtenção de resultados ao realizarem milhares de cálculos por segundo e, com isso, poderem realizar a verificação para cada ponto da envoltória de momentos. Este processo foi aplicado no programa desenvolvido pelo autor e será explicado capítulo 9.

4.13 DIMENSIONAMENTO DE PILARES

Segundo Bastos (2017), “o dimensionamento dos pilares é feito em função dos esforços externos solicitantes de cálculo, que compreendem as forças normais (N_d), os momentos

fletores (M_{dx} e M_{dy}) e as forças cortantes (V_{dx} e V_{dy}), no caso da ação horizontal". Para isso, deve-se fazer uma análise dos esforços da estrutura visando obter os esforços atuantes em cada elemento para dimensionar uma seção de concreto armado que resista às combinações de esforços atuantes.

Na seção 17.2.2 a NBR 6118 (2014) estabelece hipóteses básicas para a análise da seção transversal de vigas e pilares, este para o nosso caso.

- a) As seções transversais permanecem planas: desde o início da deformação até o ELU, ou seja, é válida a hipótese de Bernoulli que as deformações são proporcionais à distância da linha neutra;
- b) Solidariedade dos materiais: admite-se que ocorra a solidariedade entre os materiais aço e concreto. A deformação de uma barra é considerada igual à deformação do concreto adjacente;
- c) O concreto não resiste à tração: as tensões normais de tração do concreto podem ser desprezadas;
- d) Ruína por deformação excessiva: a ruína da seção no estado limite último ocorre quando em um dos materiais (aço ou concreto) atinge o limite de deformação admissível;
- e) Encurtamentos últimos: no ELU a ϵ_{cu} é de 3,5‰ para posições da linha neutra (LN) dentro da seção transversal e variando de 2‰ a 3,5‰ para seções totalmente comprimidas (LN fora da seção, $x > h$);
- f) Alongamento último das armaduras: o máximo alongamento permitido para armadura tracionada é de 10‰, evitando problemas de deformação excessiva;
- g) Diagrama $\sigma\epsilon$ do aço: as tensões na armadura são obtidas através do diagrama tensão-deformação, onde f_{yd} vale $f_{yk}/1,15$ e o módulo de elasticidade de aço vale 210 GPa.

4.14 DIMENSIONAMENTO DE PILARES PELO MÉTODO ITERATIVO

A armadura dos pilares pelo método iterativo foi determinada pelas equações de compatibilidade de deformação e de equilíbrio da seção transversal. Elas foram desenvolvidas por Silva (2010) e a armadura foi encontrada pelos esforços adimensionais (μ e ν) e pela taxa mecânica de armadura (ω). Porém, para o presente trabalho, foram utilizadas as equações dimensionais dos esforços e da armadura.

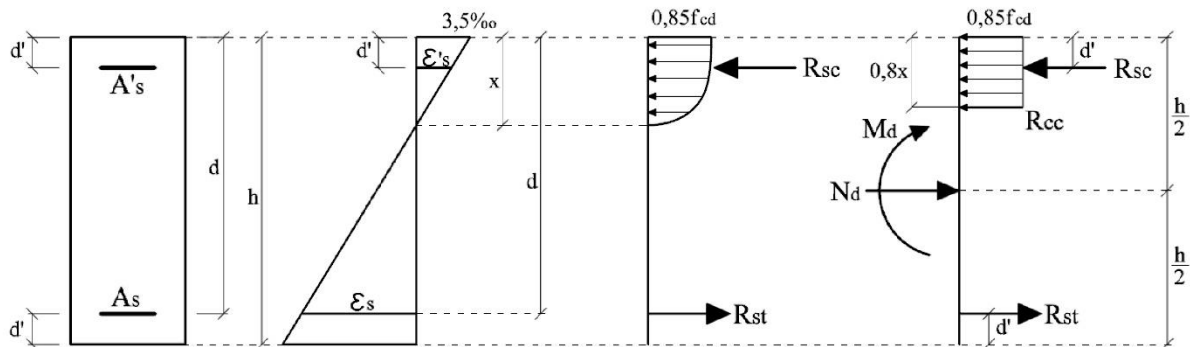
As formulações desenvolvidas para os domínios 3 e 4 servem de base para as formulações atenderem a todos os domínios. Com isso, serão apresentadas cinco formulações: domínio 2 para $x \leq d'$, domínio 2 para $x > d'$, domínio 3 e 4, domínio 4^a, domínio 5 para $d < 0,8x \leq h$ e domínio 5 para $0,8x > h$.

Inicialmente será demonstrada as equações desenvolvidas para determinar a posição da linha neutra (x), por um processo iterativo. Portanto, no item 4.14.7 será demonstrado o processo resumido de cálculo da convergência de x .

4.14.1 Domínio 3 e 4

As equações deduzidas apresentadas são aplicadas para o domínio 3 e 4 de deformações, porém serão acrescentadas especificações para abranger todos os domínios. Sendo assim, por se tratar de um processo iterativo, todo o processo de dimensionamento será automatizado por um programa desenvolvido pelo autor. A Figura 23 apresenta o equilíbrio da seção para do domínio 3 e 4.

Figura 23 - Convenções, deformações e equilíbrios dos domínios 3 e 4.



Fonte: Silva (2010).

Por se tratar do dimensionamento de pilares, a armadura longitudinal do elemento de concreto armado será simétrica, ou seja, $A_s = A_s'$. O cobrimento será igual para todas as faces, assim d' será igual tanto para a face superior quanto inferior. Para resolver o método iterativo as equações matemáticas estabelecidas serão funções que relacionam a área de aço (A_s) com a posição da linha neutra (x). Por termos duas equações de equilíbrio, uma em relação às forças e outra em relação aos momentos, e para melhor identificá-las, a função da área de aço proveniente do equilíbrio das forças será nomeada $A_{s,Nd}$ e a proveniente do equilíbrio de momentos será nomeada $A_{s,Md}$.

Fazendo o equilíbrio de forças:

$$\sum F_x = 0$$

$$N_d = R_{cc} + R_{sc} - R_{st}$$

$$N_d = 0,8xb0,85f_{cd} + A'_s\sigma'_s - A_s\sigma_s$$

$$N_d = 0,68xbf_{cd} + A_s(\sigma'_s - \sigma_s)$$

Com isso:

$$A_{s,Nd} = \frac{N_d - 0,68xbf_{cd}}{\sigma'_s - \sigma_s} \quad (4.15)$$

Fazendo a equação de equilíbrio para o momento:

$$\sum M_z = 0$$

$$M_d = R_{cc} \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + R_{sc} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + R_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_d = 0,68xbf_{cd} \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) (\sigma'_s + \sigma_s)$$

Com isso:

$$A_{s,Md} = \frac{M_d - 0,68xbf_{cd} \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right)}{\left(\frac{h}{2} - d' \right) (\sigma'_s + \sigma_s)} \quad (4.16)$$

Para a resolução das equações desenvolvidas é necessário se fazer uso dos diagramas de deformação para o domínio 3 e 4, pois através deles será possível determinar as tensões nas armaduras. Assim:

$$\frac{\varepsilon_s}{d-x} = \frac{3,5}{x}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3,5(d-x)}{x} \quad (4.17)$$

$$\frac{\varepsilon'_s}{x-d'} = \frac{3,5}{x}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{3,5(x-d')}{x} \quad (4.18)$$

Admite-se que a seção permaneça plana e que a peça se encontre em um dos domínios de deformação definidor pela NBR6118 (2014). Assim, conhecidas as deformações das armaduras pode-se determinar a tensão atuante nas barras pelo diagrama tensão x deformação para o aço utilizado. Como normalmente utiliza-se o aço CA-50, o gráfico $\sigma x \varepsilon$ é o apresentado na Figura 24. Note que no diagrama está representada a deformação última da armadura, a qual vale 10%. Com isso, teremos que a tensão no aço será:

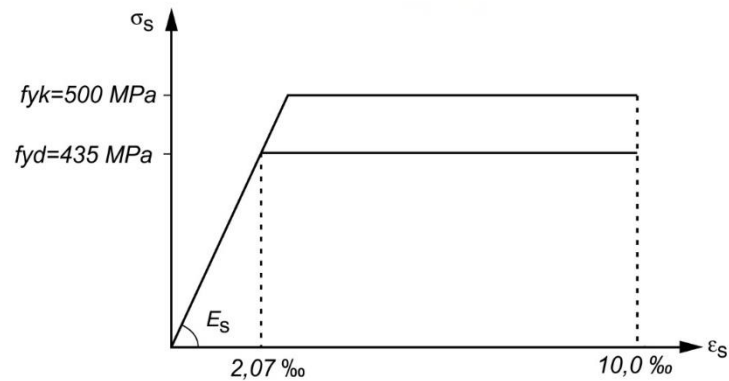
$$\sigma = \varepsilon \cdot E$$

onde:

ε - deformação na armadura considerada;

E – módulo de elasticidade do aço.

Figura 24 - Diagrama tensão deformação para o aço CA-50.

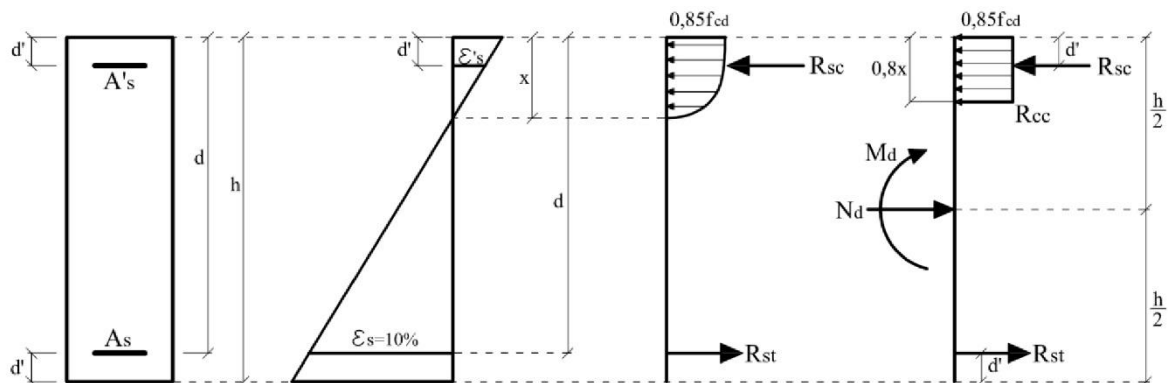


Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2014).

4.14.2 Domínio 2

O domínio 2 caracteriza-se pela NBR 6118 (2014) com a armadura de tração no escoamento e com deformação fixada em 10%. O domínio 2 é válido para os valores de x/d abaixo de 0,259. Com isso, a deformação do concreto é inferior a 3,5%, ou seja, o aço trabalha no limite da sua capacidade, enquanto o concreto não (Figura 25).

Figura 25 - Convenções, deformações e equilíbrio para o domínio 2.



Fonte: Silva (2010).

O domínio 2 apresenta as mesmas formulações matemáticas que os domínios 3 e 4, ou seja, apresenta uma armadura tracionada e outra comprimida. Porém, quando a posição da linha neutra é inferior a d' tem-se duas armaduras tracionadas. Para isso, será necessária uma formulação específica.

Portanto, para utilizar-se as formulações estabelecidas para o domínio 3 e 4, é necessário que para valores de x menores que d' ocorra a inversão no sentido da armadura. Isso resultará em uma tensão de mesmo sinal, também negativa, que validará o modelo (SILVA, 2010). Visto isso, as equações finais do equilíbrio e da área de aço para o domínio 2 com $x \leq d'$ resultam em:

$$\sum F_x = 0$$

$$N_d = R_{cc} - R_{sc} - R_{st}$$

$$N_d = 0,8xb0,85f_{cd} - A'_s\sigma'_s - A_s\sigma_s$$

$$N_d = 0,68xbf_{cd} + A_s(-\sigma'_s - \sigma_s)$$

Com isso:

$$A_{s,Nd} = \frac{N_d - 0,68xbf_{cd}}{-\sigma'_s - \sigma_s}$$

Fazendo a equação de equilíbrio para o momento:

$$\sum M_z = 0$$

$$M_d = R_{cc} \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + R_{sc} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + R_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_d = 0,68xbf_{cd} \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) (\sigma'_s + \sigma_s)$$

$$M_d = 0,68xbf_{cd} \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) (\sigma'_s + \sigma_s)$$

Com isso:

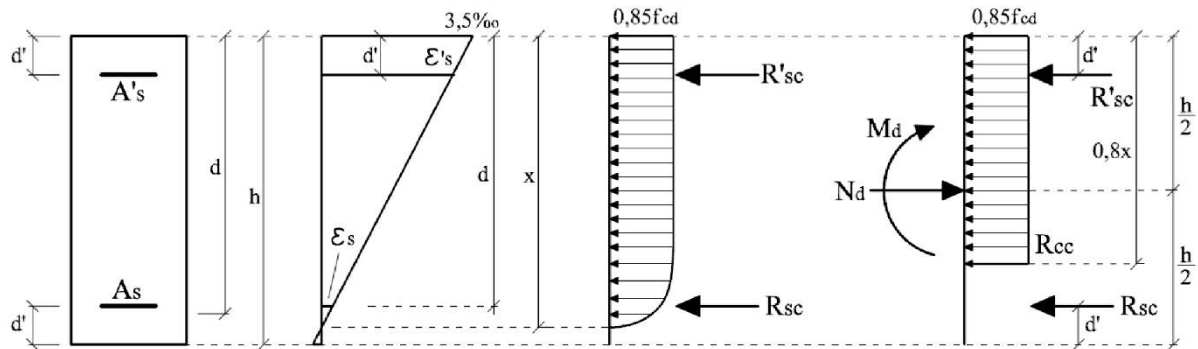
$$A_{s,Md} = \frac{M_d - 0,68xbf_{cd} \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right)}{\left(\frac{h}{2} - d' \right) (\sigma'_s + \sigma_s)}$$

As equações de deformações estabelecidas para o domínio 3 e 4 permanecem as mesmas para o domínio 2, inclusive quando x for menor que d' .

4.14.3 Domínio 4a

O domínio 4a é caracterizado pela NBR 6118 (2014) por apresentar duas armaduras comprimidas. Ele é válido para valores de x entre d e h e a deformação do concreto é fixada em 3,5‰ (Figura 26).

Figura 26 - Convenções, deformações e equilíbrios do domínio 4a



Fonte: Silva (2010).

Com isso, as formulações matemáticas para este domínio se apresentam como:

$$\sum Fx = 0$$

$$N_d = R_{cc} + R_{sc} + R_{st}$$

$$N_d = 0,8xb0,85f_{cd} + A'_s\sigma'_s + A_s\sigma_s$$

$$N_d = 0,68xbf_{cd} + A_s(\sigma'_s + \sigma_s)$$

Com isso:

$$A_{s,Nd} = \frac{N_d - 0,68xbf_{cd}}{\sigma'_s + \sigma_s}$$

Fazendo a equação de equilíbrio para o momento:

$$\sum M_z = 0$$

$$M_d = R_{cc} \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + R_{sc} \left(\frac{h}{2} - d' \right) - R_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_d = 0,68xbf_{cd} \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) (\sigma'_s - \sigma_s)$$

Com isso:

$$A_{s,Md} = \frac{M_d - 0,68xbf_{cd} \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right)}{\left(\frac{h}{2} - d' \right) (\sigma'_s - \sigma_s)}$$

A principal diferença do domínio 4a está na formulação das equações de deformações.

Com o arranjo dos triângulos da Figura 26 pode-se deduzir as deformações da armadura:

$$\frac{\varepsilon_s}{x - d} = \frac{3,5}{x}$$

$$\frac{\varepsilon'_s}{x - d'} = \frac{3,5}{x}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3,5(x - d)}{x} \quad (4.19)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{3,5(x - d')}{x} \quad (4.20)$$

4.14.4 Domínio 5

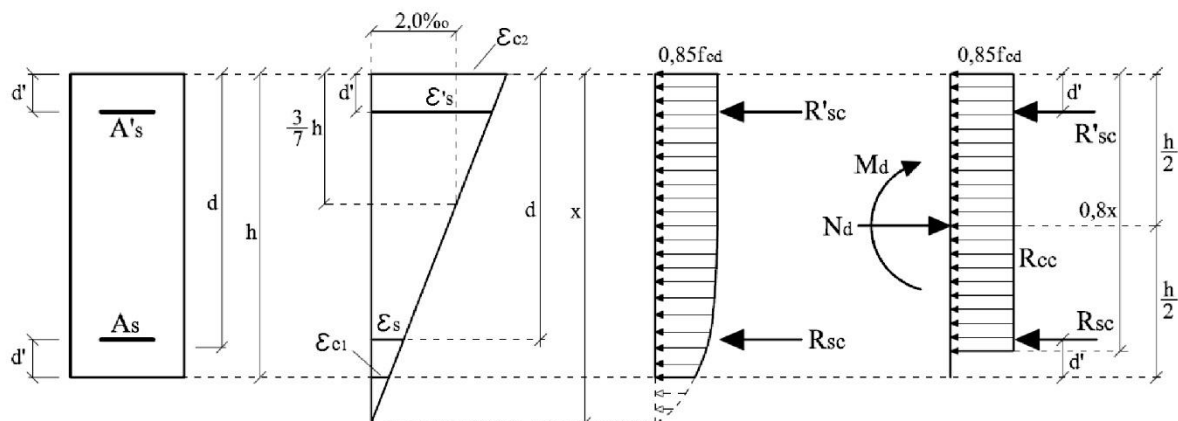
O domínio 5, segundo a NRB 6118 (2014), trabalha inteiramente com a seção comprimida. Com isso, a deformação a $3/7$ da altura da seção, contando a partir da borda mais comprimida, apresenta deformação de 2,0‰. Ou seja, no início do domínio de deformação 5, onde $x = h$, a deformação do concreto na borda mais comprimida é 3,5‰. Quando $x \rightarrow \infty$, a seção estará em compressão uniforme com deformação de 2,0‰.

Para as formulações matemáticas de equilíbrio e deformação, o domínio 5 precisou ser dividido em dois “subdomínios”, pois quando o diagrama retangular do concreto com $0,8x$ for inferior a h , nem toda a seção estará sob compressão. Entretanto, quando $0,8x$ for superior a h , ter-se-á toda a seção sob compressão, e com isso, o equilíbrio das forças não dependerá diretamente da posição da linha neutra.

4.14.5 Domínio 5 para $0,8x < h$

As equações de equilíbrio permanecem as mesmas do domínio 4a, já que o equilíbrio de forças é idêntico entre esses domínios. As mudanças estão no diagrama de deformações do aço, como apresentado na Figura 27.

Figura 27 - Convenções, deformações e equilíbrios do domínio 5 com $0,8x < h$



Fonte: Silva (2010).

Portanto, calculam-se inicialmente as deformações na borda do concreto (ε_{c1} e ε_{c2}) e em seguida as deformações do aço (ε_s e ε'_s), chegando às seguintes equações:

$$\frac{\varepsilon_{c1}}{x-h} = \frac{2}{x - \frac{3h}{7}}$$

$$\varepsilon_{c1} = \frac{2(x-h)}{x - \frac{3h}{7}}$$

$$\frac{\varepsilon_{c2}}{\frac{3h}{7}} = \frac{2 - \varepsilon_{c1}}{\frac{4h}{7}}$$

$$\varepsilon_{c2} = \frac{14 - 3\varepsilon_{c1}}{4}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{x-d} = \frac{\varepsilon_{c2}}{x}$$

$$\frac{\varepsilon'_s - 2}{\varepsilon_{c2} - 2} = \frac{\frac{3h}{7} - d'}{\frac{3h}{7}}$$

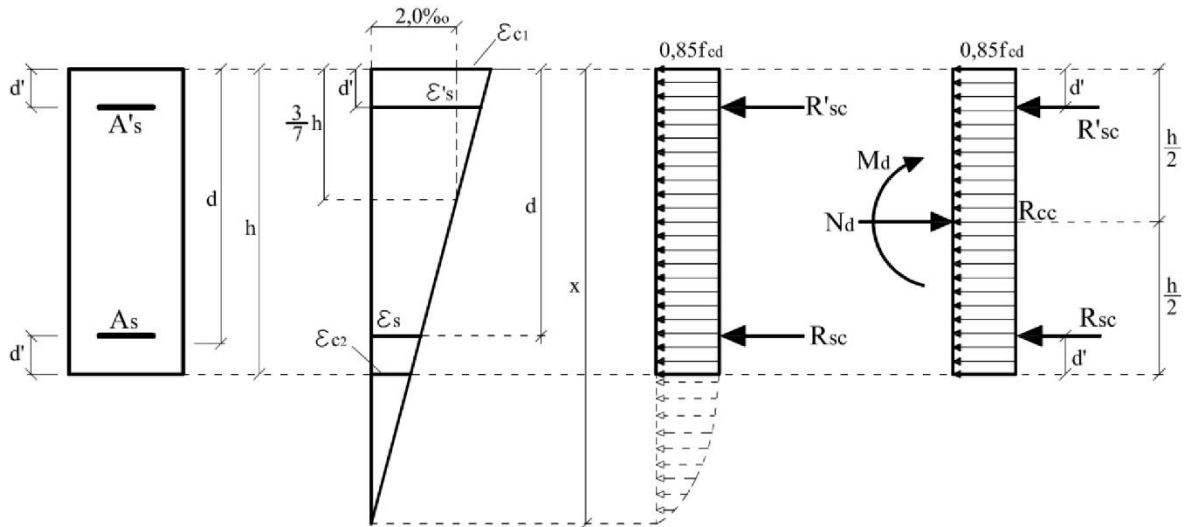
$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{c2}(x-d)}{x} \quad (4.21)$$

$$\varepsilon'_s = \left(1 - \frac{7d'}{3h}\right)(\varepsilon_{c2} - 2) + 2 \quad (4.22)$$

4.14.6 Domínio 5 para $0,8x > h$

Este subdomínio é caracterizado por apresentar toda a seção transversal do concreto sob esforço de compressão. Como demonstrado nas equações para os domínios anteriores, o processo de convergência se dava através da variável x , nas equações de equilíbrio de N_d e M_d . Porém, para este domínio o equilíbrio da seção não se dará diretamente pelas equações de equilíbrio, e sim pelas equações de deformação (Figura 28).

Figura 28 - Convenções, deformações e equilíbrios do domínio 5 com $0,8x \geq h$



Fonte: Silva (2010).

Portanto, temos que o equilíbrio de forças:

$$\sum Fx = 0$$

$$N_d = R_{cc} + R_{sc} + R_{st}$$

$$N_d = 0,85hb f_{cd} + A'_s \sigma'_s + A_s \sigma_s$$

$$N_d = 0,85hb f_{cd} + A_s (\sigma'_s + \sigma_s)$$

Com isso:

$$A_{s,Nd} = \frac{N_d - 0,85hb f_{cd}}{\sigma'_s + \sigma_s}$$

Fazendo a equação de equilíbrio para o momento:

$$\sum M_z = 0$$

$$M_d = R_{sc} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + R_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_d = A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) (\sigma'_s - \sigma_s)$$

Com isso:

$$A_{s,Md} = \frac{M_d}{\left(\frac{h}{2} - d' \right) (\sigma'_s - \sigma_s)}$$

As equações advindas dos triângulos de deformações permanecem as mesmas que para o subdomínio anterior. Podemos observar das equações de equilíbrio das forças, que a área de aço não depende diretamente da posição da linha neutra. Com isso, temos que as áreas de aço $A_{s,Nd}$ e $A_{s,Md}$ são dependentes das tensões nas barras de aço, que conseqüentemente são influenciadas pela posição da linha neutra.

4.14.7 Procedimento de cálculo

Com as equações de equilíbrio determinadas para os possíveis domínios da seção do pilar, é preciso encontrar a posição da linha neutra (x) e determinar a armadura necessária para resistir aos esforços de cálculo. O dimensionamento da seção do pilar de concreto armado será com armadura simétrica. Com isso, para as equações de equilíbrio determinadas pelas forças axiais e pelos esforços fletores a área de aço deverá ser igual para as duas equações para um único valor de x .

Como a área de aço é simétrica, pode-se igualar as equações $A_{s,Nd} = A_{s,Md}$. Com isso, ao iguala-las, arbitram-se os valores de x e quando a resultante obtida for igual a 0 (zero) significa que as equações entraram em equilíbrio. Com isso, esse é o valor da linha neutra que satisfaz a condição de armadura simétrica.

O procedimento de cálculo é:

1. Determinar o domínio de deformação da seção do pilar pelo método estabelecido no item 5;
2. Arbitra-se um x dentro do domínio de deformação encontrado;
3. Obter as deformações da armadura ε_s e ε'_s ;
4. Determinar as tensões σ e σ' ;
5. Igualar as equações de $A_{s,Nd}$ e $A_{s,Md}$ e determinar a resultante;
6. Observar a convergência de x .

Quando for alcançada a convergência de x com a precisão desejada, pode-se obter a área de aço (A_s) para resistir aos esforços solicitantes.

4.15 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Segundo a NBR 6118 (18.2.1):

“O arranjo das armaduras deve atender não só à sua função estrutural, como também às condições adequadas de execução, particularmente com relação ao lançamento e ao adensamento do concreto. Os espaços devem ser projetados para a introdução do vibrador e de modo a impedir a segregação dos agregados e a ocorrência de vazios no interior do elemento estrutural.”

Essas recomendações da norma são gerais, válidas para todos os elementos estruturais. No caso dos pilares deve-se ter uma atenção especial à região de ligação com as vigas, onde pode existir grande quantidade de barras (verticais nos pilares e horizontais nas vigas), além dos estribos.

4.15.1 Armadura longitudinal

As disposições relativas à armadura longitudinal dos pilares encontram-se no item 18.4.2 da NBR 6118.

Diâmetro mínimo

O diâmetro das barras longitudinais (ϕ_ℓ) deve ser:

$$\phi_\ell \left\{ \begin{array}{l} \geq 10mm \\ \leq \frac{b}{8} \end{array} \right.$$

Sendo b a menor dimensão da seção transversal do pilar.

Distribuição transversal

Segundo a NBR 6118 (18.4.2.2):

“As armaduras longitudinais devem ser dispostas na seção transversal, de forma a garantir a resistência adequada do elemento estrutural. Em seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice; em seções circulares, no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro. O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, fora da região de emendas, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:”

$$e_{\text{mín, livre}} \geq \begin{cases} 2cm \\ \phi_\ell, \phi_{\text{feixe}}, \phi_{\text{luva}} \\ 1,2d_{\text{máx agregado}} \end{cases}$$

onde:

ϕ_ℓ - diâmetro da barra longitudinal;

$\phi_{\text{feixe}} = \phi_n = \phi\sqrt{n}$ - n é o número de barra do feixe;

$d_{\text{máx agregado}}$ - dimensão máxima do agregado graúdo (19mm para a brita 1 e 25 mm para brita 2).

“Esses valores se aplicam também às regiões de emendas por traspasse das barras. Quando estiver previsto no plano de concretagem o adensamento através de abertura lateral na face da forma, o espaçamento das armaduras deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador.”

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser:

$$e_{\text{máx, eixos}} \leq \begin{cases} 2b \\ 40\text{ cm} \end{cases}$$

com b sendo a menor dimensão da seção transversal do pilar.

Armadura mínima e máxima

A armadura longitudinal mínima é calculada por (item 17.3.5.3.1):

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

onde:

N_d – forçar normal de cálculo;

F_{yd} – resistência de cálculo de início de escoamento do aço;

A_c – área da seção transversal do pilar.

Segundo a NBR 6118 (2014) tem-se que:

“A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda, devendo ser também respeitado o disposto em 18.4.2.2.”

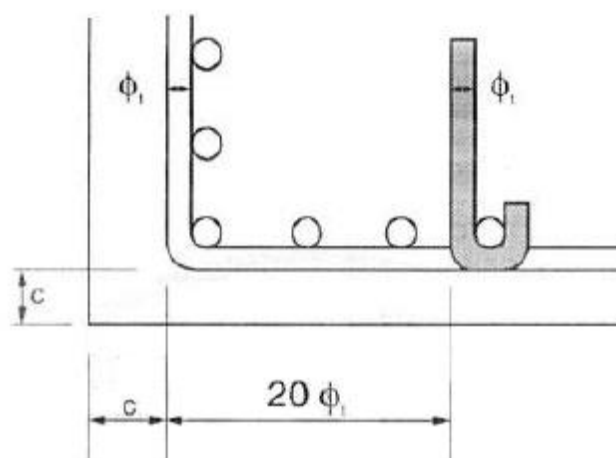
Com isso, armadura longitudinal máxima (item 17.3.5.3.2) é dada por:

$$A_{s,máx} = 0,08A_c$$

Proteção contra flambagem

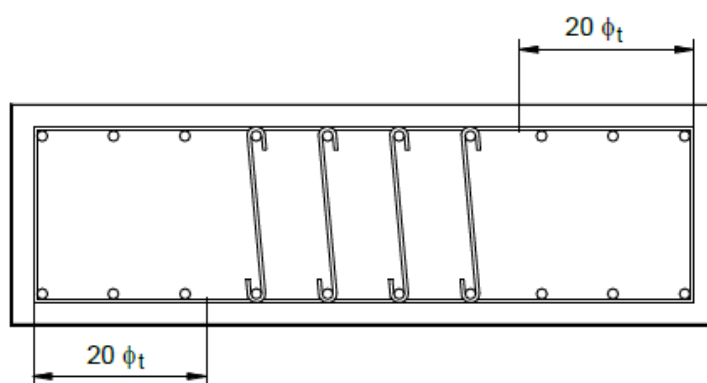
Conforme estabelece o item 18.2.4 da NBR 6118 sempre que houver barras situadas junto a superfície do elemento estrutural devem ser tomadas precauções para a possibilidade de flambagem. Com isso, a norma estabelece as condições para utilização de estribos suplementares. Eles devem ser acrescentados as barras situadas a distância maior que $20\phi_t$ do canto. Caso nesse trecho de comprimento de $20\phi_t$ haja mais de 2 barras, sem contar a de canto, elas devem possuir estribo suplementar. Caso este seja constituído por barra reta, em gancho, ele deve atravessar a seção transversal do elemento estrutural e envolver a barra longitudinal. A Figura 29 e Figura 30 demonstram as condições para incluir estribos suplementares.

Figura 29 - Proteção contra flambagem das barras



Fonte: NRB 6118 (2014).

Figura 30 - Critério para proteção das barras longitudinais contra a flambagem



Fonte: NRB 6118 (2014).

5 ESTUDO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA

Para obter-se armadura simétrica, a posição da linha neutra precisa satisfazer as equações de equilíbrio das forças e dos momentos na seção transversal. Como o método é iterativo, procurou-se entender o processo de convergência do x , de forma que fosse possível programa-lo no programa desenvolvido pelo autor, para obter o seu valor exato. Assim, faz-se uso das equações de equilíbrio demonstradas no item 4.14 e segue-se o procedimento de cálculo do item 4.14.7. Do mesmo modo, como demonstrado nas referências bibliográficas os domínios de deformação são o 2, 3, 4, 4a e 5. Porém os domínios 2 e 5 foram divididos em 2 subdomínios pois apresentaram peculiaridades. Com isso os domínios ficaram definidos como:

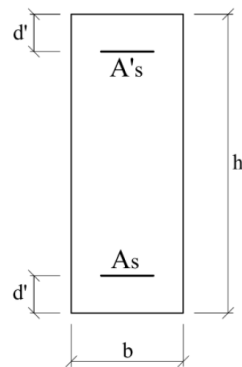
- a) Domínio 2 - $0 < x \leq d'$;
- b) Domínio 2 - $d' < x \leq 0,259d$;
- c) Domínio 3 - $0,259d < x \leq 0,628d$;
- d) Domínio 4 - $0,628d < x \leq d$;
- e) Domínio 4a - $d < x \leq h$;
- f) Domínio 5 - $0,8x \leq h$;
- g) Domínio 5 - $0,8x > h$.

Para entender o processo de convergência a fim de determinar a posição da linha neutra através do método iterativo, fez-se um estudo das resultantes das equações de equilíbrio da seção, variando o valor de x . Ou seja, as equações $A_{s,Nd}$ e $A_{s,Md}$ foram igualadas, já que o dimensionamento será por armadura simétrica ($A_{s,Nd} = A_{s,Md}$). Com isso, variou-se o valor de x em intervalos pequenos, de 0 (zero) a $2,25h$, e plotou-se os valores resultantes dessa equação.

Portanto, a posição da linha neutra é determinada quando encontra-se um x que satisfaça as duas equações, ou seja, a resultante seja igual a 0 (zero). Para cada valor de x eram aplicadas as equações de equilíbrio do domínio em que ele se encontrava bem como as equações de deformações. O gráfico pode ser conferido na Figura 32.

Dados da seção estudada:

Figura 31 - Seção transversal do pilar



$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d' = 0,05 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

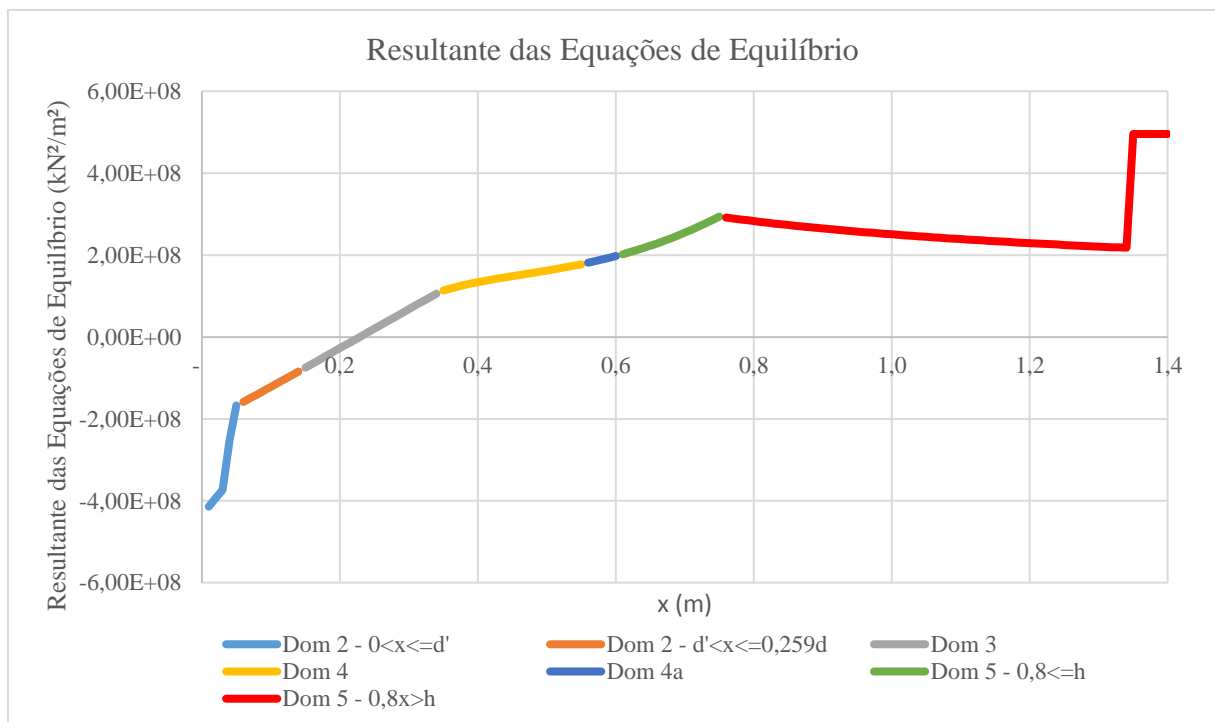
$$E_{aço} = 210 \text{ GPa}$$

$$N_d = 1000 \text{ kN}$$

$$M_d = 250 \text{ kN.m}$$

Fonte: Do autor.

Figura 32 - Resultante das equações de equilíbrio



Fonte: Do autor.

Ao observar-se o gráfico da Figura 32, é possível perceber que a tendência da variação das resultantes é iniciar com valores negativos e atingir valores positivos, isto é, o gráfico das resultantes possui pelo menos uma raiz. Com isso, para a seção em estudo, verifica-se que a linha neutra encontra-se no domínio 3, ou seja, para um valor de x neste domínio a resultante é igual a 0 (zero). Podemos perceber que a partir de um valor de x o gráfico no domínio 5 torna-se constante. Isto acontece quando a posição de x é tal que as deformações da armadura superior e inferior estão no escoamento (2,07%).

Com a tendência do gráfico das resultantes das equações de equilíbrio, elaborou-se um método iterativo para determinar a posição da linha neutra. Em vista disso, calcula-se as resultantes para cada início e fim dos domínios de deformação. Quando os valores de um domínio tiverem a resultante inicial negativa e a final positiva, significa que a linha neutra encontra-se neste domínio. Ou seja, se multiplicar a resultante do início do domínio com a resultante do final do domínio e este valor for menor que 0 (zero), a linha neutra está neste domínio.

Para a seção estuda, os valores das resultantes de início e fim de domínio são mostradas para conferência dos valores na Tabela 2.

Tabela 2 - Resultantes nos limites dos domínios de deformação

Domínios de Deformação	Resultante Inicial (kN ² /m ²)	Resultante Final (kN ² /m ²)
Domínio 2 - ($x < d'$)	-4,14E+08	-1,67E+08
Domínio 2	-1,58E+08	-8,43E+07
Domínio 3	-7,48E+07	1,06E+08
Domínio 4	1,13E+08	1,78E+08
Domínio 4a	1,81E+08	1,97E+08
Domínio 5 - ($0,8x < h$)	2,02E+08	2,94E+08
Domínio 5 - ($0,8x > h$)	2,91E+08	

Fonte: Do autor.

Definido o domínio de deformação em que se encontra a linha neutra (x) é preciso encontrar o valor exato de x , ou seja, a raiz da função. Para isso utilizou-se o método da Bissecção.

Este método consiste em arbitrar-se dois valores, x_1 e x_2 , tais que $f(x_1)$ e $f(x_2)$ tenham sinais contrários sinalizando que a raiz está contida neste intervalo (passo realizado ao determinar o domínio da linha neutra). Inicialmente os valores de x_1 e x_2 serão os limites dos domínios de deformação em que se encontra a linha neutra. Caso $f(x_1) = 0$ e $f(x_2) = 0$ a raiz foi encontrada. Caso contrário, determina-se um x auxiliar (x_3) que será um valor intermediário entre x_1 e x_2 :

$$x_3 = \frac{x_1 + x_2}{2}$$

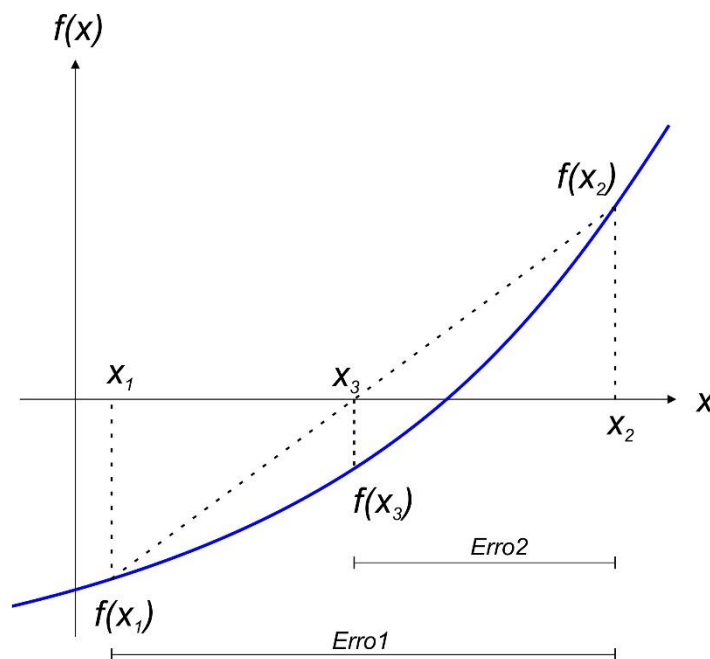
Assim, é determinado $f(x_3)$ e comparado com $f(x_1)$ e $f(x_2)$. Para que ocorra a convergência é preciso que as resultantes possuam sinais opostos. Com isso se $f(x_3) * f(x_1) < 0$, o valor de x_2 receberá o valor de x_3 . Porém, se $f(x_3) * f(x_2) < 0$ o valor de x_1 receberá o valor de x_3 . Por se tratar de um processo iterativo, não é determinado o valor exato de x , porém

admite-se um erro a ele, que corresponde a diferença entre os dois x analisados. Esse processo se repetirá até $f(x_1) \cong 0$ e $f(x_2) \cong 0$. Ou seja:

$$x_1 - x_2 < Erro$$

Onde *Erro* é a precisão do valor que se deseja encontrar para x . Para o programa elaborado neste trabalho foi utilizado uma precisão de 0,001 cm. O método da Bissecção pode ser melhor interpretado visualizando-se o processo na Figura 33.

Figura 33 - Método da bissecção



Fonte: Do autor.

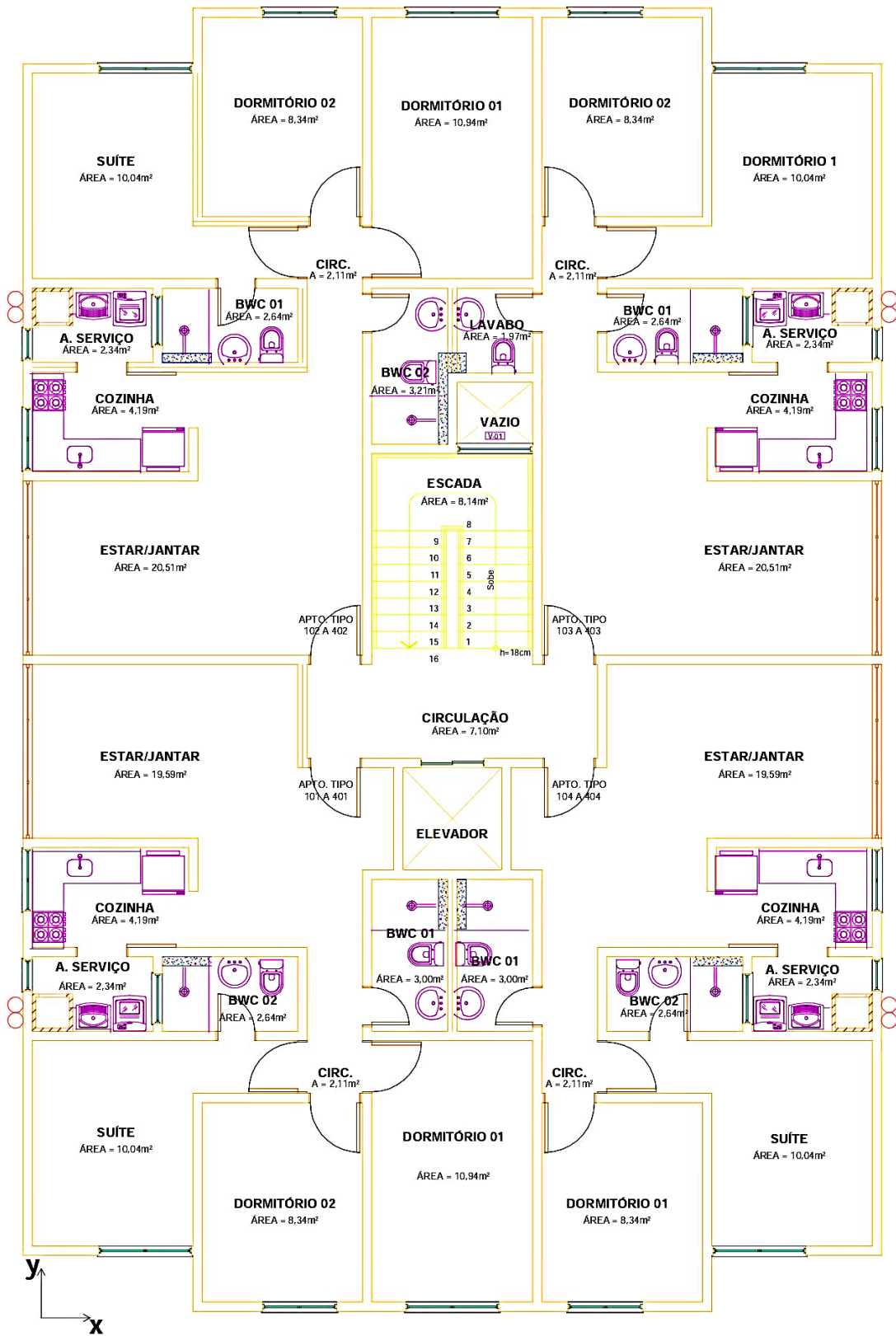
O estudo para determinar as raízes de equações foi realizado para outros métodos numéricos, como o de Newton e da Secante. Porém, eles apresentaram situações em que não havia convergência do valor. Perante isso, apesar do método da bissecção precisar de mais iterações para encontrar a raiz da função que os métodos de Newton e da Secante, ele se mostrou o mais adequado para o trabalho. O teste demonstrado foi realizado para o domínio 3, porém no APÊNDICE A tem-se a demonstração para todos os domínios.

6 DADOS DA ESTRUTURA ESTUDADA

6.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA ESTUDADA

O projeto arquitetônico selecionado para estudo foi do trabalho de Gutierre e Ferreira (2010), e pertence a um edifício residencial executado em São José – SC. O projeto arquitetônico serviu como base para realizar o lançamento estrutural (Figura 34).

Figura 34 - Projeto arquitetônico para estudo.



Fonte: Gutierre e Ferreira (2010).

6.2 PRÉ DIMENSIONAMENTO

Para efetuar o dimensionamento das peças de concreto armado de uma estrutura é preciso definir a posição de cada elemento estrutural bem como definir dimensões iniciais que serão conferidas no detalhamento. As dimensões das peças estruturais afeta diretamente as solicitações na estrutura devido a sua inércia e isso influencia não só o dimensionamento das peças bem como a análise global do edifício.

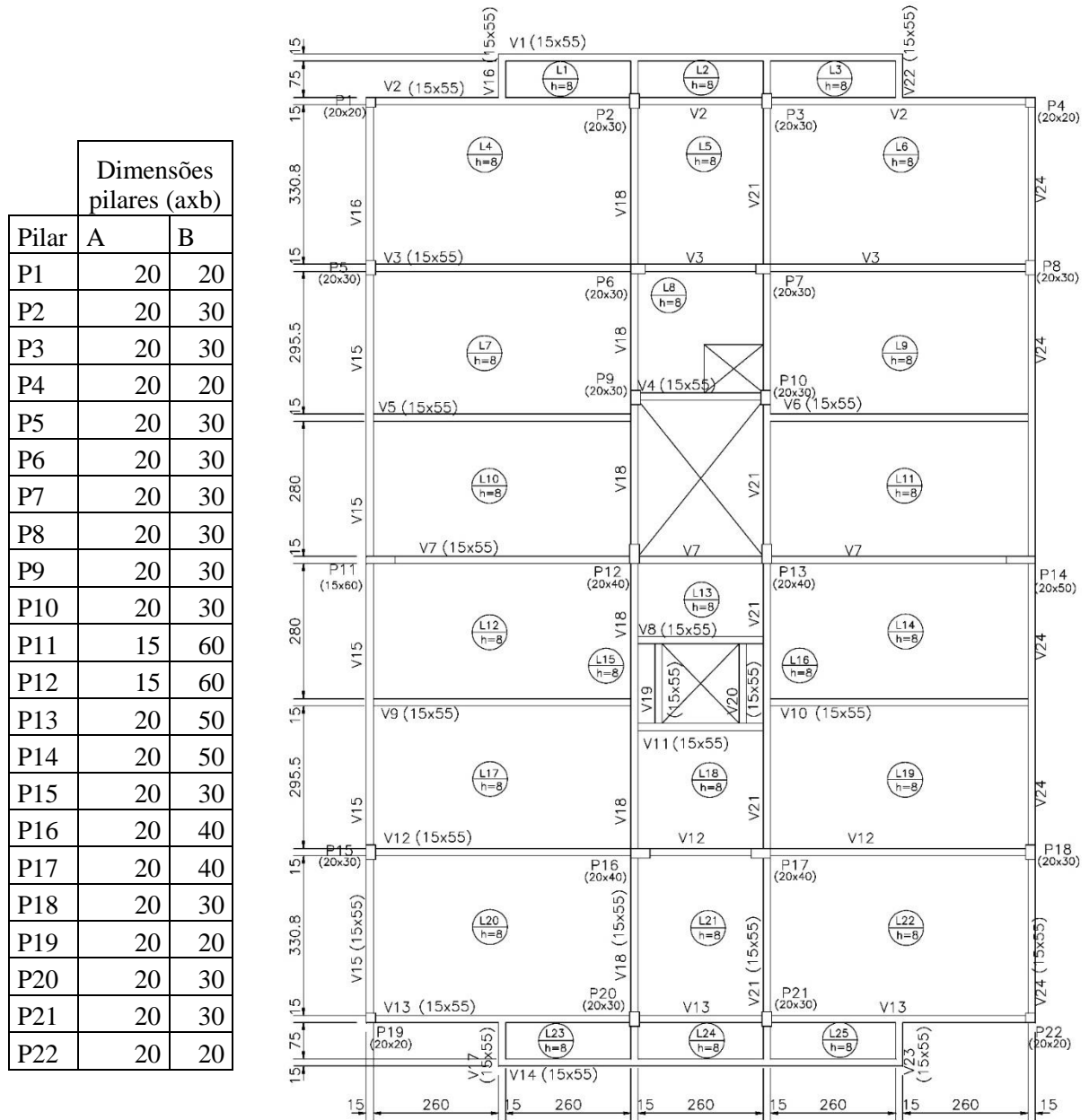
Um dos processos para definir as dimensões dos pilares é determinar a carga vertical agindo sobre ele pela área de influência. Em 1995, Pinheiro, estabeleceu esse método de pré-dimensionamento de pilares. Ele consiste em dividir a planta de formas em áreas e todas as cargas agindo nestas áreas de influência serão descarregadas sobre os pilares. Com isso a dimensão do pilar é estabelecida conforme a magnitude do carregamento que ele recebe.

Para o pré-dimensionamento das vigas não é recomendável utilizar alturas variáveis em um mesmo tabuleiro, para facilitar o trabalho do cimbramento. Tal procedimento poderá gerar armaduras duplas nos trechos das vigas. Para grandes vãos de vigas ou com grandes carregamentos devem ter suas flechas verificadas após o dimensionamento. Usualmente adota-se para a altura estimada da viga dividindo o vão por um valor entre 10 e 12 (PIRES, 2007).

A estrutura pré-dimensionada possui um andar térreo e 4 pavimentos tipo. O pré-dimensionamento dos pilares, vigas e lajes foram retirados do trabalho de Gutierre e Ferreira (2010). Com isso, as dimensões dos pilares para a estrutura de 4 pavimentos tipo podem ser conferidas na Figura 35.

Para as alturas das vigas foi escolhido o critério de divisão do maior vão por 10. Com isso, selecionou-se a viga mais crítica do projeto e adotou-se o valor de 55 cm de altura, que foi aplicado ao restante das vigas. Já para a largura foi fixado um valor igual a 15 cm (GUTIERRE; FERREIRA, 2010).

Figura 35 - Pré-dimensionamento das lajes, vigas e pilares para a estrutural de 4 pavimentos tipo



Fonte: Gutierrez e Ferreira (2010).

6.3 DEFINIÇÃO DO CARREGAMENTO

6.3.1 Carregamento Vertical

Lajes

O carregamento nas lajes é constituído pelo peso-próprio, pelo carregamento das paredes apoiadas sobre ela e pelo carregamento accidental. O peso próprio é determinado

multiplicando o seu peso específico (25 N/m^3) pela sua espessura. O carregamento das paredes sobre as lajes é determinado multiplicando-se o seu peso específico (13 kN/m^3), sua espessura e altura e dividindo o valor pela área da laje. O carregamento accidental foi definido como $1,5 \text{ kN/m}^2$ para todas as lajes. Os carregamento das lajes podem ser conferidos em Gutierrez e Ferreira (2010, p. 56).

Vigas

O carregamento sobre as vigas é constituído pela reação das lajes, pelo seu próprio e pelas cargas de parede quando houver. Para determinar o peso-próprio multiplica-se o peso específico do concreto (25 kN/m^3) pela área transversal da vigas. As cargas de parede foi definido multiplicando-se a altura, espessura e peso-específico (13 kN/m^3). A reação das lajes sobre os vigas foi determinado pelo método das charneiras plásticas estabelecido pela NBR 6118 (2014) em seu item 14.7.6.1. Com esse método define-se uma área de influência das lajes sobre as vigas e com isso multiplica-se essa área pelo carregamento das lajes e divide-se esse valor pelo comprimento da viga (GUTIERRE; FERREIRA, 2010, p. 57-58). Os carregamentos nas vigas podem ser conferidos no APÊNDICE B.

6.3.2 Carregamento horizontal

As ações devido ao vento causam esforços significativos na edificação, principalmente em estruturas esbeltas. As forças horizontais solicitantes causam deslocamentos que tem grande influência na estabilidade global da estrutura. A NBR 6123 (1988) fixa as condições para a consideração da carga de vento estática e dinâmica para efeitos nas edificações.

a) Velocidade básica do vento (V_0)

A velocidade básica do vento, para a região de São José, segundo o mapa de isotepas da NBR 6123 (1988) está na região que varia entre 30 m/s e 50 m/s . Será adotado para o dimensionamento 40 m/s .

b) Fator topográfico (S_1)

O fator S_1 é referente à topografia do terreno. A estrutura está localizada em terreno plano que tem fator topográfico $S_1 = 1,0$.

c) Fator S_2

De acordo com a NBR 6123 (1988) o fator S_2 é uma variável dependente da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno. Seus valores podem variar de 0,67 a 1,35.

$$S_2 = b \cdot Fr \left(\frac{z}{10} \right)^p$$

onde:

b - parâmetro meteorológico;

Fr - fator de rajada e sempre correspondente à categoria II. A expressão acima é aplicável até a altura z_g , que define o contorno superior da camada atmosférica;

p - expoente da lei potencial da variação de S_2 .

A edificação se encontra em uma região urbana, portanto é pertencente à categoria IV. Como a maior dimensão em planta é maior que 20 m, a estrutura é enquadrada na classe B. Portanto obtemos que:

$$Fr = 0,98$$

$$b = 0,85$$

$$p = 0,125$$

Como S_2 depende da altura foi determinado S_2 para cada pavimento, como mostrado na tabela.

Tabela 3 - Fator S_2

Pavimento	S_2
Térreo	0,717
1º	0,781
2º	0,822
3º	0,852
4º	0,876
Cobertura	0,887

Fonte: Do autor.

d) Fator estatístico (S_3)

O fator característico S_3 é baseado no conceito estatístico e está relacionado ao grau de segurança da obra e a vida útil da construção. Por se tratar de uma residência o fator estatístico $S_3 = 1,0$.

e) Vento Característico (V_k)

V_k é a velocidade característica do vento, ou seja, a velocidade utilizada em projeto. Ela é obtida próximo ao local da construção da edificação. Porém, a NBR 6123 (1998) estabelece

algumas correções a serem consideradas para esse valor a partir da velocidade básica do vento (V_0):

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Tabela 4 - Velocidade Característica (V_k)

Pavimento	V_k (m/s)
Térreo	28,66
1º	31,26
2º	32,88
3º	34,09
4º	35,05
Cobertura	35,47

Fonte: Do autor.

f) Q vento

A força do vento é a ação em uma superfície da estrutura e é preciso da pressão dinâmica e do coeficiente de arrasto para obtê-las. A pressão dinâmica é determinada pelo teorema de Bernouilli:

$$q_{vento} = 0,613 \cdot V_k^2$$

Tabela 5 - Carregamento devido a ação do vento

Pavimento	q_{vento} (kN/m ²)
Térreo	0,50
1º	0,60
2º	0,66
3º	0,71
4º	0,75
Cobertura	0,77

Fonte: Do autor.

g) Coeficiente de arrasto (C_a)

O coeficiente de arrasto está relacionado com a força global na estrutura e está ligado a geometria da edificação.

Tabela 6 - Coeficiente de arrasto (Ca)

	4 pavimentos	
	x	y
h/L1	0,71	1,08
L1/L2	1,51	0,66
Ca	1,18	0,96

Fonte: Do autor.

h) Força devido ao vento

A força de arrasto é a ação do vento perpendicular a uma superfície da edificação. Com os valores obtidos calcula-se as forças nos pavimentos multiplicando o coeficiente de arrasto pela pressão de obstrução e pela área frontal efetiva de cada pavimento, sendo essa área medida multiplicando a largura pela soma da metade da altura do pavimento inferior com metade do pavimento superior.

$$F = C_a \cdot \text{Área}_{fachada} \cdot q_{vento}$$

onde a altura de cada pavimento é 3,0 m e as dimensões em planta do pavimento são de 13,90 x 20,98 metros.

Tabela 7 - Forças devido ao vento para 4 pavimentos

4 pavimentos	Força (kN)	
	X	Y
Térreo	18,7	10,1
1°	44,5	24,0
2°	49,2	26,5
3°	52,9	28,5
4°	55,9	30,2
Cobertura	28,6	15,4

Fonte: Do autor.

7 INTRODUÇÃO ÀS ANÁLISES ESTRUTURAIS

Inicialmente será feito uma análise qualitativa do edifício, como forma de entender o comportamento estrutural frente ao carregamento horizontal e vertical, separadamente. Esta modelagem servirá de base para validar os modelos com as combinações de ações utilizadas para o dimensionamento, bem como para validar o pré-dimensionamento.

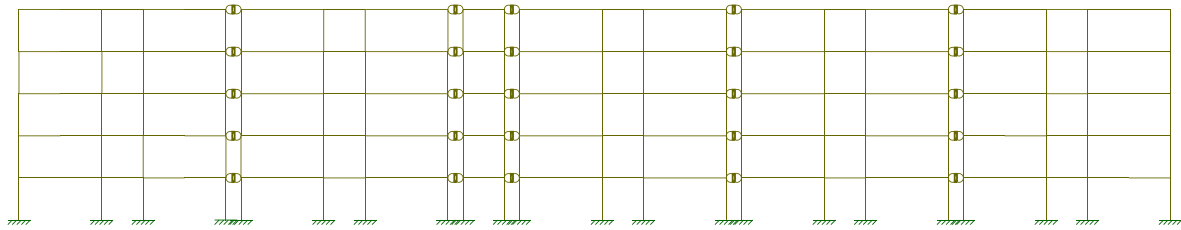
A estrutura foi modelada por associação de pórticos planos, na direção x e y , no *software Ftool*, para analisar a distribuição dos esforços e os deslocamentos dos elementos. Os comprimentos das vigas modeladas foram iguais às distâncias de centro a centro de viga no projeto arquitetônico. Também foi considerada que o centro geométrico dos pilares coincidam com o centro geométrico do cruzamento das vigas sobre ele, ou seja, não será considerado a excentricidade dos pilares.

A modelagem considerou a hipótese de apoios indeslocáveis. Essa é uma aproximação que não considera a interação solo-estrutura. Gutierrez e Ferreira (2010), não modelaram os pilares P9 e P10, por considerarem que esse pórtico possuísse pouca capacidade resistiva se comparado aos outros pórticos. Como o trabalho tem a finalidade de dimensionar os pilares da estrutura, foi inserido no pórtico de análise os pilares P9 e P10.

Para simular o efeito das lajes na transferência de cargas e deformações, a área das vigas foram aumentadas em 100 vezes. Esse aumento é justificado para que o deslocamento dos nós dos pórticos planos se desloquem igualmente na horizontal, simulando o efeito das lajes. Para os esforços serem transferidos de um pórtico ao próximo, eles foram conectados por uma viga de comprimento igual a 1 metro e com rigidez infinita, artifício oferecido pelo *software Ftool*. A conexão por rótulas garante a transferência dos esforços axiais e não dos momentos fletores. As Figura 36 e Figura 37 contém os modelos de associação de pórticos planos para as direções x e y , respectivamente. O concreto utilizado possui $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, com isso adotou-se o módulo de deformação secante estabelecido pela NBR 6118 (2014). Os pilares e vigas foram inseridos sem a inclusão dos efeitos da não linearidade física, ou seja, sem redução das rigidezes.

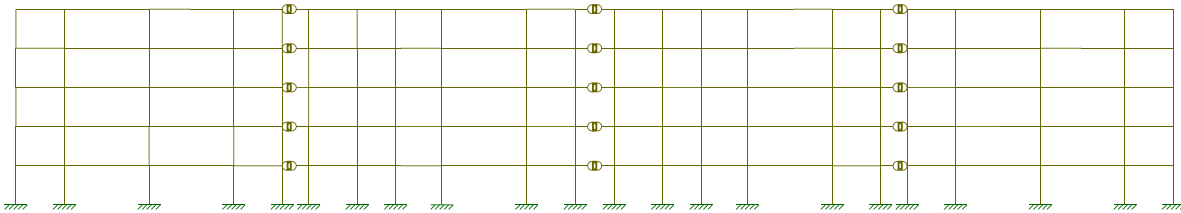
$$E_{cs} = \alpha_i \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} = 0,8625 \cdot 5600 \cdot \sqrt{25} = 24150 \text{ MPa}$$

Figura 36 - Associação de pórticos planos na direção x



Fonte: Do autor.

Figura 37 - Associação de pórticos planos na direção y

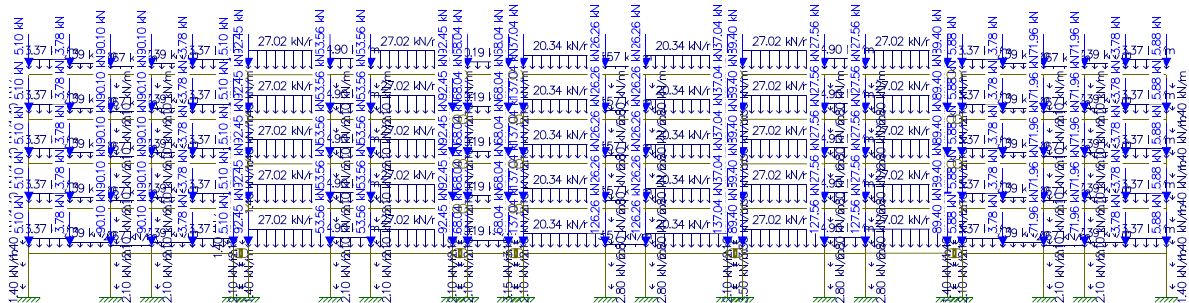


Fonte: Do autor.

7.1 ANÁLISE DO CARREGAMENTO VERTICAL

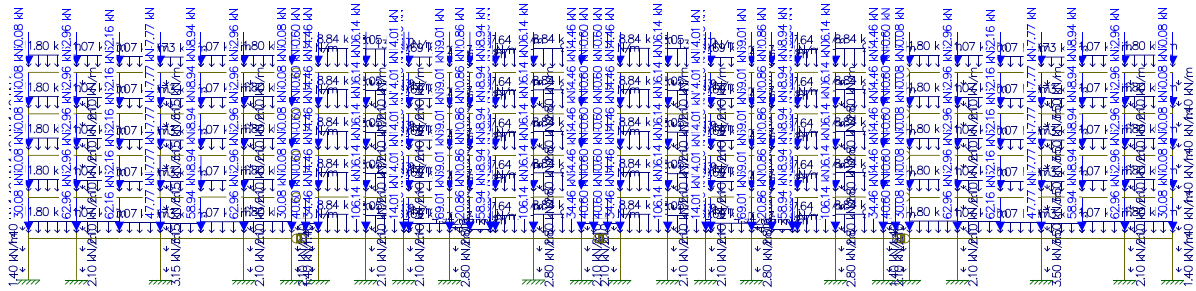
Na Figura 38 e Figura 39 pode ser conferido o carregamento vertical permanentes e acidentais nos pórticos da direção x e y que foram majorados em $1,4(F_{gk} + F_{qk})$. Está incluso na modelagem o peso dos pilares, distribuído ao longo da altura, e as reações das vigas do pórtico na transversal.

Figura 38 - Cargas verticais no pórtico na direção x



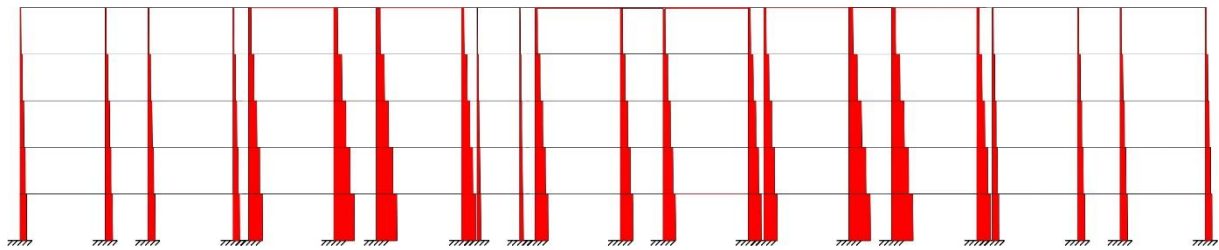
Fonte: Do autor.

Figura 39 - Cargas verticais no pórtico na direção y.

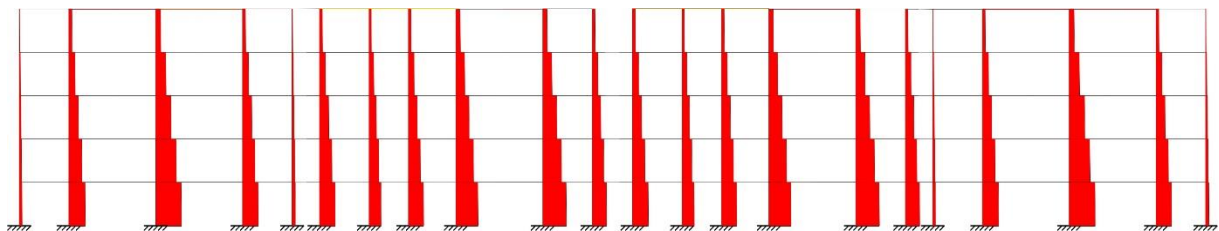


Fonte: Do autor.

Para o carregamento vertical os esforços axiais são absorvidos principalmente pelos pilares. Os pilares que apoiam as maiores vigas e que possuem as maiores cargas de influência contêm os maiores esforços. Pode-se concluir que o pré-dimensionamento está correto, pois esses pilares com maiores esforços são os com maiores dimensões. Os diagramas de esforços axiais estão demonstrados na Figura 40 e Figura 41 para as direções x e y , respectivamente.

Figura 40 - Diagrama de esforços axiais para as cargas verticais na direção x 

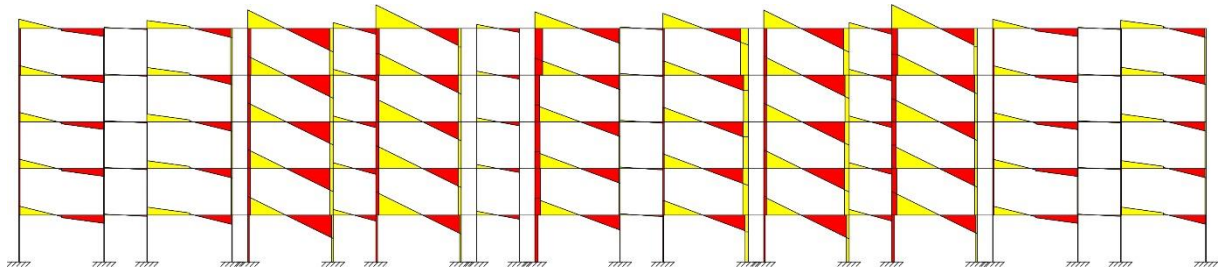
Fonte: Do autor.

Figura 41 - Diagrama de esforços axiais para as cargas verticais na direção Y .

Fonte: Do autor.

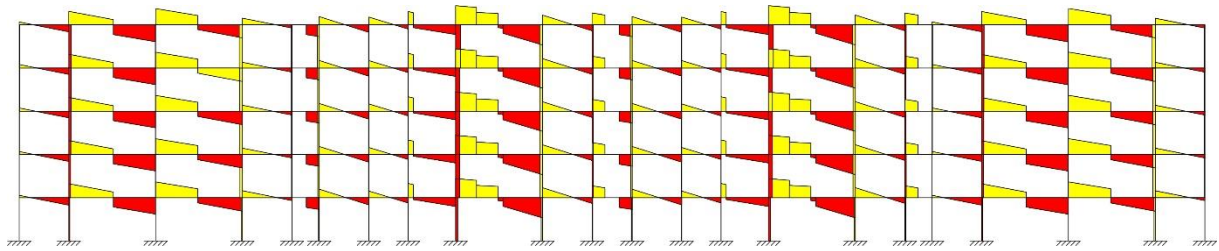
As cargas verticais causam esforços cortantes principalmente nas vigas. Os pilares apresentam esses esforços, porém a magnitude é menor. As vigas com maiores valores de esforços cortantes apresentam os maiores carregamentos. Ao analisar o pórtico da direção y percebe-se muitas descontinuidades que se devem as cargas pontuais aplicadas, que são decorrentes do apoio de outras vigas apoiando-se nelas. Os diagramas de esforços cortantes estão representados nas Figura 42 e Figura 43 para as direções x e y , respectivamente.

Figura 42 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas verticais na direção x.



Fonte: Do autor.

Figura 43 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas verticais na direção y.



Fonte: Do autor.

Podemos observar que os momentos nos pavimentos tipo variam pouco conforme aumenta-se a altura. Porém isso não ocorre para a cobertura, que apresenta momentos positivos maiores e menores momentos negativos. Isso se deve, pois no nó de ligação da viga com o pilar, chega apenas o pilar inferior. Com isso, a rigidez dessa ligação diminui, e o momento absorvido pelo pilar são menores. Ao diminuir os momentos negativos na ligação conseqüentemente os momentos positivos no tramo da viga aumentam. Outra característica a se observar são os saltos nos gráficos nas ligações, ou seja, estes são os momentos absorvidos pelos pilares.

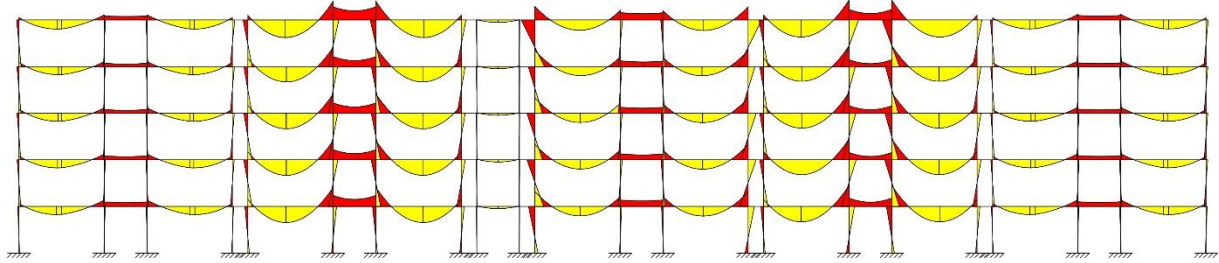
Ao analisar-se os tramos das vigas, podemos observar que algumas possuem momentos negativos pela sua extensão. Isso ocorre, pois os tramos adjacentes a eles, possuem maior comprimento e maior carregamento, o que acaba fazendo este tramo suspender, pois o pilar de ligação não possui rigidez suficiente para impedir o giro.

Os momentos fletores nos pilares não possuem muita variação conforme mudasse o pavimento. Exceto para a cobertura, pois como explicado acima absorvem maiores momentos pois há menos barras para absorverem esses esforços.

Algo que pode-se observar é a influência do apoio de vigas sobre vigas (cargas pontuais) no diagrama de momentos fletores. Isso é bem observado para o pórtico na direção y, onde os diagramas apresentam um bico e conseqüentemente maiores valores positivos para o

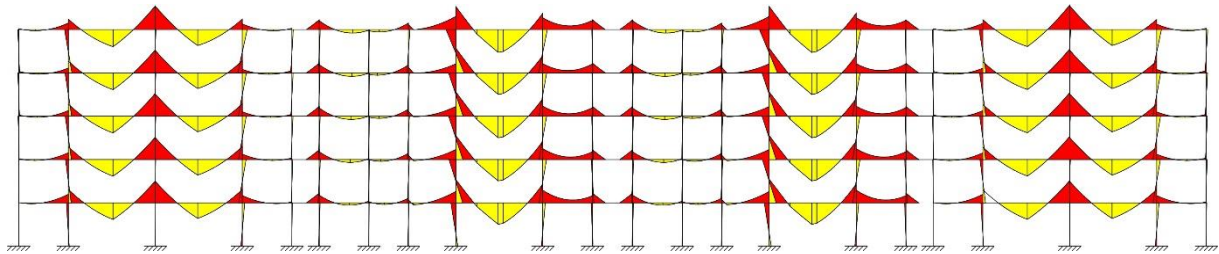
dimensionamento. Os diagramas para cada direção podem ser conferidos na Figura 44 e Figura 45.

Figura 44 - Diagrama de momentos fletores para as cargas verticais na direção x



Fonte: Do autor.

Figura 45 - Diagrama de momentos fletores para as cargas verticais na direção y



Fonte: Do autor.

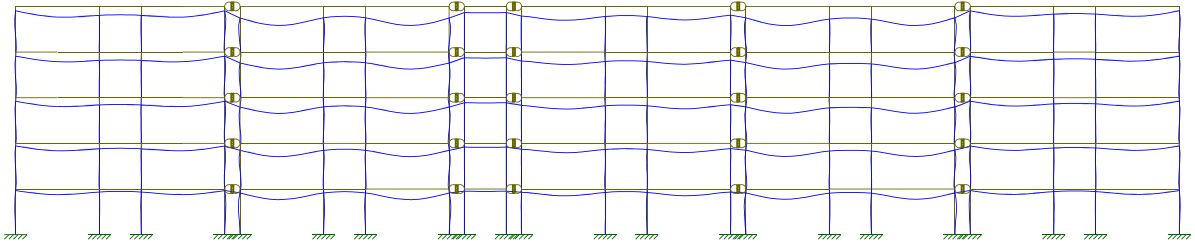
Os diagramas de deformações tem grande importância na análise estrutural. Eles servem de modelo para analisar o comportamento da estrutura conforme a carga aplicada. O diagrama serve como forma de validação de modelo, pois com o conhecimento do comportamento de cada tipo de elemento estrutural, pode-se identificar locais com desempenho inadequado.

O carregamento vertical apresenta principalmente deslocamento na vertical. Os pórticos 2 e 5 da direção x apresentaram maiores deslocamentos pois possuem maiores parcelas de cargas que os pórticos da extremidade. Podemos observar que os tramos intermediários da vigas desses pórticos possuem valores positivos em relação ao pilares em que estão apoiado. Isso ocorre pois tem momentos negativos por todo o tramo. Esse momentos negativos são causados pois os tramos ligados a esse tramo intermediário possuem carregamento elevado e com isso o flexionam. Como os pilares de ligação entre esses tramos não possuem rigidez suficiente para resistir a flexão desses tramos muito carregados, eles tendem a girar os tramos intermediários, como um efeito gangorra.

Ao comparar o diagrama de deformações dos pórticos nas duas direções percebemos que o pórtico na direção y apresenta deslocamento horizontal significativo. Isso é causado pela assimetria da estrutura nessa direção e dos carregamento. Diferente do pórtico em x que

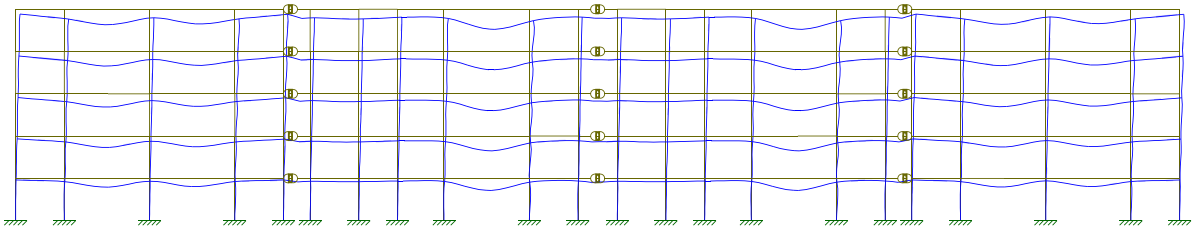
apresenta simetria e com isso os deslocamentos na horizontal são mínimos. Os diagramas de deformações podem ser conferidos na Figura 46 e Figura 47 para a direção x e y , respectivamente.

Figura 46 - Diagrama de deformações para as cargas verticais na direção x .



Fonte: Do autor.

Figura 47 - Diagrama de deformações para as cargas verticais na direção Y .

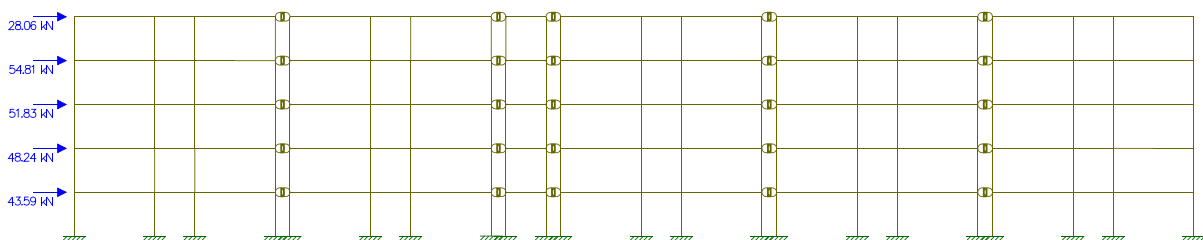


Fonte: Do autor.

7.2 ANÁLISE DO CARREGAMENTO HORIZONTAL

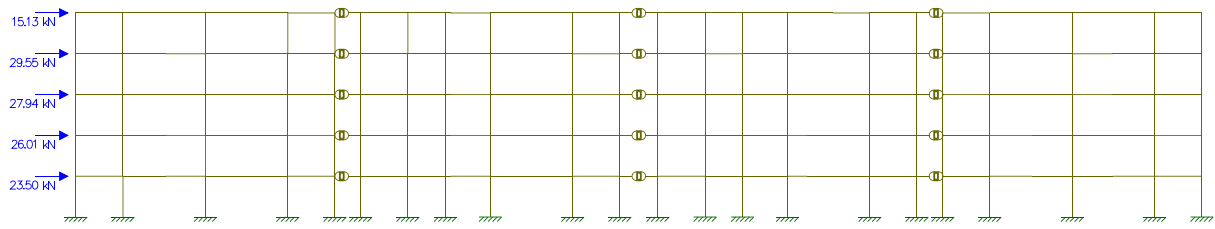
Na Figura 48 e Figura 49 podem ser conferido as ações devido ao vento no pórtico na direção x e y . O carregamento horizontal foi majorado em $1,4 \cdot 0,7 \cdot VentoEsquerda$.

Figura 48 - Carregamento horizontal (vento) no pórtico plano na direção x



Fonte: Do autor.

Figura 49 - Carregamento horizontal (vento) no pórtico plano na direção y

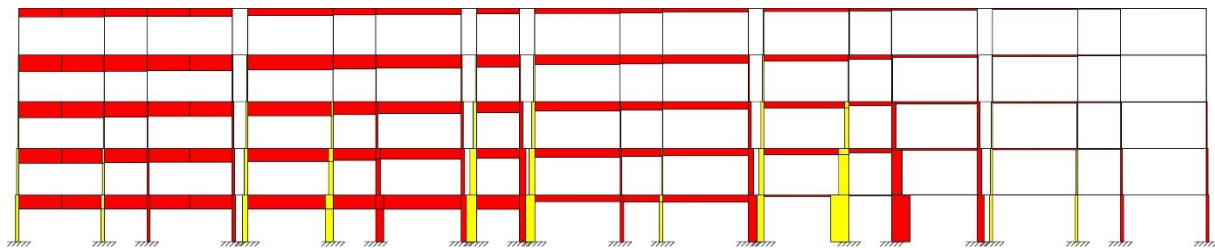


Fonte: Do autor.

O esforço normal também é importante nas vigas quando submetido ao carregamento horizontal. Pode-se observar o efeito cascata dos esforços ao longo das vigas dos pórticos, que vão diminuindo conforme se afastam da aplicação da carga de vento. Esse efeito é uma limitação do modelo de associação de pórtico plano pois não representa o que acontece na estrutura real, já que espacialmente as cargas de vento estariam distribuídas em todos os pórticos.

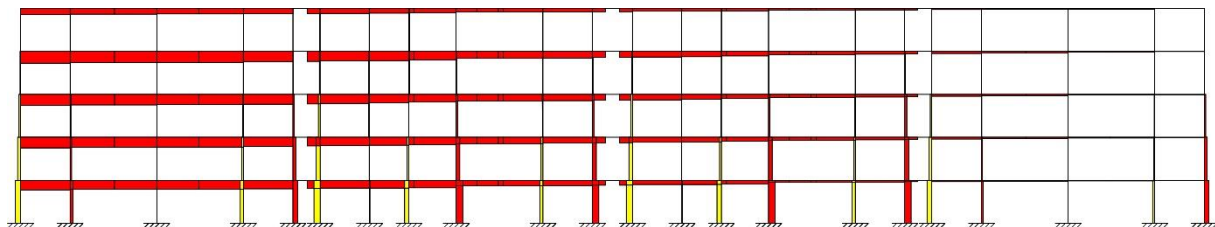
Ao analisar os pilares, podemos observar a formação de binários no pórtico. Os esforços possuem praticamente o mesmo valor, porém com sinais contrários, um submetido à tração e outro à compressão. Isso demonstra a eficiência de pórticos para estabilidade de estruturas devido às cargas horizontais. Os esforços axiais aumentam nos pilares conforme se aproxima da base da estrutura (Figura 50).

Figura 50 - Diagrama de esforços axiais devido ao carregamento horizontal (vento) na direção X.



Fonte: Do autor.

Figura 51 – Diagrama de esforços axiais devido ao carregamento horizontal (vento) na direção Y.



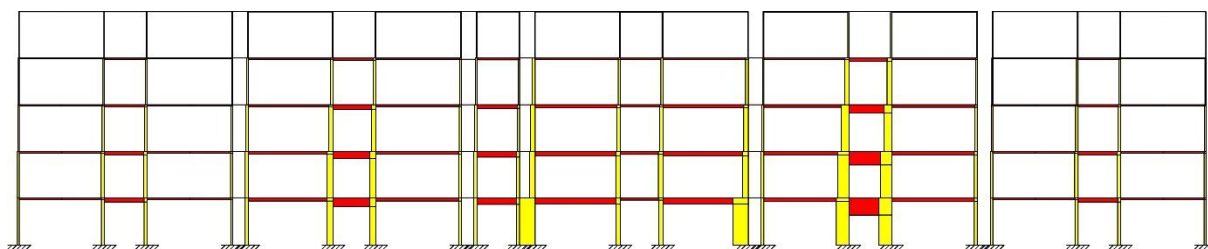
Fonte: Do autor.

Quando maior a rigidez dos elementos da estrutura, maior é a parcela de esforço cortante absorvida por ele. Isso pode ser observado nos pilares P11, P14, P16 e P17 para o pórtico

modelado na direção x (Figura 52). Porém ao analisarmos esses pilares no pórtico da direção y (Figura 53), observa-se que eles absorvem uma parcela menor dos esforços, pois a rigidez na direção y é menor que na direção x. Os maiores esforços no pórtico em x também é devido as maiores cargas de vento para essa direção.

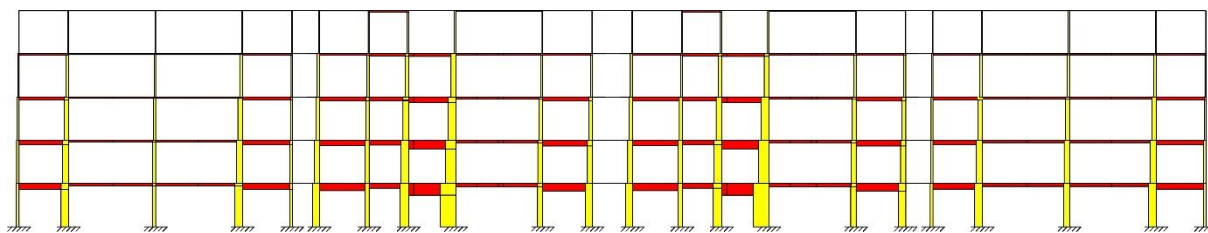
Nas vigas os esforços cortantes são constantes e é máximo entre os pilares com maiores esforços. Isso se deve pois como esses pilares são os que mais absorvem esforços normais as descontinuidades são maiores entre vigas e pilares, e essa diferença é absorvida pela viga.

Figura 52 - Diagrama de esforços cortantes devido ao carregamento horizontal (vento) na direção X.



Fonte: Do autor.

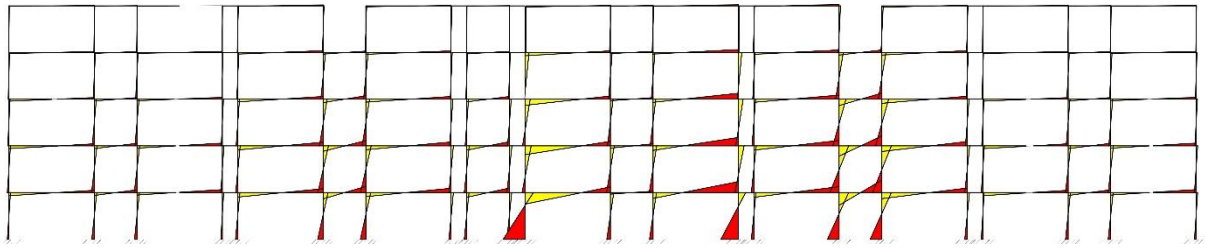
Figura 53 - Diagrama de esforços cortantes devido ao carregamento horizontal (vento) na direção Y.



Fonte: Do autor.

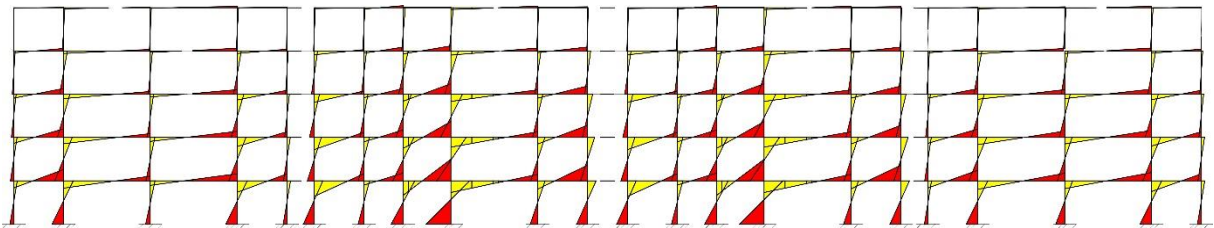
Observa-se que os pórticos mais rígidos contém as vigas com maior parcela de momento fletor. Isso pode acontecer também para os pilares, pois os que possuem maiores inércias absorvem grande parcela dos momentos. Com isso é plausível considerar que em uma análise estrutural os elementos de grande rigidez são os responsáveis pelo contraventamento da estrutura. O diagrama de momentos fletores para o pórtico na direção x está representado na Figura 54. Para o pórtico na direção y o diagrama de momentos fletores está representado na Figura 55.

Figura 54 - Diagrama de momento fletores devido ao carregamento horizontal (vento) da direção X.



Fonte: Do autor.

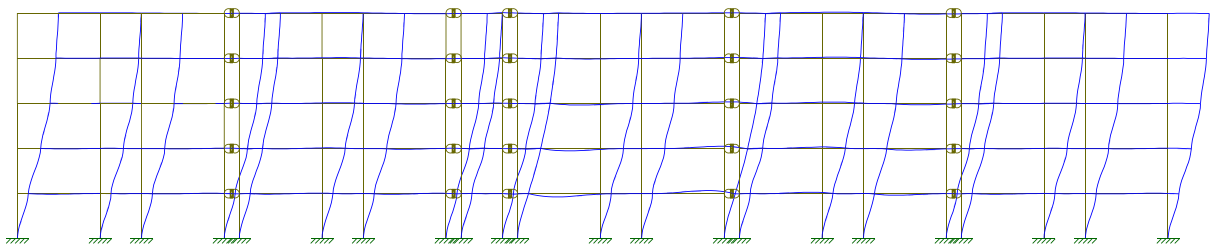
Figura 55 - Diagrama de momento fletores devido ao carregamento horizontal (vento) da direção Y.



Fonte: Do autor.

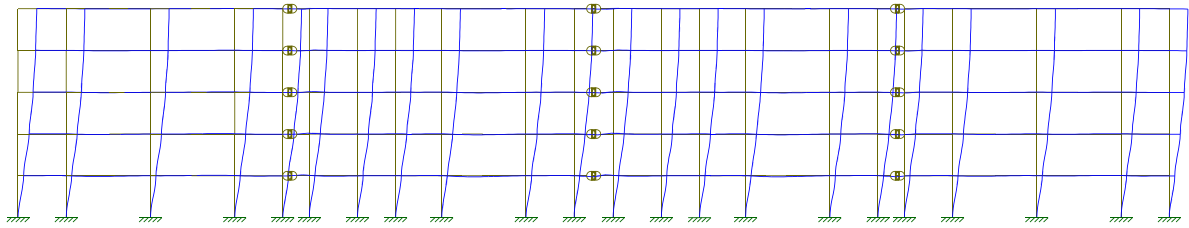
Os pórticos apresentaram basicamente deslocamentos laterais, pois foi apenas considerado as cargas de vento e apresentou comportamento esperado de pórticos planos. A modelagem das barras de vigas, tanto dos pórticos como das ligações entre pórticos, com área 100 vezes maior apresentou o resultado esperado ao fazer os pontos do início e fim do pórtico transladarem a mesma distância, que simula o efeito das lajes. Os pórticos da direção x apresentaram maiores deslocamentos do topo do que os pórticos da direção y e isso demonstra que essa associação de pórticos na direção y é mais rígida que para a direção x . Os diagramas de deformações podem ser conferidos na Figura 56 e Figura 57 para os pórticos na direção x e y , respectivamente.

Figura 56 - Diagrama de deformações devido ao carregamento horizontal (vento), na direção X.



Fonte: Do autor.

Figura 57 - Diagrama de deformações devido ao carregamento horizontal (vento), na direção Y.



Fonte: Do autor.

7.3 COMPARAÇÃO DA ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS PLANOS ENTRE A DIREÇÃO X E Y

Com base na análise dos carregamentos aplicados a estrutura, podemos perceber que os esforços axiais nos pilares possuem maior significância devido ao carregamento vertical. Para as cargas horizontais esses esforços são absorvidos principalmente pelas vigas. Ao comparar as influências das cargas verticais e horizontais nos esforços cortantes dos pilares, o carregamento horizontal possui a maior parcela de influência. O carregamento vertical causa esforços cortante principalmente nas vigas.

Para os momentos fletores tanto as cargas verticais como horizontais causam influência significativa nas vigas e pilares. Como para os outros esforços, pilares com maiores rigidez são os que absorvem maiores esforços, isso se deve, pois como possuem rigidez mais elevada que os outros elementos estruturais, impedem a rotação da viga, que gera esforços nos pilares.

Com base nas análises feitas dos pórticos na direção x e y , podemos concluir que o pórtico na direção y deslocou-se menos horizontalmente, porém sua estabilidade somente pode ser confirmada pelos parâmetros de instabilidade α ou γ_z .

Os esforços se distribuíram para os pilares mais robustos para cada direção da análise. Isso pode ser observado no pilar P11 e P14 que na direção x possuem dimensão no mínimo 2 vezes maior que na direção y . Com isso, tanto os esforços axiais como os momentos fletores possuem valores maiores na direção x . Uma parcela dessa diferença também se deve pelas cargas horizontais na direção x serem maiores.

8 ANÁLISE ESTRUTURAL DO MODELO PARA DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Inicialmente, no item 7, foi realizado um estudo das influências dos carregamentos horizontais e verticais nos pórticos, com o intuito de entender o comportamento estrutural frente a essas ações, separadamente. Para o modelo utilizado no dimensionamento dos pilares, algumas características foram alteradas em relação ao modelo de pórticos planos e serão apresentadas a seguir.

O concreto utilizado possui $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$. O módulo de deformação do concreto para a análise foi o Módulo de Deformação Secante (E_{cs}), como prescreve a NBR 6118 (2014). Para a consideração da não linearidade física (NLF), e como explicitado nas referências bibliográficas, foi realizada uma minoração na rigidez dos elementos, $0,8(EI)_{sec}$ para os pilares e $0,4(EI)_{sec}$ para as vigas. Ainda, no item 15.5.1 da NBR 6118 (2014), é estabelecido que para a análise da estabilidade global dos edifícios o valor representativo do E_{cs} pode ser majorado em 10%. Com isso teremos:

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} = \alpha_i 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

onde:

$$\alpha_i = 0,8 + \frac{0,2f_{ck}}{80} = 0,8 + \frac{0,2 \cdot 25}{80} = 0,8625$$

Assim:

$$E_{cs} = 0,8625 \cdot 5600 \sqrt{25} = 24150 \text{ MPa}$$

Considerando a NLF e majoração em 10% do E_{cs} , teremos os módulos de deformações para as vigas e pilares como:

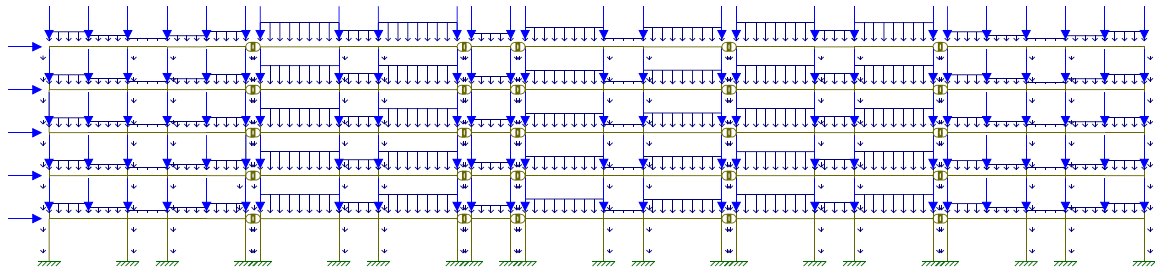
$$E_{cs\text{ pilar}} = 1,10 \cdot 0,8 \cdot E_{cs} = 21252 \text{ MPa}$$

$$E_{cs\text{ viga}} = 1,10 \cdot 0,4 \cdot E_{cs} = 10626 \text{ MPa}$$

Quanto às questões de modelagem, com simulação dos efeitos das lajes, e a associação de pórticos planos, permanecem como os modelos do item 7. Para os modelos não foram considerados os trechos rígidos, como forma de simplificar a análise. Para avaliar a situação mais crítica dos esforços atuantes nos pilares, foram avaliadas 4 combinações de ações. As situações são os esforços verticais atuando com as cargas de vento sendo consideradas vindas da esquerda, direita, frontal e posterior da estrutura. As combinações adotadas foram: $1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} + 1,4 \cdot 0,7 \cdot \text{Vento}$ e $1,4F_{gk} + 1,4F_{qk}$. A Figura 58 e Figura 59 apresentam a modelagem

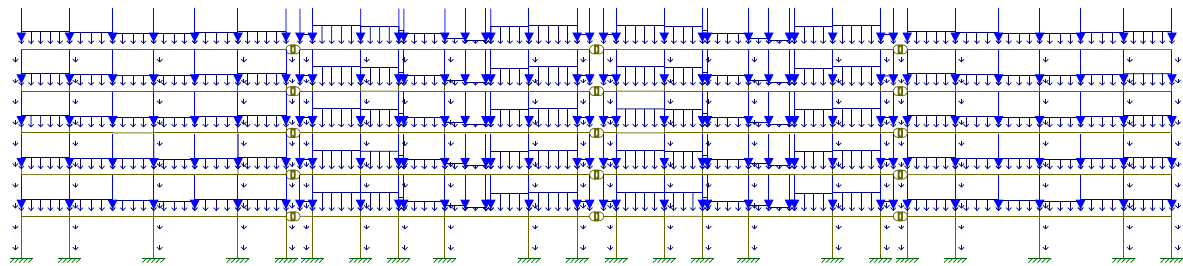
por associação de pórticos planos para a direção x e y com a combinação de ações 1, que quando o vento atua no pórtico em x, no pórtico em y atua apenas o carregamento vertical.

Figura 58 - Associação de pórticos na direção X - Combinação de ações 1, vento da esquerda.



Fonte: Do autor.

Figura 59 - Associação de pórticos na direção Y - Combinação de ações 1.



Fonte: Do autor.

8.1 ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA

Como demonstrado no item que analisa o carregamento horizontal, percebe-se que ele é a principal ação que ocasiona deslocamentos laterais na estrutura e juntamente com os esforços verticais ocasiona efeitos de 2ª ordem. Assim, mesmo se a estrutura apresentar deslocamentos laterais pequenos, ela ainda pode apresentar esforços importantes de 2ª ordem, pois esses efeitos também dependem da carga vertical. O coeficiente γ_z foi definido para as 4 combinações de ações, nos pórticos em que se considera a ação das cargas horizontais:

- Combinação de ações 1: Pórtico X – vento da esquerda (CV1);
- Combinação de ações 2: Pórtico X – vento da direita (CV2);
- Combinação de ações 3: Pórtico Y – vento de cima (CV3);
- Combinação de ações 4: Pórtico Y – vento de baixo (CV4).

Os pórticos foram modelados no plano tanto para a direção x quanto para a y. Portanto, ao referir-se na combinação de ações 3 que o vento vem de cima, está relacionado na modelagem plana na direção y e o vento vindo da esquerda. Para as combinações de ações 4, o

vento vindo de baixo, refere-se ao vento vindo da direita na modelagem do pórtico plano da direção y.

A Tabela 8 contém os valores das forças horizontais e verticais, os deslocamentos e os momentos de tombamento ($M_{tot,d}$ e $M_{1,tot,d}$) para o cálculo de γ_z . Para o pórtico na direção x considera-se o vento da esquerda (CV1) e o vento da direita (CV2). A Tabela 9 contém os dados para o cálculo do γ_z para o pórtico na direção y que considera o vento da esquerda (CV3) e o vento da direita (CV4). Na consideração dos esforços verticais para cada pavimento, utilizaram-se os carregamentos do APÊNDICE B o peso próprio do pilar (metade do pilar de cima e metade do pilar de baixo) e as reações das vigas do pórtico na transversal nos pilares.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{\Delta M_{1,tot,d}}}$$

Tabela 8 - Dados de cálculo para coeficiente gama-z para o pórtico na direção X para as combinações de ações 1 e 2.

Gama-z: Pórtico na direção x								
Pavimento	Cota piso (m)	Força Horizontal (kN)	M1,tot,d (kN.m)	Força vertical (kN)	CV1		CV2	
					Deslocamento horizontal (m)	Mtot,d (kN.m)	Deslocamento horizontal (m)	Mtot,d (kN.m)
Cobertura	15	28,06	420,90	3593,39	0,01523	54,73	0,01525	54,80
Tipo 4	12	54,81	657,72	3666,37	0,01420	52,06	0,01422	52,14
Tipo 3	9	51,83	466,47	3666,37	0,01195	43,81	0,01195	43,81
Tipo 2	6	48,24	289,44	3666,37	0,00841	30,83	0,00840	30,80
Tipo 1	3	43,59	130,77	3666,37	0,00377	13,82	0,00376	13,79
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00000	0,00	0,00000	0,00
		$\Sigma M1,tot,d$	1965,30		$\Sigma Mtot,d$	195,26	$\Sigma Mtot,d$	195,33

Fonte: Do autor.

Tabela 9 - Dados de cálculo para coeficiente gama-z para o pórtico na direção y para as combinações de ações 3 e 4.

Gama-z: Pórtico na direção Y								
Pavimento	Cota piso (m)	Força Horizontal (kN)	M1,tot,d (kN.m)	Força vertical (kN)	CV3		CV4	
					Deslocamento horizontal (m)	Mtot,d (kN.m)	Deslocamento horizontal (m)	Mtot,d (kN.m)
Cobertura	15	15,13	226,95	3593,39	0,01143	41,07	0,00326	11,71
Tipo 4	12	29,55	354,60	3666,37	0,00993	36,41	0,00390	14,30
Tipo 3	9	27,94	251,46	3666,37	0,00806	29,55	0,00370	13,57
Tipo 2	6	26,01	156,06	3666,37	0,00556	20,38	0,00290	10,63
Tipo 1	3	23,50	70,50	3666,37	0,00250	9,17	0,00159	5,83
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00000	0,00	0,00000	0,00
		Σ M1,tot,d	1059,57		Σ Mtot,d	136,58	Σ Mtot,d	56,04

Fonte: Do autor.

A Tabela 10 mostra os coeficientes γ_z para cada direção do pórtico para suas respectivas combinações de ações.

Tabela 10 - Coeficientes Gama-Z.

Gama-Z				
Direção	Combinação de Ações	Calculado	Limite	Diferença
X	CV1	1,11	1,10	0,94%
	CV2	1,11	1,10	0,94%
Y	CV3	1,15	1,10	4,36%
	CV4	1,06	1,10	-4,01%

Fonte: Do autor.

O coeficiente γ_z indica que os efeitos de 2ª ordem globais devem ser considerados para a direção x com a combinação de ações 1 e 2 e para a direção y com a combinação de ações 3. Para a direção x, o pórtico é considerado de nós móveis para as duas combinações. Além disso, o coeficiente γ_z indica a magnitude desses efeitos de 2ª em relação aos de 1ª ordem, que no caso da direção y é 15%. Algo a se notar, é que mesmo a direção y apresentando menores deslocamentos que a x, ela foi a direção que apresentou maiores efeito de 2ª ordem. Isso se deu, pois para um carregamento de vento bem menor, o deslocamento do pórtico em y teve quase o mesmo deslocamento que o pórtico da direção x. Ou seja, isso demonstra a importância da concepção na estabilidade global do edifício.

Ao analisarmos os parâmetros, podemos perceber que para a direção x, tanto para a CV1 quanto para a CV2 o coeficiente se mostrou igual, demonstrando a simetria desse pórtico. Já para a direção y, essa diferença é bem maior, demonstrando a assimetria nessa direção. Isso ainda

mostra, que o pórtico em y , com vento vindo da direita, se mostrou o mais rígido perante as combinações de ações.

Logo, os pórticos com combinações de ações CV1, CV2 e CV3 devem considerar os efeitos de 2ª ordem. Portanto, como estabelece a NBR 6118 (2014), o γ_z é inferior a 1,30 e os esforços de 2ª ordem podem ser determinados com a majoração das cargas horizontais por $0,95\gamma_z$. A Tabela 11 apresenta a majoração das cargas horizontais para cada eixo com as suas devidas combinações de ações.

Tabela 11 - Majoração das cargas horizontais para a CV1, CV2 e CV3.

Forças de vento					
Pavimento	Fhx	Fhy	CV1 - Fhx	CV2 - Fhx	CV3 - Fhy
Térreo	18,33	9,88	19,33	19,33	10,77
1º	43,59	23,50	45,98	45,98	25,63
2º	48,24	26,01	50,88	50,88	28,36
3º	51,83	27,94	54,67	54,68	30,48
4º	54,81	29,55	57,81	57,81	32,22
Cobertura	28,06	15,13	29,60	29,60	16,50

Fonte: Do autor.

Com a majoração dos esforços é realizada a análise global da estrutura para obter-se as novas solicitações nos elementos estruturais para poder realizar-se o dimensionamento.

9 DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA

9.1 XOJO

O *Xojo* é uma plataforma de desenvolvimento de programas e aplicativos. A linguagem utilizada, também chamada *Xojo*, é relativamente simples e é caracterizada por ser orientada a objeto e similar à encontrada no *Visual Basic*. O programa *Xojo* é bastante intuitivo e apresenta uma janela organizada em áreas com funções específicas.

A plataforma é composta por uma janela onde são inseridos os elementos do programa. Estes elementos que estão disponíveis no painel, podem ser botões, barras de rolagem, campos de texto, textos, organizadores, visualizadores, controladores, entre outros.

As funcionalidades do aplicativo são habilitadas utilizando códigos e rotinas computacionais inseridas nos eventos de cada elemento. Essas rotinas podem ser organizadas em módulos, e ainda em métodos, para melhor organização e facilitar assim, o entendimento do programa por parte da equipe de programação. Todas as alterações feitas no programa podem ser testadas ao executá-lo clicando no botão *Run*. No *Xojo*, podem ser criadas aplicações para *Windows*, *IOS*, *Mobile* e *Web*.

9.2 PROGRAMA PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES (LPPilar.v01)

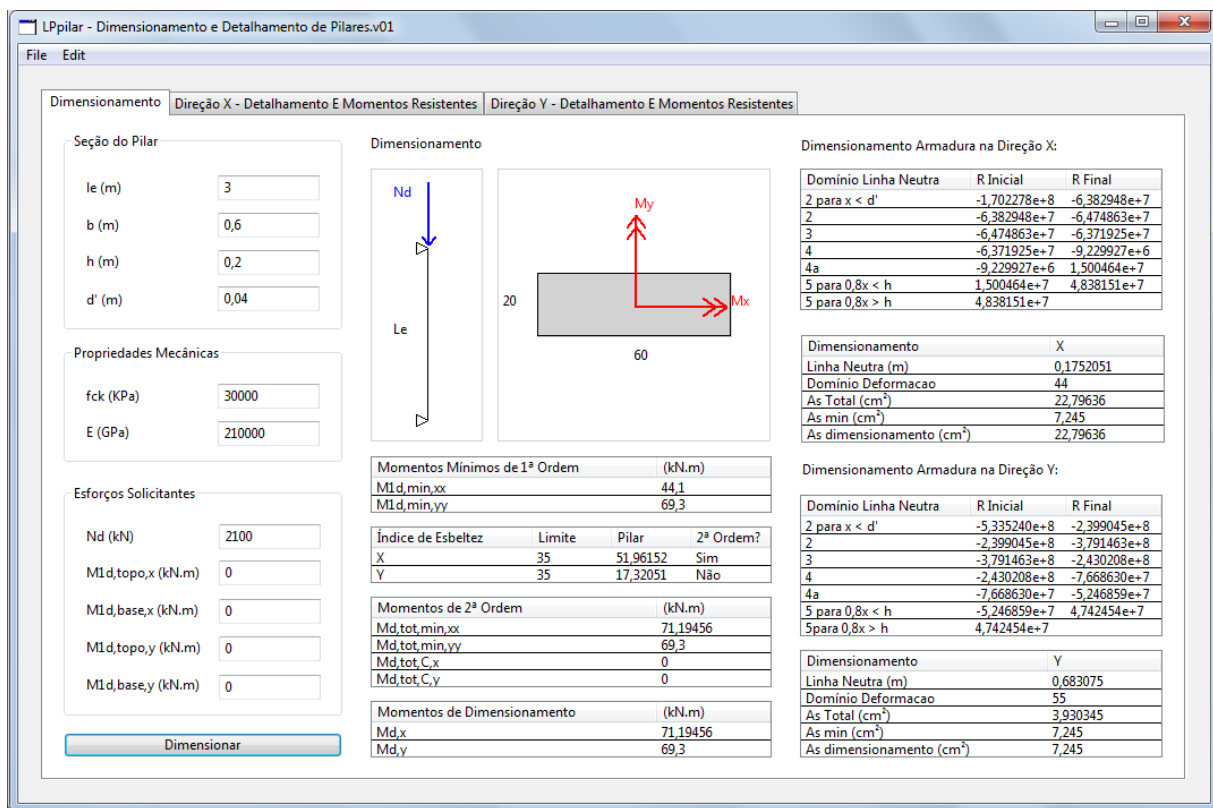
O programa desenvolvido para o Trabalho de Conclusão de Curso realiza o dimensionamento e detalhamento da armadura longitudinal de um pilar (Figura 60). Com a inserção da seção do pilar, propriedades mecânicas do concreto e do aço e carregamentos atuantes no pilar o programa determina a área de aço para resistir aos esforços, determina a quantidade de barras em cada face e calcula os momentos resistentes da armadura dimensionada. Os critérios de dimensionamento e detalhamento implementados no programa são para pilares, com isso o *LPPilar.v01* não deve ser utilizado para dimensionar e detalhar pilares-paredes, já que possuem critérios diferentes.

Para melhor organizar os resultados e ficar de mais fácil visualização, o programa é dividido em 3 abas:

- **Dimensionamento (Aba 1):** realiza o cálculo da área de aço para resistir aos esforços solicitantes pela flexão composta normal para a direção x e y, separadamente.

- **Direção X – Detalhamento e Momentos Resistentes (Aba 2):** com a área de aço, na direção x, determinada na aba do dimensionamento, é listado as armaduras longitudinais possíveis, calculado os momentos resistentes e as envoltórias de momentos do pilar.
- **Direção Y – Detalhamento e Momentos Resistentes (Aba 3):** com a área de aço, na direção y, determinada na aba do dimensionamento, é listado as armaduras longitudinais possíveis, calculado os momentos resistentes e as envoltórias de momentos do pilar.

Figura 60 - Janela inicial do programa LPPilar.v01



Fonte: Do autor.

9.2.1 Aba 1: Dimensionamento

A aba 1, Dimensionamento, é a aba de inicialização do *LPPilar.v01*. O procedimento de cálculo desta aba resume-se basicamente em:

- Dados do pilar** - dimensões, propriedade mecânicas e esforços;
- Cálculo dos momentos mínimos;**
- Cálculo dos índices de esbeltez;**

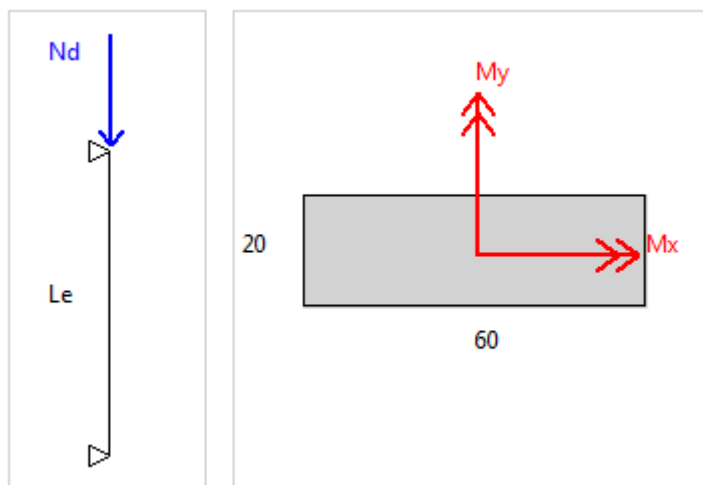
- d) **Verificação da consideração dos efeito de segunda ordem;**
- e) **Definição dos momentos de dimensionamento;**
- f) **Determinação do domínio de deformação da seção;**
- g) **Determinação da posição da linha neutra;**
- h) **Dimensionamento da área de aço.**

Dados do pilar

A primeira parte do programa *LPPilar.v01* consiste em inserir os dados do pilar: vão livre (ℓ_e), largura (b) e altura (h) da seção transversal do pilar e d' . Nos campos seguintes são inseridas as propriedades mecânicas do concreto, como a resistência característica (f_{ck}), e do aço, como o módulo de elasticidade (E).

Para determinar a armadura é necessário os esforços que atuam ao longo do pilar. Com isso, o programa permite a inserção do esforço normal e os momentos solicitantes no topo e na base do pilar em torno das direções x e y . A direção dos momentos são as estabelecidas pela NBR 6118 (2014), como demonstrado na área gráfica da aba *Dimensionamento* (Figura 61).

Figura 61 - Desenho do pilar com a direção dos esforços considerados



Fonte: Do autor.

Com os dados inseridos ao programa, basta clicar no botão “*Dimensionar*” que se dará início aos cálculos do dimensionamento da armadura longitudinal do pilar considerando a flexão composta normal em torno do eixo x e a flexão composta normal em torno do eixo y . A primeira função realizada é atribuir aos dados inseridos externamente no programa as suas respectivas variáveis, que serão de utilização para os cálculos.

Momentos Mínimos de 1ª ordem

Os momentos mínimos de primeira ordem são calculados como demonstrado na revisão bibliográfica. Para isso criou-se um método com as fórmulas que com os dados de entrada do pilar os momentos são determinados:

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

$$M_{1d,min,yy} = N_d(0,015 + 0,03b)$$

Após calculado, os valores são mostrados na janela de momentos mínimos como demonstrado na Figura 62.

Figura 62 - Lista com Momentos Mínimos de 1ª ordem

Momentos Mínimos de 1ª Ordem	(kN.m)
M1d,min,xx	44,1
M1d,min,yy	69,3

Fonte: Do autor.

Eslbeltez

Para determinar-se os momentos de segunda ordem, é preciso analisar se o pilar é classificado como esbelto. Com isso, após a determinação dos momentos mínimos será acionado o método do cálculo da esbeltez, também descrito nas referências bibliográficas e seguindo as prescrições da NBR 6118 (2014).

$$\lambda_x = \frac{\ell e}{i} = \ell e \sqrt{\frac{A}{I_x}} = \ell e \sqrt{\frac{bh}{\frac{bh^3}{12}}} = \frac{\ell e \sqrt{12}}{h}$$

$$\lambda_y = \frac{\ell e}{i} = \ell e \sqrt{\frac{A}{I_y}} = \ell e \sqrt{\frac{bh}{\frac{hb^3}{12}}} = \frac{\ell e \sqrt{12}}{b}$$

São determinados também os índices de esbeltez limites do pilar em torno do eixo x e y .

$$\lambda_{1,x} = 25 + \frac{12,5 \left(\frac{e_{1,x}}{h} \right)}{\alpha_{bx}}$$

$$\lambda_{1,y} = 25 + \frac{12,5 \left(\frac{e_{1,y}}{b} \right)}{\alpha_{by}}$$

O programa *LPPilar.v01* dimensiona pilares biapoiados. Portanto, como estabelecido nas referências, se os momentos solicitantes forem menores que os mínimos, $\alpha_b = 1,0$. Caso contrário, ele é determinado pela fórmula descrita no item 4.9.2 - a).

$$\alpha_{bx/y} = 0,60 + \frac{0,40M_B}{M_A} \geq 0,40$$

Após os cálculos dos índices de esbeltez limites e do pilar, é comparado através de um método de programação se os índices de esbeltez do pilar são maiores que os limites, para cada direção analisada. Caso seja afirmativo, os efeitos de 2ª ordem locais devem ser considerados. Com isso, como demonstrado na Figura 63, os valores são apresentados, e na coluna “2ª Ordem?” é determinado se serão ou não considerados os efeitos de 2ª ordem locais.

Figura 63 - Índices de Esbeltez

Índice de Esbeltez	Limite	Pilar	2ª Ordem?
X	35	51,96152	Sim
Y	35	17,32051	Não

Fonte: Do autor.

Momentos locais de 2ª Ordem

Caso os efeitos de 2ª ordem devam ser considerados, o *LPPilar.v01* calcula o valor desses momentos como estabelecido pela NBR 6118 (2014) e descrito no item 4.9.2. É utilizado o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada. Para o cálculo dos momentos mínimos de 2ª ordem é adotado $\alpha_b = 1,0$.

$$M_{d,tot,min} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Para a direção x temos que:

$$a = 5h$$

$$b = h^2 N_d - \frac{N_d \ell_e^2}{320} - 5h M_{1d,min,xx}$$

$$c = -N_d h^2 M_{1d,min,xx}$$

E para a direção y:

$$a = 5b$$

$$b = b^2 N_d - \frac{N_d \ell_e^2}{320} - 5b M_{1d,min,yy}$$

$$c = -N_d b^2 M_{1d,min,yy}$$

Com os valores de segunda ordem calculados, eles são mostrados no quadro “*Momentos de 2ª ordem*” (Figura 64).

Figura 64 - Momentos de 2ª ordem locais

Momentos de 2ª Ordem	(kN.m)
Md,tot,min,xx	71,19456
Md,tot,min,yy	69,3
Md,tot,C,x	0
Md,tot,C,y	0

Fonte: Do autor.

Momento intermediário na seção crítica do pilar

Caso o pilar venha a apresentar efeitos de segunda ordem, ainda é necessária a determinação dos momentos na seção intermediária ($M_{d,tot,C}$) do pilar. O item 4.7 das referências bibliográficas explica a ocorrência desse momento. Com isso, como para determinar-se os momentos totais mínimos com 2ª ordem, utilizam-se as mesmas equações para determinar os momentos totais na seção intermediária do pilar. Como não se trata dos momentos mínimos, utilizam-se os valores de cálculo de α_{bx} e α_{by} .

$$M_{d,tot,C} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Para a direção x temos que:

$$a = 5h$$

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

$$c = -N_d h^2 \alpha_{bx} M_{1d,A}$$

E para a direção y :

$$a = 5b$$

$$b = b^2 N_d - \frac{N_d \ell_e^2}{320} - 5b \alpha_{by} M_{1d,A}$$

$$c = -N_d b^2 \alpha_{by} M_{1d,A}$$

Para calcular os momentos na seção intermediária, mesmo que o pilar seja considerado esbelto apenas para uma direção, deve-se calcular os efeitos locais de 2ª ordem para as duas direções. Após calculado o valor do momento na seção crítica do pilar, eles são mostrados no mesmo quadro que os momentos locais mínimos com 2ª ordem, porém nomeados de $M_{d,tot,C,x}$ e $M_{d,tot,C,y}$ (Figura 64).

Momentos de Dimensionamento

Ao ter-se todos os momentos determinados para o pilar, é feita uma comparação utilizando-se um método de programação que seleciona o maior dos momentos em valor absoluto. Estes valores determinados, em torno do eixo x ($M_{d,x}$) e y ($M_{d,y}$), serão utilizados para o dimensionamento da armadura longitudinal. Os momentos são listados no quadro “*Momentos de Dimensionamento*”, demonstrado na Figura 65.

Figura 65 - Momentos de dimensionamento da armadura longitudinal

Momentos de Dimensionamento	(kN.m)
$M_{d,x}$	71,19456
$M_{d,y}$	69,3

Fonte: Do autor.

Posição da Linha Neutra (x)

A metodologia para encontrar a posição da linha neutra foi demonstrada no item 5. O primeiro processo é calcular os limites de cada domínio de deformação. Em vista disso, calculou-se as resultantes para cada início e fim dos domínios. Quando os valores de um domínio tiverem a resultante inicial negativa e a final positiva, significa que a linha neutra encontra-se nele. Ou seja, se multiplicar a resultante do início do domínio com a resultante do final do domínio e for menor que zero, a linha neutra está neste domínio (método utilizado pelo *LPPilar.v01*). Os valores das resultantes são mostrados no programa para conferência dos valores e para entender como o elemento estrutural se comporta (Figura 66).

Figura 66 - Resultantes de início e fim de domínio para o somatório das equações de equilíbrio

Domínio Linha Neutra	R Inicial	R Final
2 para $x < d'$	-1,702278e+8	-6,382948e+7
2	-6,382948e+7	-6,474863e+7
3	-6,474863e+7	-6,371925e+7
4	-6,371925e+7	-9,229927e+6
4a	-9,229927e+6	1,500464e+7
5 para $0,8x < h$	1,500464e+7	4,838151e+7
5 para $0,8x > h$	4,838151e+7	

Fonte: Do autor.

Encontrado o domínio de deformação em que se encontra a linha neutra é preciso encontrar o valor exato de x , ou seja, a raiz da função. Portanto, através do método da bissecção, descrito no item 5, é encontrado o valor de x que satisfaça as equações de equilíbrio.

Área de aço

Com a posição da linha neutra definida é possível determinar a área de aço pela equação de equilíbrio das forças ($A_{s,Nd}$) ou dos momentos ($A_{s,Md}$), conforme o domínio de deformação da seção. Os pilares de concreto devem possuir área mínima de aço. Por isso, conforme especificações da NBR 6118 (2014), é calculada esta área mínima:

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

Caso ela seja maior que a área de aço calculada devido aos esforços solicitantes, esta será a área de dimensionamento da seção transversal do pilar (Figura 67).

Os valores da linha neutra são calculados para as duas direções do pilar. Optou-se por esta alternativa, pois como o dimensionamento é a flexão composta normal, é possível determinar a direção mais crítica para o dimensionamento.

Figura 67 - Dados do dimensionamento da seção para a direção x

Dimensionamento	X
Linha Neutra (m)	0,1752051
Domínio Deformacao	44
As Total (cm ²)	22,79636
As min (cm ²)	7,245
As dimensionamento (cm ²)	22,79636

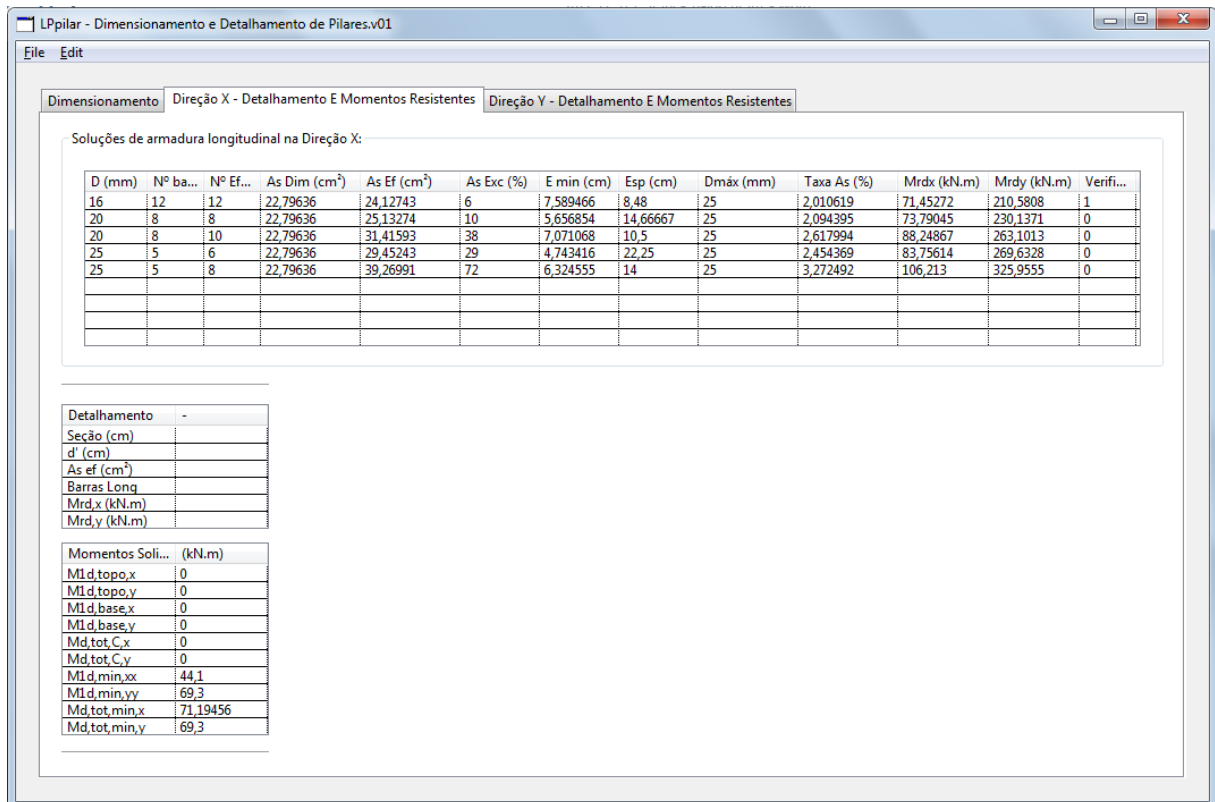
Fonte: Do autor.

Com a apresentação da área de dimensionamento, finalizam-se as funções da aba 1. Para o detalhamento da seção, serão utilizadas as abas 2 ou 3, dependendo da direção que optar-se.

9.2.2 Aba 2 e 3: Direção X/Y – Detalhamento e Momentos Resistentes

O detalhamento da armadura longitudinal do pilar é realizado pela aba 2 ou 3. As duas abas são idênticas e apresentam as mesmas funções, porém a aba 2 realiza o detalhamento para a direção x e a aba 3 realiza para a direção y . Geralmente as armaduras de pilares a flexão composta normal são dispostas nas faces de maior comprimento. Entretanto, como o *LPpilar.v01* trata-se de um *software* de estudo das possibilidades de detalhamento, decidiu-se estudar também o comportamento das armaduras nas faces menores do pilar. A Figura 68 mostra a aba 2 ao ser acionada.

Figura 68 - Aba de detalhamento da seção transversal do pilar e verificação dos momentos resistentes



Fonte: Do autor.

A aba de dimensionamento é composta basicamente de 4 partes:

- Detalhamento da armadura longitudinal** - define o diâmetro do detalhamento com o número de barras necessária para atender a área de dimensionamento;
- Momentos resistentes** – cálculo dos momentos resistentes para cada disposição construtiva de armadura possível para a seção do pilar;
- Seção transversal** – apresentação dos dados da seção escolhida e representação gráfica da seção transversal do pilar com a armadura;
- Representação gráfica das envoltória de momento do pilar** – desenho das envoltórias de momentos do pilar juntamente com os momentos de topo, base e na seção intermediária do pilar.

Detalhamento da armadura longitudinal

Ao ativar esta aba no *LPPilar.v01* ele ativará o método para calcular o número de barras de aço necessário para atender a armadura de dimensionamento. O número de barras são calculados para os diâmetros de 10 mm, 12,5 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm, 32 mm e 40 mm.

Os diâmetro de 5 mm e 6,3 mm não atendem a NBR 6118 (2014) como armadura longitudinal para pilares, como descrito no item 4.15.1.

$$N_{barras} = \frac{A_{S_{dimensionamento}}}{A_{S_{barra}}}$$

onde:

$A_{S_{dimensionamento}}$ - área de dimensionamento definido na aba 1;

$A_{S_{barra}}$ - área da seção transversal de uma barra de aço.

Para pilares quadrados ou retangulares é preciso de no mínimo uma barra para cada vértice. Com isso, caso o número de barras seja inferior a 4, esse número é arredondado automaticamente pelo programa. Número de barras trata-se de um número inteiro, por isso se o valor calculado possuir casas decimais, é arredondado para cima a favor da segurança. Ainda, se o número de barras calculado for ímpar, é adotado o número par superior e mais próximo do calculado, já que será adotado armadura simétrica para a seção.

Porém, nem sempre ao atender a armadura mínima o detalhamento é seguro, como será demonstrado a frente. Assim, para cada diâmetro são listados todas as possibilidades para a seção. Ou seja, caso ele atenda as especificações de diâmetro mínimo ou máximo, espaçamento livre entre as faces das barras longitudinais, espaçamento máximo entre eixo de barras e não supere a taxa de armadura. Em vista disso, pode-se perceber na Figura 69, que cada um dos diâmetros de 20 mm e 25 mm apresentam dois detalhamento possíveis com quantidades de barras diferentes.

Figura 69 - Detalhamento possíveis para a seção do pilar dimensionado

D (mm)	Nº ba...	Nº Ef...	As Dim (cm²)	As Ef (cm²)	As Exc (%)	E min (cm)	Esp (cm)	Dmáx (mm)	Taxa As (%)	Mrdx (kN.m)	Mrdy (kN.m)	Verifi...
16	12	12	22,79636	24,12743	0006	7,589466	8,48	25	2,010619	71,45272	210,5808	1
20	8	8	22,79636	25,13274	0010	5,656854	14,66667	25	2,094395	73,79045	230,1371	0
20	8	10	22,79636	31,41593	0038	7,071068	10,5	25	2,617994	88,24867	263,1013	0
25	5	6	22,79636	29,45243	0029	4,743416	22,25	25	2,454369	83,75614	269,6328	0
25	5	8	22,79636	39,26991	0072	6,324555	14	25	3,272492	106,213	325,9555	0

Fonte: Do autor.

Após definido o número de barras é calculado a área de aço efetiva, que é o somatório da área de cada barra da seção do pilar.

$$A_{S_{efetivo}} = n_b A_{S_{barra}}$$

A coluna “ $A_{S_{Exc}} (%)$ ”, representa o excesso de aço do detalhamento ($A_{S_{efetivo}}$) em relação ao calculado no dimensionamento ($A_{S_{dim}}$). Ou seja, quanto menor o valor da área em excesso, mais econômica em aço será o pilar.

$$A_s \text{ Exc (\%)} = \frac{A_{s\text{efetivo}} - A_{s\text{dim}}}{A_{s\text{dim}}}$$

A NBR 6118 (2014) especifica o espaçamento mínimo entre as faces das barras longitudinais para adequada execução da montagem e concretagem do pilar (item 4.15.1). Logo, é demonstrado o espaçamento livre entre as faces das barras na coluna “*Esp (cm)*” (Figura 69).

$$e_{\text{livre}} = \frac{b - 2d' + \phi_\ell}{n - 1}$$

onde:

b – é a direção considerada do detalhamento;

d' – distância da face externa até o centro geométrico da armadura;

ϕ_ℓ - diâmetro da armadura longitudinal do pilar;

n_b – número de barras no feixe do pilar.

A coluna “*D máx (mm)*” apresenta o diâmetro máximo permitido para a armadura longitudinal do pilar, como explicitado pela NBR 6118 (2014). Ela também estabelece que a taxa de armadura em relação a área da seção transversal do pilar não exceda 8%. Como também deve se levar em conta a ligação dos pilares entre pavimentos, estabeleceu-se que ela seria por transpasse, já que é usual em projetos, e assim adota-se que a taxa máxima de armadura seja de 4%. Com isso, esse valor é demonstrado na coluna “*Taxa A_s (%)*”.

$$\text{Taxa } A_s (\%) = \frac{A_{s\text{efetivo}}}{bh}$$

Momentos resistentes

O dimensionamento realizado pelo *LPPilar.v01* é a flexão composta normal, considerando apenas uma direção de esforços. Com isso, os momentos resistentes servem de verificação para saber se todos os esforços do pilar são resistidos para a armadura selecionada.

Com isso, o professor orientador Daniel Domingues Loriggio, Dr., desenvolveu um programa para determinação dos momentos resistentes por um método de iteração que foi utilizado no TCC da Alessandra de Brida Carol (2015), o *GAP-Pilar.v01*. Inserindo os dados da seção do pilar, as propriedades mecânicas do concreto e do aço, o número de barras com seus diâmetros, o programa calcula os momentos resistentes para as duas direções do pilar.

Portando, o professor disponibilizou o método do *software* para uso no *LPPilar.v01*. Assim, ao detalhar uma armadura possível para o pilar, o programa do autor recebe automaticamente os dados da seção e esforços atuantes e calcula os momentos resistentes. Com

isso, os valores para cada direção são apresentados na coluna “ $Mrdx (kN.m)$ ” e “ $Mrdy (kN.m)$ ”, como na figura Figura 70.

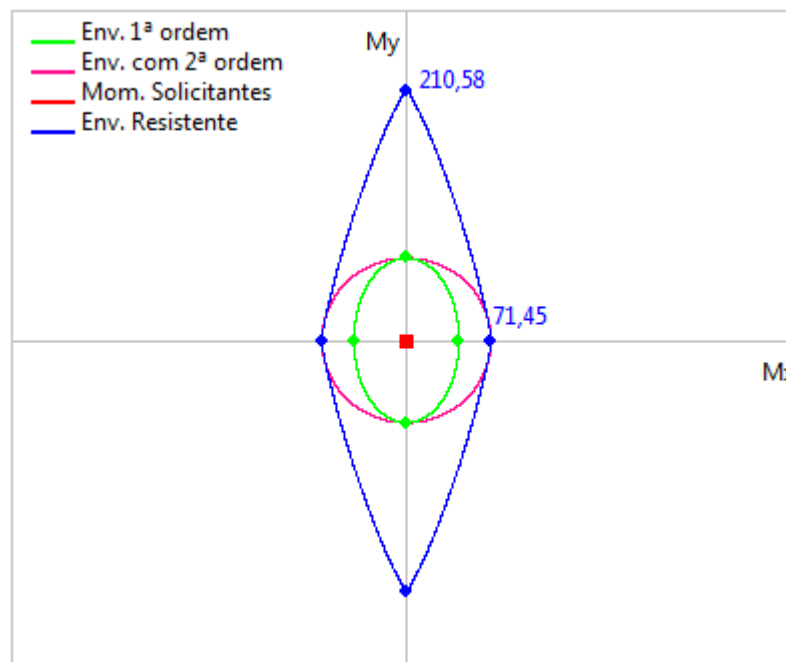
Figura 70 - Momentos resistentes do pilar

D (mm)	Nº ba...	Nº Ef...	As Dim (cm ²)	As Ef (cm ²)	As Exc (%)	E min (cm)	Esp (cm)	Dmáx (mm)	Taxa As (%)	Mrdx (kN.m)	Mrdy (kN.m)	Verifi...
16	12	12	22,79636	24,12743	0006	7,589466	8,48	25	2,010619	71,45272	210,5808	1
20	8	8	22,79636	25,13274	0010	5,656854	14,66667	25	2,094395	73,79045	230,1371	0
20	8	10	22,79636	31,41593	0038	7,071068	10,5	25	2,617994	88,24867	263,1013	0
25	5	6	22,79636	29,45243	0029	4,743416	22,25	25	2,454369	83,75614	269,6328	0
25	5	8	22,79636	39,26991	0072	6,324555	14	25	3,272492	106,213	325,9555	0

Fonte: Do autor.

Porém, nem sempre a armadura detalhada para uma direção resistirá a flexão composta oblíqua. Com isso, a coluna “*Verificação*” realiza uma conferência para determinar se todos os momentos estão englobados pelos momentos resistentes, como descrito no item 4.12. Portanto, a conferência de uma envoltória é realizada de 0 até o momento máximo variando em 0,01 kN.m. Caso o número apresentado na coluna seja superior a 0 (zero), o detalhamento não se mostra adequado para resistir aos esforços solicitantes. O detalhamento 12 Φ de 16 mm apresenta valor 1, e quando analisa-se as envoltórias de momentos do pilar, verifica-se que os momentos com efeitos de segunda ordem não estão englobados totalmente na envoltória de momentos resistentes (Figura 71).

Figura 71 - Detalhamento inadequado para o pilar



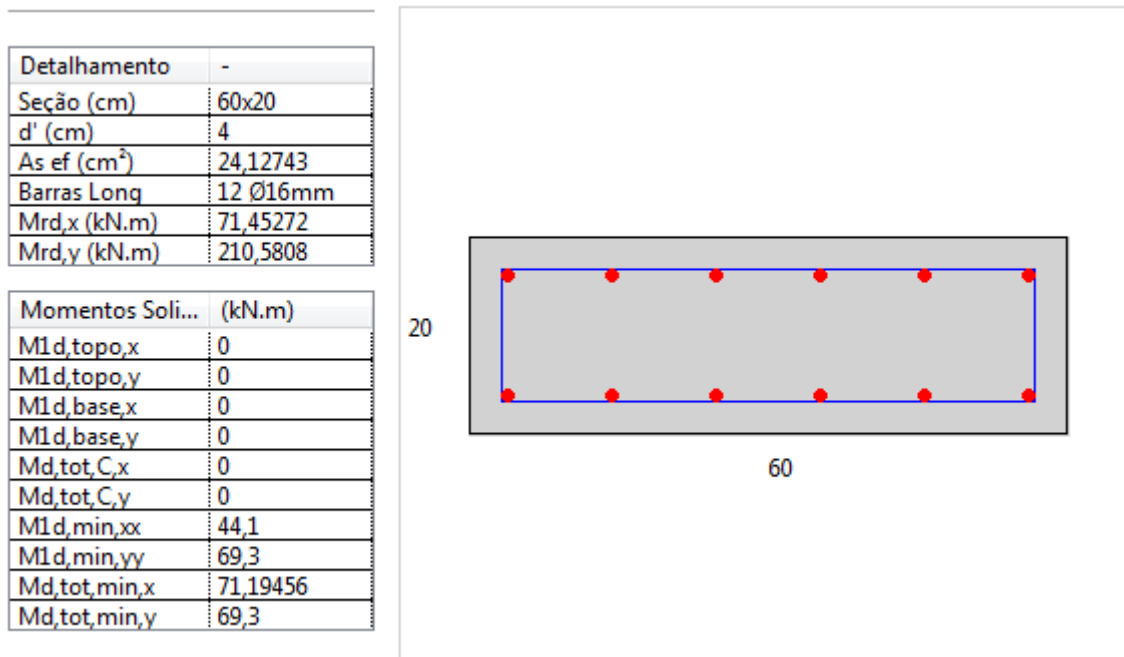
Fonte: Do autor.

Representação gráfica da seção transversal

Ao selecionar um dos detalhamentos a caixa de texto abaixo mostrará as principais características da seção transversal. Juntamente com esta parte, será representada graficamente a seção do pilar com o número de barras escolhido para resistir aos esforços. Para o pilar, não é realizado o cálculo dos estribos, com isso, para a simplificação, adotou-se diâmetro de 5 mm. Além disso, o programa possui uma restrição já que não dimensiona os estribos complementares como precaução para a possibilidade de flambagem.

A próxima etapa realizada pelo programa consiste em mostrar todos os momentos que serão utilizados para o desenho das envoltórias de momentos do pilar. A Figura 72 apresenta o detalhamento para 12 Φ de 16 mm.

Figura 72 - Dados e representação gráfica da seção do pilar



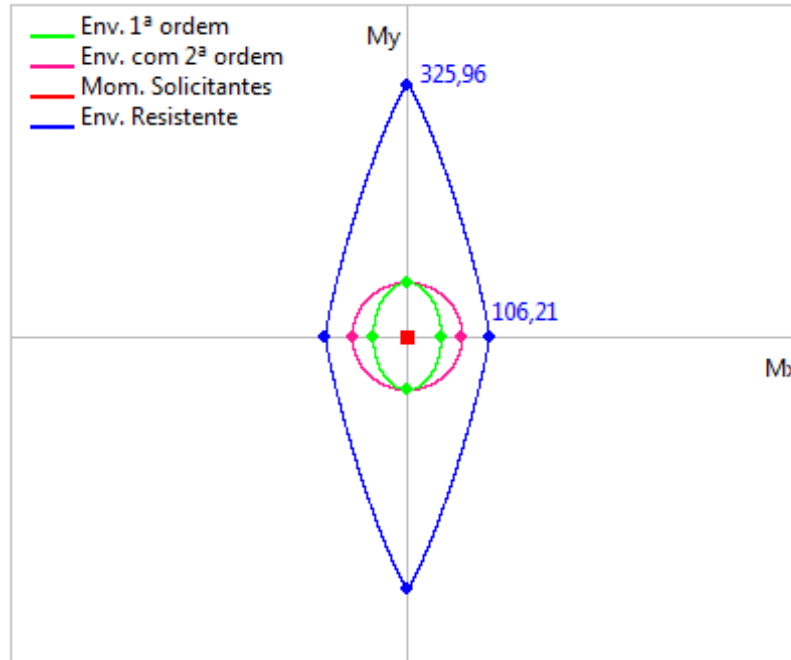
Fonte: Do autor.

Representação gráfica das envoltória de momento do pilar

Ao escolher o detalhamento para a seção transversal do pilar será realizado a representação gráfica das envoltórias dos momentos do pilar. Nestes gráficos estão representados os momentos mínimos de primeira e segunda ordem, os momentos de topo e base do pilar, os momentos na seção intermediária do pilar bem como os momentos resistentes A Figura 73 apresenta as envoltórias do pilar para o detalhamento de 8 Φ de 20 mm, e como

mostrado na coluna “*Verificação*” os momentos resistentes englobam todos os momentos do pilar.

Figura 73 - Gráficos das envoltórias de momentos no pilar



Fonte: Do autor.

Para que o pilar seja considerado seguro os momentos resistentes precisam ser maiores que todos os momentos solicitantes do pilar, ou seja, a envoltória dos momentos resistentes deve englobar as envoltórias e momentos solicitantes do pilar.

A Aba 3 apresenta os mesmos resultados que a Aba 2. Porém o detalhamento realizado é para a armadura na direção y , com a área de aço dimensionada para esta direção na aba 1. Com isso, teremos novos valores de armadura e momentos resistentes. Cabe ao engenheiro definir qual a melhor solução a adotar, desde que atenda todos aos requisitos de segurança.

10 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Para o dimensionamento procurou-se analisar os pilares com os maiores esforços e que englobassem as 3 situações de projeto: pilares de centro, pilares de extremidade e pilares de canto. Os pilares serão analisados do térreo a cobertura. Com isso foram selecionados 3 pilares para o dimensionamento:

- Pilares de canto: P1;
- Pilares de Extremidade: P11;
- Pilares de centro: P17.

10.1 ESFORÇOS CONSIDERADOS PARA O DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

A modelagem foi por pórticos planos, portanto, para uma mesma combinação de ações haviam duas modelagens distintas, uma para a direção x e outra para a direção y. Com isso, para um mesmo pilar haviam dois esforços normais, considerando cada direção da modelagem, o que para uma análise tridimensional apresentaria um único valor. Assim, como forma de gerar compatibilidade entre os pórticos e por eles apresentarem valores próximos, o esforço normal de dimensionamento é uma média entre os dois.

Os momentos de topo de pilar foram considerados positivos e os momentos de base foram considerados positivos quando tracionam o mesmo lado do pilar do momento de topo, e negativos se tracionam as fibras contrárias. Os esforços de dimensionamento para cada pilar pode ser conferido na Tabela 12.

Tabela 12 - Esforços solicitantes no pilar P1 para cada combinação de ações retirados da modelagem no Ftool

Pilar P1					
Combinações de Ações 1					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	54,00	3,18	-3,23	13,35	-12,01
Pavimento 3	110,50	3,45	-3,17	8,59	-8,94
Pavimento 2	165,71	2,56	-2,25	6,80	-6,90
Pavimento 1	219,43	1,35	-0,80	5,05	-5,29
Térreo	271,30	0,41	0,22	2,33	2,59
Combinações de Ações 2					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	54,53	3,18	-3,23	16,22	-14,35
Pavimento 3	112,47	3,45	-3,17	14,69	-14,43
Pavimento 2	170,15	2,56	-2,25	16,21	-15,70
Pavimento 1	227,36	1,35	-0,80	17,39	-17,44
Térreo	282,94	0,41	0,22	12,98	-10,23
Combinações de Ações 3					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	54,12	2,67	-2,76	14,78	-13,17
Pavimento 3	110,64	1,83	-1,61	11,64	-11,68
Pavimento 2	165,62	0,15	-0,41	11,51	-11,30
Pavimento 1	218,90	2,39	-2,95	11,22	-11,36
Térreo	269,98	3,31	-4,19	7,67	-3,84
Combinações de Ações 4					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	54,41	3,67	-3,67	14,78	-13,17
Pavimento 3	112,27	4,94	-4,61	11,64	-11,68
Pavimento 2	170,04	5,04	-4,69	11,51	-11,30
Pavimento 1	227,52	4,77	-4,24	11,22	-11,36
Térreo	283,66	3,81	-3,39	7,67	-3,84

Fonte: Do autor.

Tabela 13 - Esforços solicitantes no pilar P11 para cada combinação de ações retirados da modelagem no Ftool

Pilar P11					
Combinações de Ações 1					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	235,58	3,49	-3,31	56,80	-46,79
Pavimento 3	468,64	2,57	-2,59	10,03	-32,23
Pavimento 2	700,29	2,64	-2,62	14,87	-27,55
Pavimento 1	930,44	2,71	-2,75	12,94	-29,72
Térreo	1159,72	1,55	-1,32	4,14	73,70
Combinações de Ações 2					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	236,69	3,49	-3,31	64,52	-33,76
Pavimento 3	472,39	2,57	-2,59	40,77	-28,69
Pavimento 2	708,96	2,64	-2,62	51,71	-35,04
Pavimento 1	946,07	2,71	-2,75	52,40	-42,84
Térreo	1183,75	1,55	-1,32	48,84	-100,04
Combinações de Ações 3					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	236,14	4,53	-4,25	60,66	-40,26
Pavimento 3	470,51	4,92	-4,84	25,41	-30,46
Pavimento 2	704,62	6,28	-6,17	33,28	-31,31
Pavimento 1	938,26	7,55	-7,56	32,67	-36,25
Térreo	1171,74	6,26	-6,34	26,53	-13,22
Combinações de Ações 4					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	236,14	2,53	-2,43	60,66	-40,26
Pavimento 3	470,51	0,43	-0,53	25,41	-30,46
Pavimento 2	704,62	0,70	-0,63	33,28	-31,31
Pavimento 1	938,26	1,72	-1,66	32,67	-36,25
Térreo	1171,74	2,75	-3,26	26,53	-13,22

Fonte: Do autor.

Tabela 14 - Esforços solicitantes no pilar P17 para cada combinação de ações retirados da modelagem no Ftool

Pilar P17					
Combinações de Ações 1					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	273,35	34,08	-30,43	43,53	-34,01
Pavimento 3	546,36	26,22	-26,57	11,37	-17,70
Pavimento 2	823,91	26,68	-26,36	6,22	-9,02
Pavimento 1	1105,95	26,82	-27,49	1,43	2,68
Térreo	1391,94	18,28	-10,00	6,08	-32,96
Combinações de Ações 2					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	273,27	34,08	-30,43	54,10	-39,19
Pavimento 3	541,46	26,22	-26,57	42,43	-40,98
Pavimento 2	806,78	26,68	-26,36	55,51	-50,99
Pavimento 1	1069,29	26,82	-27,49	64,99	-66,28
Térreo	1331,05	18,28	-10,00	55,65	-57,74
Combinações de Ações 3					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	273,35	35,47	-31,69	48,84	-36,62
Pavimento 3	543,57	29,70	-29,92	26,89	-29,33
Pavimento 2	814,02	32,26	-31,81	30,86	-30,00
Pavimento 1	1084,63	34,38	-35,09	31,78	-34,49
Térreo	1356,60	25,74	-17,92	24,74	-12,34
Combinações de Ações 4					
Pavimento	Nd (kN)	MxdTopo (kN.m)	MxdBase (kN.m)	MydTopo (kN.m)	MydBase (kN.m)
Cobertura	273,27	32,80	-29,29	48,84	-36,62
Pavimento 3	544,22	23,03	-23,50	26,89	-29,33
Pavimento 2	816,55	21,55	-21,37	30,86	-30,00
Pavimento 1	1090,21	19,88	-20,52	31,78	-34,49
Térreo	1365,99	11,42	-2,72	24,74	-12,34

Fonte: Do autor.

10.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES PELO *LPPILAR.V01*

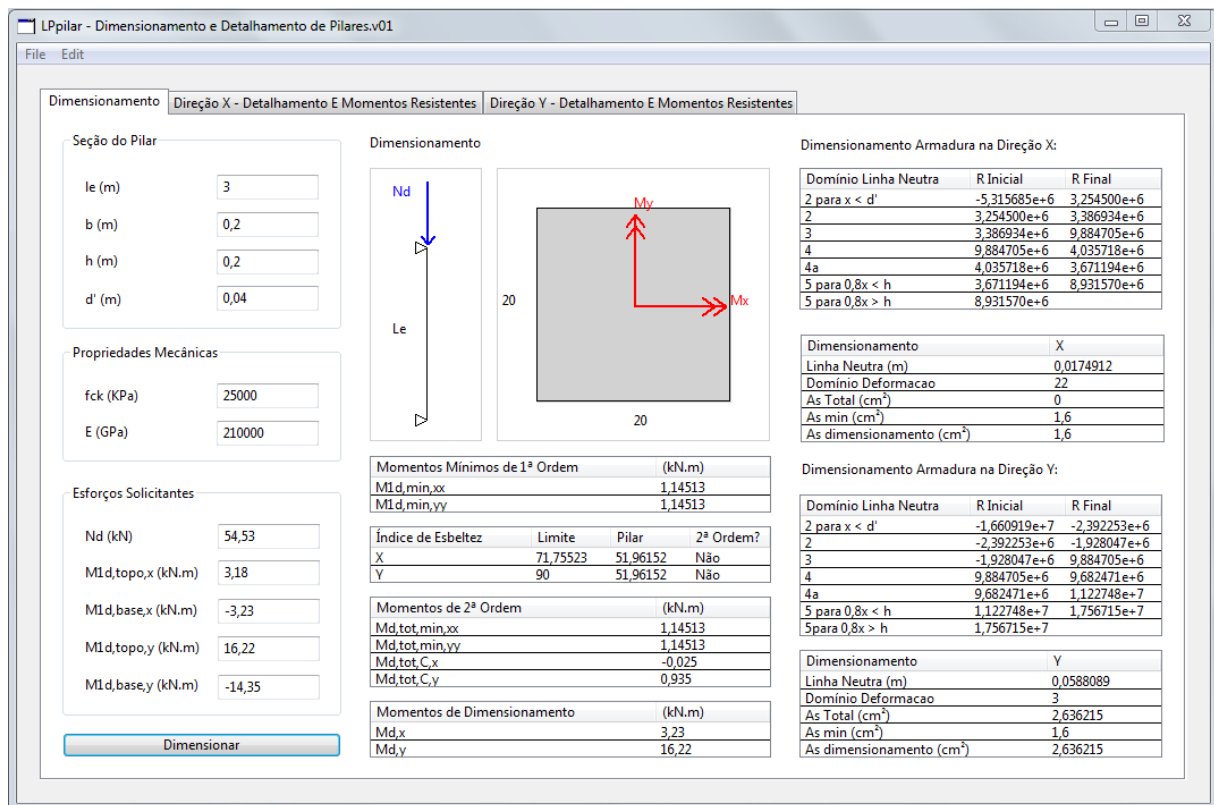
O dimensionamento dos pilares será realizado pelo programa desenvolvido pelo autor, nomeado *LPPilar.v01*. Portanto ele pode apresentar erros, porém foram realizadas conferências com exemplos prontos de autores consagrados na literatura as quais podem ser conferido nos apêndices.

Como forma de mostrar a funcionalidade do programa, para cada pilar será selecionado um pavimento e uma combinação de ações visando demonstrar todo o processo realizado pelo *LPPilar.v01*. Posteriormente, para os outros pilares, como forma de simplificação e obtenção de rápidos resultados, serão apresentados os resultados do dimensionamento e as envoltórias de momentos do pilar.

10.2.1 Pilar P1

O pilar P1 trata-se de um pilar de canto com dimensões quadradas de 20 cm x 20 cm. Como observado no item 7, os esforços solicitantes não são de grande magnitude se comparado com os pilares, P11, P14 ou P17, que são os pilares mais carregados da estrutura. Para demonstrar o processo do *LPPilar.v01*, selecionou-se o pilar do 4º pavimento tipo (cobertura) com a combinação de ações 2. Os dados de esforços podem ser conferidos na Figura 74.

Figura 74 - Dimensionamento do pilar P1 para a combinação 1 de ações



Fonte: Do autor.

Como demonstrado no item 9.2 o primeiro passo realizado pelo programa é a atribuição dos dados externos as variáveis para poderem ser usadas nos cálculos. Em seguida são determinados os momentos mínimos. Como as dimensões da seção transversal do pilar em x e

em y são iguais, os momentos mínimos apresentam o mesmo valor (Figura 75). Por se tratar do pilar do último pavimento o esforço normal atuante é pequeno, com isso os momentos mínimos não são significativos, quando comparados com os momentos solicitantes no pilar.

Figura 75 - Pilar P1 - Momentos mínimos de 1ª ordem

Momentos Mínimos de 1ª Ordem	(kN.m)
M1d,min,xx	1,14513
M1d,min,yy	1,14513

Fonte: Do autor.

Com a determinação dos momentos mínimos é possível calcular os índices de esbeltez do pilar e os índices de esbeltez limites para cada direção. Com os valores determinados é feito a análise para verificar se deverão ser calculados os efeitos locais de segunda ordem. Para o pilar P1, com os esforços considerados, os efeitos de 2ª ordem não precisam ser considerados no cálculo do dimensionamento (Figura 76).

Figura 76 - Pilar P1 - Índices de esbeltez

Índice de Esbeltez	Limite	Pilar	2ª Ordem?
X	71,75523	51,96152	Não
Y	90	51,96152	Não

Fonte: Do autor.

Os efeitos de 2ª ordem locais não precisam ser considerados no dimensionamento do pilar P1. Com isso, os momentos totais mínimos são apenas os efeitos de 1ª ordem (Figura 77). Portanto, não seria necessário calcular os momentos totais em uma seção intermediária no pilar porque o momento nessa seção seria menor que o momento de extremidade máximo. Mas para o desenvolvimento do programa os momentos $M_{d,tot,C,x}$ e $M_{d,tot,C,y}$ recebem os valores dos momentos de 1ª ordem na metade da altura do pilar.

Figura 77 - Pilar P1 - Momentos mínimos de 2ª ordem e momentos intermediários

Momentos de 2ª Ordem	(kN.m)
Md,tot,min,xx	1,14513
Md,tot,min,yy	1,14513
Md,tot,C,x	-0,025
Md,tot,C,y	0,935

Fonte: Do autor.

Comparando os momentos solicitantes, momentos mínimos e momentos com efeitos de 2ª ordem, seleciona o maior em valor absoluto para o dimensionamento. Os momentos

utilizados para o dimensionamento foram os momentos solicitantes, tanto para a direção x como para y (Figura 78).

Figura 78 - Pilar P1 - Momentos de dimensionamento

Momentos de Dimensionamento	(kN.m)
Md,x	3,23
Md,y	16,22

Fonte: Do autor.

Como explicado no item 9.2.1 para determinarmos a armadura simétrica longitudinal da seção transversal é preciso determinar a posição da linha neutra. Para isso, é preciso determinar o domínio que se encontra a linha neutra conforme os esforços solicitantes. As resultantes das equações de equilíbrio para cada limite de domínio para a direção y pode ser conferida na Figura 79. Como a direção x possui as mesmas dimensão e esforços de dimensionamento que a direção y, os valores apresentaram-se iguais.

Figura 79 - Pilar P1 - Domínio da linha neutra para a direção x

Domínio Linha Neutra	R Inicial	R Final
2 para $x < d'$	-1,660919e+7	-2,392253e+6
2	-2,392253e+6	-1,928047e+6
3	-1,928047e+6	9,884705e+6
4	9,884705e+6	9,682471e+6
4a	9,682471e+6	1,122748e+7
5 para $0,8x < h$	1,122748e+7	1,756715e+7
5 para $0,8x > h$	1,756715e+7	

Fonte: Do autor.

O pilar P1 para os esforços da combinação de ações 2 apresenta domínio de deformação 2 com $x < d'$. Com o domínio determinado é possível através do método iterativo descrito no item 5, determinar-se o valor exato de x. Com esse valor determinado é possível calcular a área de aço para resistir aos esforços. Como estabelecido pela NBR 6118:2014, a seção do pilar deve possuir uma armadura mínima. Com isso esse valor é estimado e comparado com a armadura calculada. Caso esse valor seja inferior ao valor mínimo, a armadura de dimensionamento será a armadura mínima, caso ocorrido para o pilar P1 para a combinação de ações 2 (Figura 80).

Figura 80 - Pilar P1 - Linha neutra e armadura de dimensionamento

Dimensionamento	Y
Linha Neutra (m)	0,0588089
Domínio Deformacao	3
As Total (cm ²)	2,636215
As min (cm ²)	1,6
As dimensionamento (cm ²)	2,636215

Fonte: Do autor.

Com a área de aço definida, pode-se iniciar o detalhamento da seção transversal com a definição do número de barras a se utilizar e o diâmetro. Para detalhar a seção na direção y, basta ativar a aba 3 (Figura 81).

Figura 81 - Pilar P1 - Aba de detalhamento na seção transversal para a direção y.

Soluções de armadura longitudinal na Direção Y:

D (mm)	Nº ba...	Nº Ef...	As Dim (cm ²)	As Ef (cm ²)	As Exc (%)	E min (cm)	Esp (cm)	Dmáx (mm)	Taxa As (%)	Mrdx (kN.m)	Mrdy (kN.m)	Verifi...
10	4	4	2,636215	3,141593	0019	3	10	25	0,7853982	13,81983	13,81983	2
10	4	6	2,636215	4,712389	0079	3	4,5	25	1,178097	17,7466	17,92479	1
12,5	3	4	2,636215	4,908739	0086	3	9,5	25	1,227185	18,43456	18,43456	0
12,5	3	6	2,636215	7,363108	0179	3	3,354102	4,125	1,840777	22,96345	24,77991	0
16	2	4	2,636215	8,042477	0205	3	8,8	25	2,010619	26,5306	26,5306	0
20	1	4	2,636215	12,56637	0377	3	8	25	3,141593	38,17033	38,17033	0

Detalhamento -

Seção (cm) 20x20
d' (cm) 4
As ef (cm²) 4,908739
Barras Long 4 Ø12,5mm
Mrd,x (kN.m) 18,43456
Mrd,y (kN.m) 18,43456

Momentos Soli... (kN.m)

Ml.d.topo,x	3,18
Ml.d.topo,y	16,22
Ml.d.base,x	-3,23
Ml.d.base,y	-14,35
Md.C,x	-0,025
Md.C,y	0,935
Ml.d.min,xx	1,14513
Ml.d.min,yy	1,14513
Md.tot,min,x	1,14513
Md.tot,min,y	1,14513

Env. 1ª ordem
Env. com 2ª ordem
Mom. Solicitantes
Env. Resistente

Fonte: Do autor.

Ao ativar-se a aba 3 é mostrado uma lista com os diâmetros de barras possíveis para o dimensionamento. Como dito na explicação do programa a NBR 6118 (2014) estabelece um mínimo de 1 barra por vértice para seções retangulares e quadradas. Com isso, para os diâmetros em que o número de barras for inferior a 4, adota-se 4 para o número de barras efetivas. Podemos observar que os diâmetros de 10 e 12,5 mm possuem duas disposições construtivas possíveis que atendem as especificações da norma.

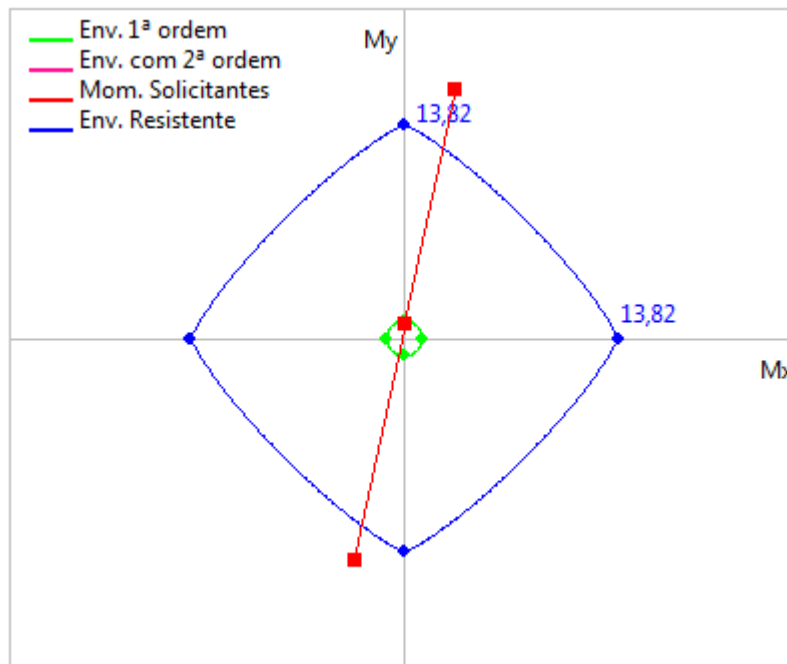
Em seguida mostra-se o área de aço efetiva ($A_s Ef (cm^2)$) bem como a área de aço excessiva ($A_s Exc (cm^2)$) em relação a dimensionada. Podemos perceber que a seção mais econômica trata-se de 4 Φ de 10 mm, com excesso de 19% em área de aço (porém será mostrado mais à frente que essa disposição construtiva não resiste aos momentos solicitantes). É mostrado também, o espaçamento mínimo entre as armaduras ($E_{min} (cm)$) e o espaçamento real ($Esp (cm)$) entre as barras de aço. Como os pilares não podem apresentar taxa de armadura superior a 4%, a coluna “Taxa As (%)” mostra esse valor para a disposição construtiva (Figura 82).

Figura 82 – Pilar P1 - Soluções para armadura longitudinal.

D (mm)	Nº ba...	Nº Ef...	As Dim (cm ²)	As Ef (cm ²)	As Exc (%)	E min (cm)	Esp (cm)	Dmáx (mm)	Taxa As (%)	Mrdx (kN.m)	Mrdy (kN.m)	Verifi...
10	4	4	2,636215	3,141593	0019	3	10	25	0,7853982	13,81983	13,81983	2
10	4	6	2,636215	4,712389	0079	3	4,5	25	1,178097	17,7466	17,92479	1
12,5	3	4	2,636215	4,908739	0086	3	9,5	25	1,227185	18,43456	18,43456	0
12,5	3	6	2,636215	7,363108	0179	3,354102	4,125	25	1,840777	22,96345	24,77991	0
16	2	4	2,636215	8,042477	0205	3	8,8	25	2,010619	26,5306	26,5306	0
20	1	4	2,636215	12,56637	0377	3	8	25	3,141593	38,17033	38,17033	0

Fonte: Do autor.

Para uma disposição construtiva mostrar-se adequada, além de atender a todos os requisitos da norma, ela deve resistir aos esforços solicitantes, ou seja, as envoltórias de momentos resistentes devem englobar as envoltórias de momentos mínimos e os momentos de topo, base e da seção intermediária do pilar. A coluna “Verificação” realiza a análise se os momentos resistentes englobam todos os momentos. Como para a disposição construtiva de 4 Φ de 10 mm apresenta valor maior que 0 (zero), ela não se mostra adequada para resistir aos esforços. Ao analisar os diagramas de envoltórias do pilar na Figura 83, percebe-se que os momentos de topo e base do pilar encontram-se fora da envoltória resistente.

Figura 83 - Pilar P1 - Envoltória de momentos resistentes 4 Φ 10 mm.

Fonte: Do autor.

Com isso, a segunda disposição construtiva mais econômica é a com 4 barras de 12,5 mm, e a coluna “Verificação” apresenta valor zero, ou seja, os momentos resistentes atendem as solicitações. Ao selecionar a armadura de 12,5 mm com 4 barras, será mostrado abaixo as informações da seção transversal e os momentos atuantes na seção. Os dados podem ser visualizados na Figura 84.

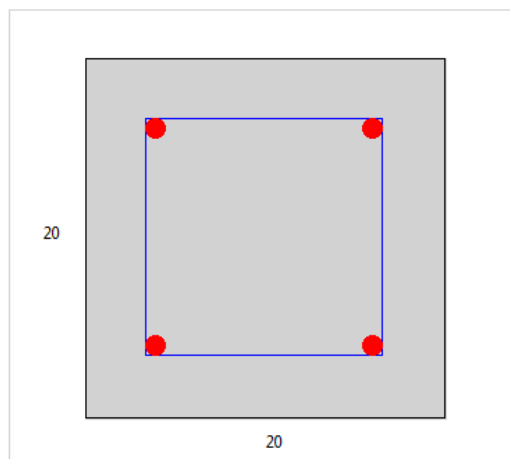
Figura 84 - Pilar P1 - Dados para detalhar a seção transversal

Detalhamento	-
Seção (cm)	20x20
d' (cm)	4
As ef (cm ²)	4,908739
Barras Long	4 Ø12,5mm
Mrd,x (kN.m)	18,43456
Mrd,y (kN.m)	18,43456
Momentos Soli... (kN.m)	
M1d,topo,x	3,18
M1d,topo,y	16,22
M1d,base,x	-3,23
M1d,base,y	-14,35
Md,C,x	-0,025
Md,C,y	0,935
M1d,min,xx	1,14513
M1d,min,yy	1,14513
Md,tot,min,x	1,14513
Md,tot,min,y	1,14513

Fonte: Do autor.

Após mostrar os dados da seção o programa desenha a seção transversal escolhida. A visualização permite entender a distribuição da armadura no pilar e melhora compreensão dos resultados (Figura 85).

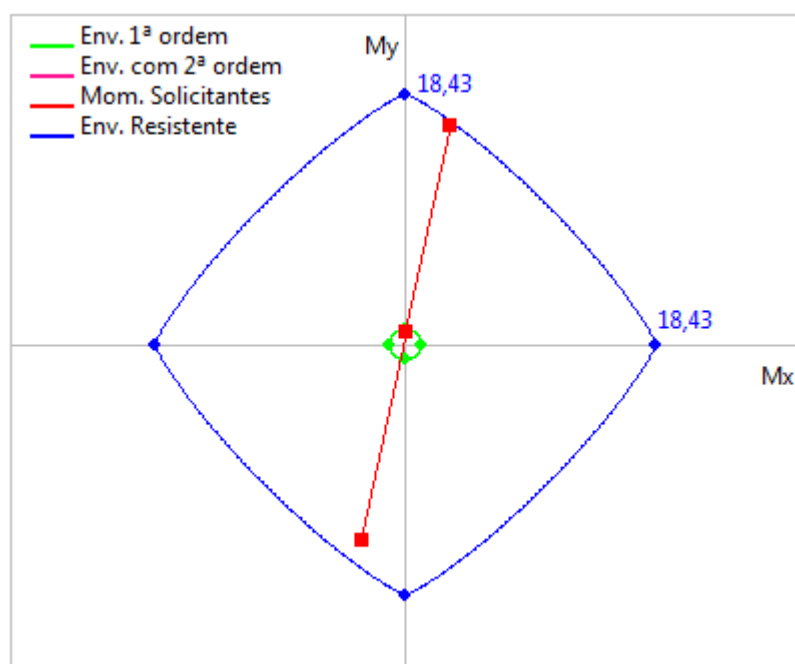
Figura 85 - Pilar P1 - Representação da seção transversal detalhada



Fonte: Do autor.

Ao definir a armadura, são feitos os desenhos das envoltórias de momentos do pilar P1. Como podemos visualizar no gráfico os momentos resistentes englobam todos os momentos solicitantes, ou seja, o dimensionamento escolhido para a seção é seguro (Figura 86).

Figura 86 - Pilar P1 - gráficos de envoltórias de momentos do pilar



Fonte: Do autor.

A Tabela 15 apresenta o dimensionamento de todos os pavimentos para o pilar P1, analisado para cada combinação de vento. Através da análise de cada pilar, procurou-se selecionar a mais econômica, desde que atendesse às diretrizes da NBR 6118:2014 e resistisse aos esforços solicitantes.

Tabela 15 - Detalhamentos do pilar P1 para cada combinação de ações

Pilar P1										
Cobertura										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	N b	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	Y	3	2,27	1,60	2,27	10	6	4,71	108%	1,18%
CV2	Y	3	2,64	1,60	2,64	12,5	4	4,91	86%	1,23%
CV3	Y	3	2,45	1,60	2,45	10	6	4,71	92%	1,18%
CV4	Y	2	2,44	1,60	2,44	10	6	4,71	93%	1,18%
Pavimento 3										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	N b	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	3	0,00	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV2	Y	3	1,33	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV3	Y	2	0,70	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV4	Y	3	0,67	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
Pavimento 2										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	N b	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	3	0,00	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV2	Y	3	1,57	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV3	Y	3	0,00	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV4	Y	3	0,00	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
Pavimento 1										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	N b	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	3	0,00	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV2	Y	3	1,25	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV3	X	3	0,00	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV4	X	3	0,00	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
Térreo										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	N b	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	4	0,00	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV2	X	4	0,00	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV3	X	4	0,00	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%
CV4	X	4	0,00	1,60	1,60	10	4	3,14	96%	0,79%

Fonte: Do autor.

O pilar P1 mostrou-se um pilar que recebeu poucos esforços ao ser analisado estruturalmente quando comparado com outros pilares. Isso se refletiu no dimensionamento da armadura longitudinal desses pilares. Praticamente todas as seções foram dimensionadas pela área de aço mínima, estabelecida pela norma. A Tabela 16 apresenta as armaduras escolhidas para os pilares P1 em cada pavimento.

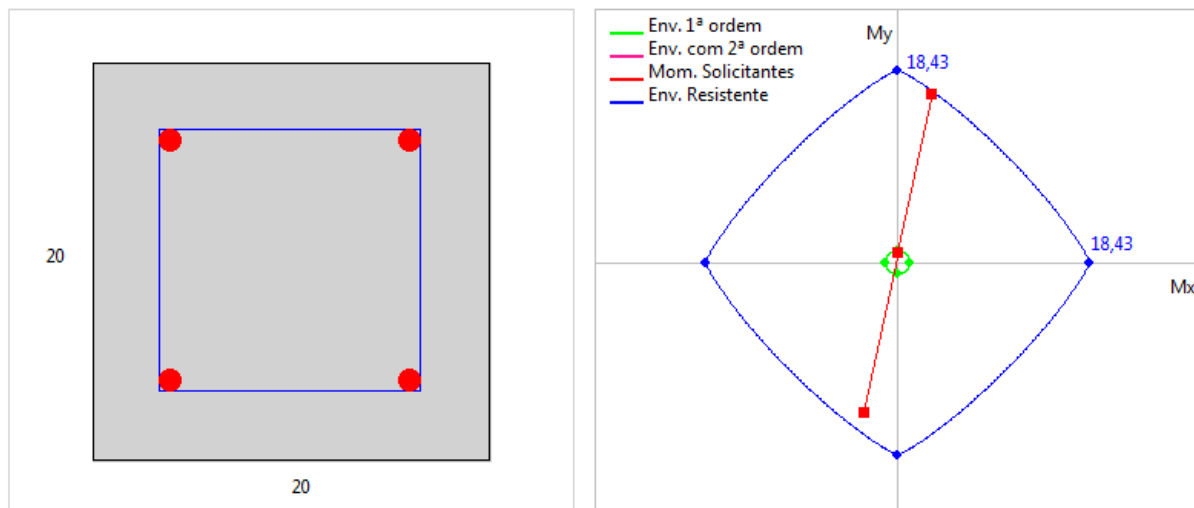
Tabela 16 – Detalhamento do pilar P1 do térreo a cobertura

Pilar P1			
	Detalhamento	As Total (cm ²)	Taxa As (%)
Cobertura	4 ϕ 12,5mm	4,91	1,23%
Pavimento 3	4 ϕ 10mm	3,14	0,79%
Pavimento 2	4 ϕ 10mm	3,14	0,79%
Pavimento 1	4 ϕ 10mm	3,14	0,79%
Térreo	4 ϕ 10mm	3,14	0,79%

Fonte: Do autor.

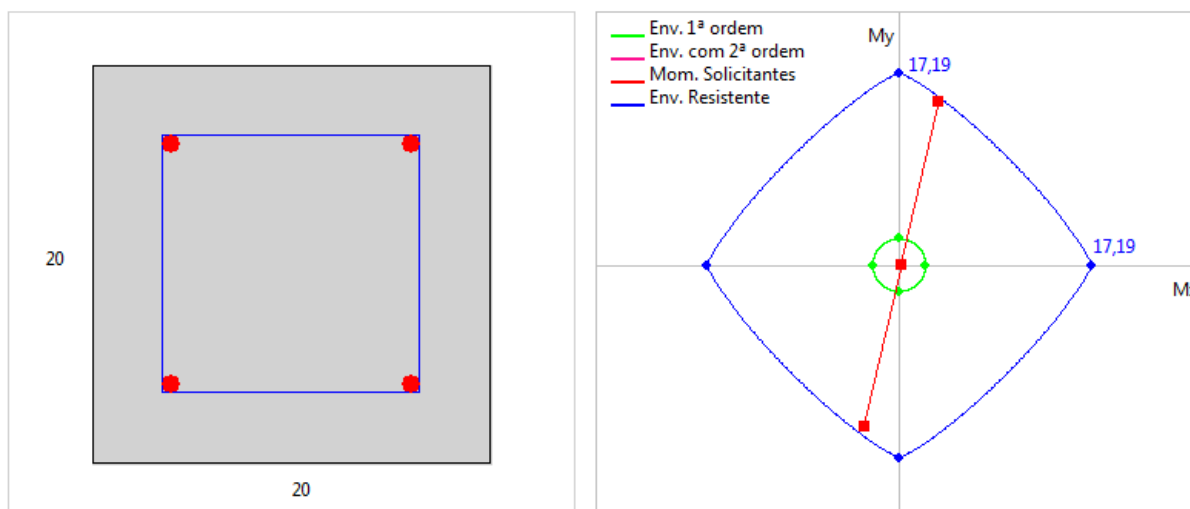
Para as envoltórias referentes ao pilar P1, como praticamente todos os pilares apresentaram o mesmo dimensionamento, as envoltórias de momentos resistentes mostraram-se bem próxima. Com isso, os detalhamentos para cada pavimento e as envoltórias podem ser conferidas da Figura 87 a Figura 91.

Figura 87 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P1 - Pavimento Cobertura - Combinação de ações 2



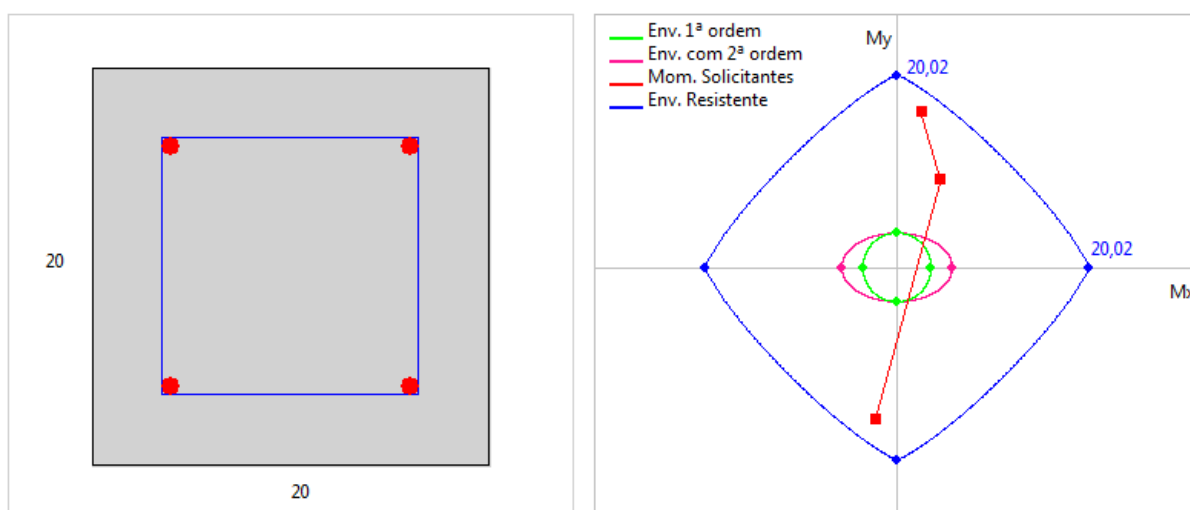
Fonte: Do autor.

Figura 88 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P1 - Pavimento 3 - Combinação de ações de 2



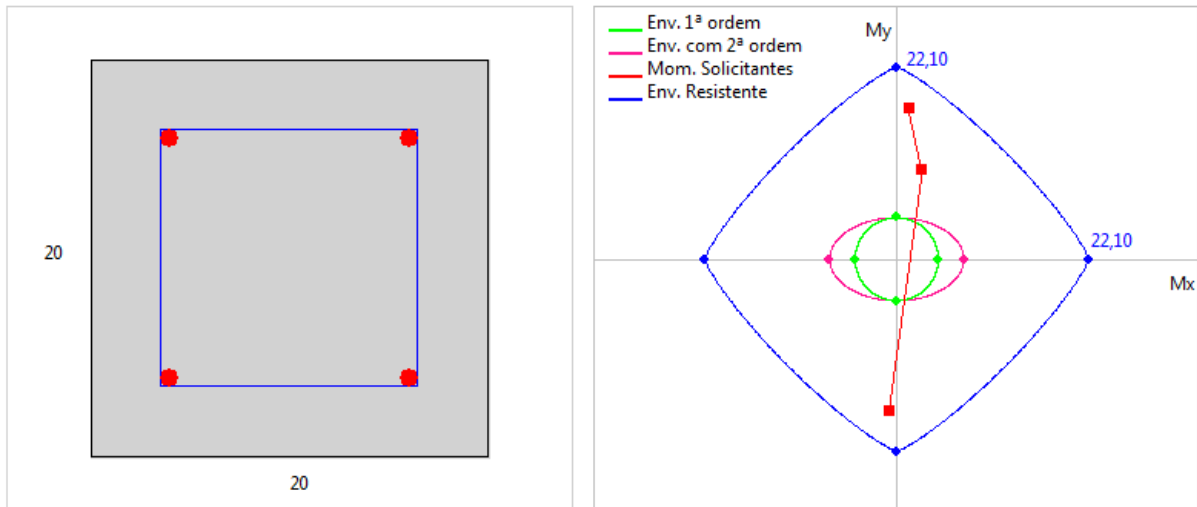
Fonte: Do autor.

Figura 89 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P1 - Pavimento 2 - Combinação de ações 2



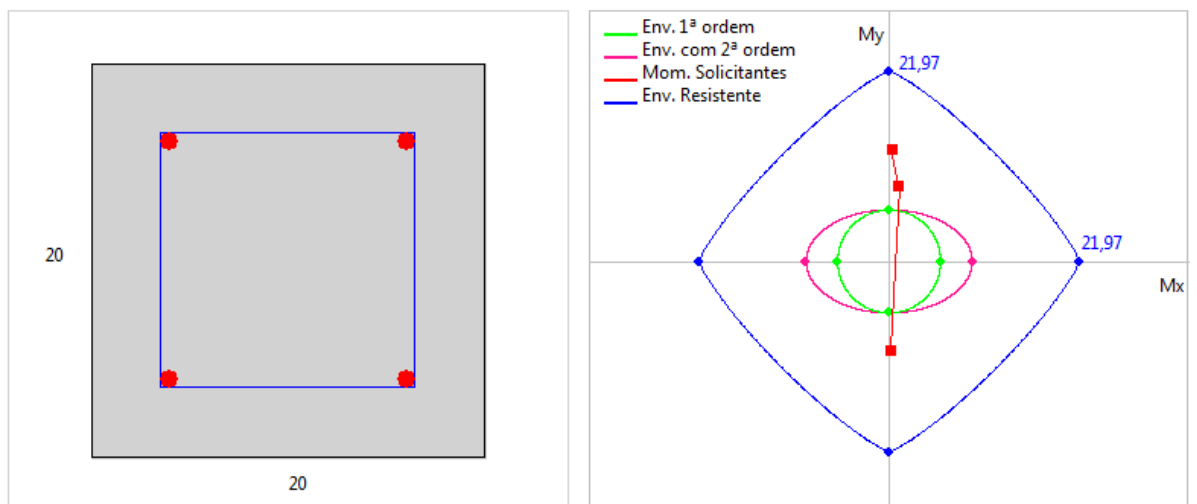
Fonte: Do autor.

Figura 90 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P1 - Pavimento 1 - Combinações de ações 2



Fonte: Do autor.

Figura 91 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P1 - Pavimento Térreo - Combinação de ações 2



Fonte: Do autor.

10.2.2 Pilar P11

O pilar P11 é um pilar de extremidade com dimensões 60 cm x 15 cm. Como observado nas análises dos esforços, o pilar P11 apresenta-se como um dos pilares mais carregados da estrutura. O processo do *LPPilar.v01* será demonstrado para o pilar do 1º pavimento tipo com a combinação de ações 2. Os dados do pilar podem ser conferidos na Figura 92.

Figura 92 - Pilar P11 - Dados de entrada

Seção do Pilar

le (m) 3
b (m) 0,6
h (m) 0,15
d' (m) 0,04

Propriedades Mecânicas

fck (KPa) 25000
E (GPa) 210000

Esforços Solicitantes

Nd (kN) 946,07
M1d,topo,x (kN.m) 2,71
M1d,base,x (kN.m) -2,75
M1d,topo,y (kN.m) 52,4
M1d,base,y (kN.m) -42,84

Dimensionamento

Momentos Mínimos de 1ª Ordem (kN.m)
M1d,min,xx 22,13804
M1d,min,yy 37,46437

Índice de Esbeltez Limite Pilar 2ª Ordem?
X 35 69,28203 Sim
Y 65,38474 17,32051 Não

Momentos de 2ª Ordem (kN.m)
Md,tot,min,xx 46,77288
Md,tot,min,yy 37,46437
Md,tot,C,x 18,0436
Md,tot,C,y 26,90743

Momentos de Dimensionamento (kN.m)
Md,x 46,77288
Md,y 62,88

Dimensionamento Armadura na Direção X:

Domínio Linha Neutra	R Inicial	R Final
2 para x < d'	-7,451567e+7	-2,569665e+7
2	-2,569665e+7	-2,903466e+7
3	-2,903466e+7	-1,933261e+7
4	-1,933261e+7	4,452917e+6
4a	4,452917e+6	1,880623e+7
5 para 0,8x < h	1,880623e+7	3,406578e+7
5 para 0,8x > h	3,406578e+7	

Dimensionamento Armadura na Direção Y:

Domínio Linha Neutra	R Inicial	R Final
2 para x < d'	-3,104059e+8	-1,384170e+8
2	-1,384170e+8	-1,969078e+8
3	-1,969078e+8	-1,118294e+8
4	-1,118294e+8	-1,939364e+7
4a	-1,939364e+7	-5,556494e+6
5 para 0,8x < h	-5,556494e+6	5,388354e+7
5 para 0,8x > h	5,388354e+7	

Dimensionamento Armadura na Direção X:

Dimensionamento	X
Linha Neutra (m)	0,0989608
Domínio Deformacao	4
As Total (cm ²)	23,48815
As min (cm ²)	3,91673
As dimensionamento (cm ²)	23,48815

Dimensionamento Armadura na Direção Y:

Dimensionamento	Y
Linha Neutra (m)	0,617981
Domínio Deformacao	55
As Total (cm ²)	0,7204792
As min (cm ²)	3,91673
As dimensionamento (cm ²)	3,91673

Fonte: Do autor.

O pilar P11 tem uma de suas dimensões inferior a 19 cm. Com isso, os esforços solicitantes devem ser multiplicados pelo coeficiente γ_n :

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b = 1,95 - 0,05 \cdot 15 = 1,2$$

Com isso, os esforços solicitantes de cálculo são majorados automaticamente pelo programa em 1,2. Os momentos mínimos mostraram-se significativos, já que é um dos pilares mais carregados da estrutura (Figura 93). Eles serão significativos para o dimensionamento em torno do eixo x, já que os momentos solicitantes são pequenos.

Figura 93 – Pilar P11 - Momentos mínimos de 1ª ordem

Momentos Mínimos de 1ª Ordem	(kN.m)
M1d,min,xx	22,13804
M1d,min,yy	37,46437

Fonte: Do autor.

O índice de esbeltez do pilar P11 em torno do eixo x é maior que o limite, com isso será necessário considerar os efeitos de 2ª ordem locais mínimos para esta direção e os momentos com 2ª ordem na seção crítica para as duas direções (Figura 94).

Figura 94 - Pilar P11 - Índice de esbeltez

Índice de Esbeltez	Limite	Pilar	2ª Ordem?
X	35	69,28203	Sim
Y	65,38474	17,32051	Não

Fonte: Do autor.

Os momentos totais mínimos e na seção crítica do pilar estão apresentados na Figura 95.

Figura 95 - Pilar P11 - Momento totais com 2ª ordem

Momentos de 2ª Ordem	(kN.m)
$M_{d,tot,min,xx}$	46,77288
$M_{d,tot,min,yy}$	37,46437
$M_{d,tot,C,x}$	18,0436
$M_{d,tot,C,y}$	26,90743

Fonte: Do autor.

Com isso, temos que os momentos críticos para o dimensionamento foi o $M_{d,tot,min,xx}$ para a direção x e o $M_{1d,topo,y}$ majorado em 1,2 (Figura 96).

Figura 96 - Pilar P11 - Momentos de dimensionamento

Momentos de Dimensionamento	(kN.m)
$M_{d,x}$	46,77288
$M_{d,y}$	62,88

Fonte: Do autor.

Portanto a direção mais crítica para dimensionamento do pilar foi a direção x, já que apresentou a maior área de aço para detalhamento.

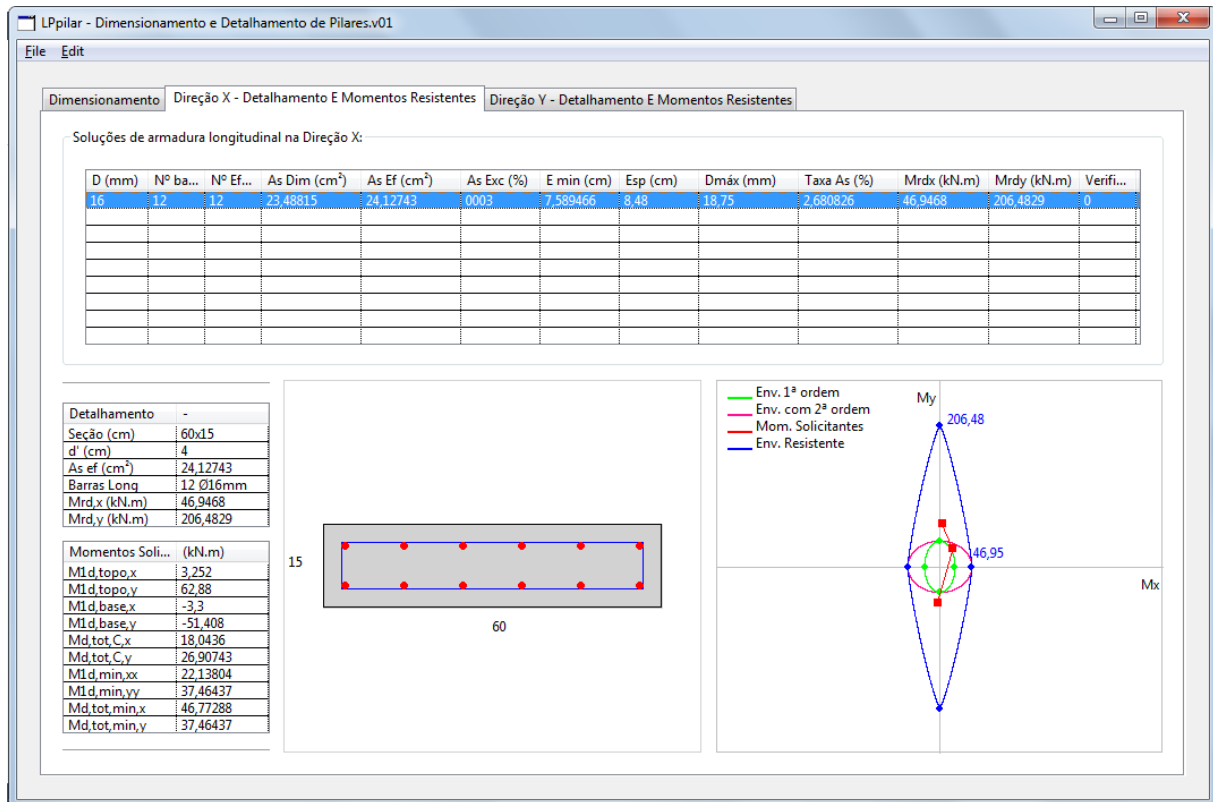
Figura 97 - Pilar P11 – Dimensionamento para a direção x

Dimensionamento	X
Linha Neutra (m)	0,0989608
Domínio Deformacao	4
As Total (cm ²)	23,48815
As min (cm ²)	3,91673
As dimensionamento (cm ²)	23,48815

Fonte: Do autor.

Para realizar o detalhamento da seção transversal do pilar para a direção x, basta acionar a aba 2.

Figura 98 - Pilar P11 - Detalhamento na direção x



Fonte: Do autor.

Conforme se observa os detalhamentos propostos pelo programa, ele oferece apenas uma única opção com 12 Φ 16mm. Pode-se observar que a coluna “Verificação” possui valor zero, com isso o detalhamento é seguro (Figura 98).

A apresenta o dimensionamento de todos os pavimentos para o pilar P7, analisado para cada combinação de vento. Através da análise de cada pilar, procurou-se selecionar a mais econômica, desde que atendesse às diretrizes da NBR 6118:2014 e resistisse aos esforços solicitantes.

Tabela 17 - Detalhamentos do pilar P11 para cada combinação de ações

Pilar P11										
Cobertura										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	Nb	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	22	0,00	3,60	3,60	10	6	4,71	31%	0,52%
CV2	X	22	0,00	3,60	3,60	10	6	4,71	31%	0,52%
CV3	X	22	0,00	3,60	3,60	10	6	4,71	31%	0,52%
CV4	X	22	0,00	3,60	3,60	10	6	4,71	31%	0,52%
Pavimento 3										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	Nb	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	4	0,00	3,60	3,60	10	6	4,71	31%	0,52%
CV2	X	4	0,00	3,60	3,60	10	6	4,71	31%	0,52%
CV3	X	4	0,00	3,60	3,60	10	6	4,71	31%	0,52%
CV4	X	4	0,00	3,60	3,60	10	6	4,71	31%	0,52%
Pavimento 2										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	Nb	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	4	9,52	3,60	9,52	10	14	11,00	15%	1,22%
CV2	X	4	10,00	3,60	10,00	10	14	11,00	10%	1,22%
CV3	X	4	9,76	3,60	9,76	10	14	11,00	13%	1,22%
CV4	X	4	3,84	3,60	3,84	10	14	11,00	186%	1,22%
Pavimento 1										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	Nb	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	4	22,57	3,60	22,57	16	12	24,13	7%	2,68%
CV2	X	4	23,49	3,60	23,49	16	12	24,13	3%	2,68%
CV3	X	4	23,03	3,60	23,03	16	12	24,13	5%	2,68%
CV4	X	4	23,03	3,60	23,03	16	12	24,13	5%	2,68%
Térreo										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	Nb	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	4	36,10	4,05	36,10					#
CV2	X	4	37,54	4,14	37,54					
CV3	X	4	36,81	4,10	36,81					
CV4	X	4	36,81	4,10	36,81					

Fonte: Do autor.

O pilar P11 é um pilar que recebe boa parcela de esforços. Isso se refletiu no dimensionamento da armadura longitudinal desses pilares, onde foi possível perceber como os momentos influenciam no dimensionamento. Os pilares do pavimento 1 e térreo têm os maiores momentos solicitantes e com isso apresentaram as maiores áreas de aço, o que evidencia a importância desses esforços para o dimensionamento. A Tabela 18 apresenta as armaduras escolhidas para os pilares P11 em cada pavimento.

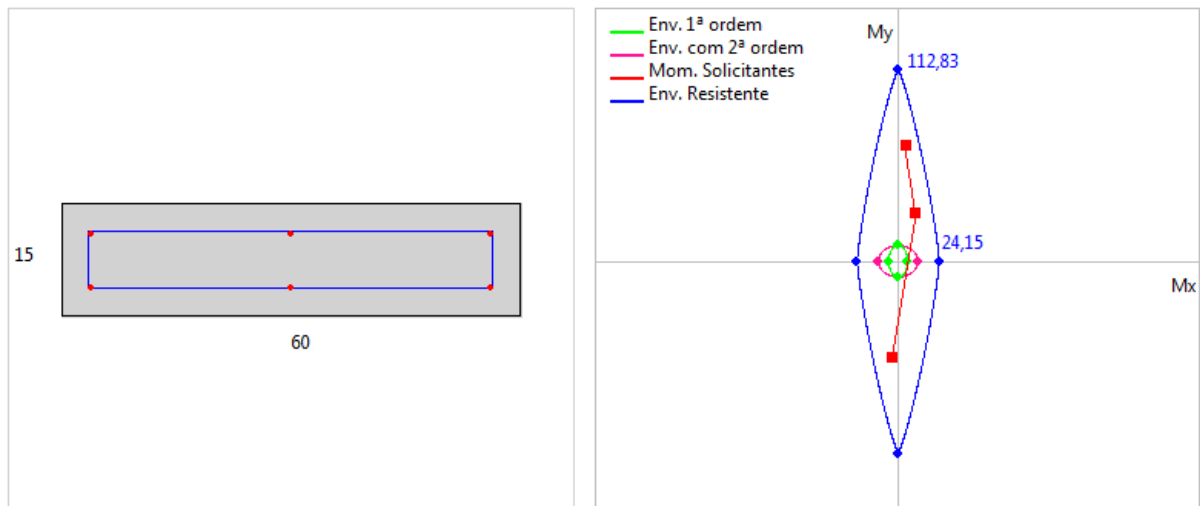
Tabela 18 - Detalhamento do pilar P11 do térreo a cobertura

Pilar P11			
	Detalhamento	As Total (cm ²)	Taxa As (%)
Cobertura	6 ϕ 10mm	4,71	0,52%
Pavimento 3	6 ϕ 10mm	4,71	0,52%
Pavimento 2	14 ϕ 10mm	11,00	1,22%
Pavimento 1	12 ϕ 16mm	24,13	2,68%
Térreo	-	-	-

Fonte: Do autor.

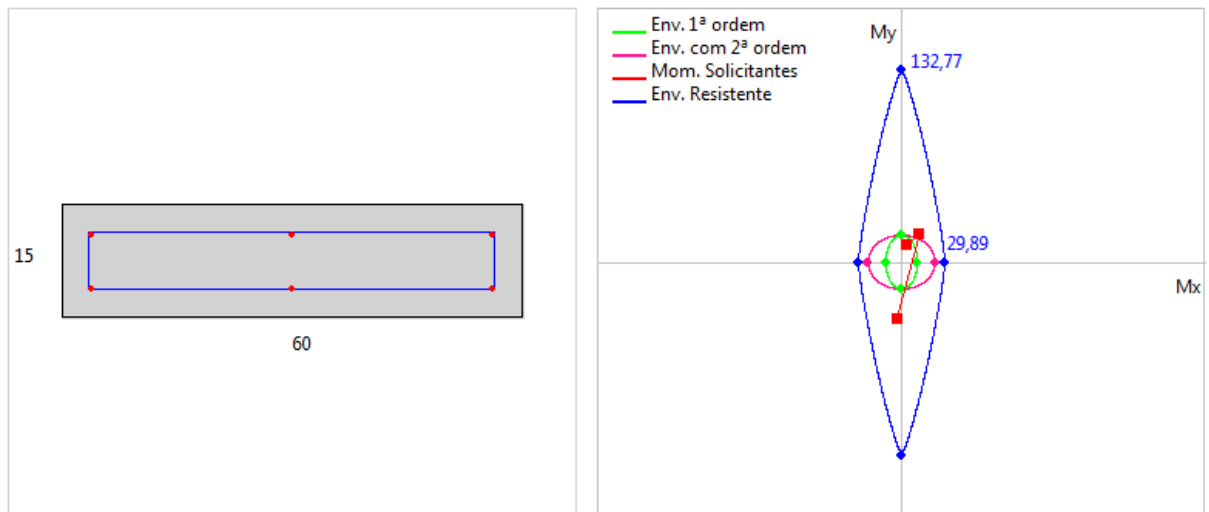
Os detalhamentos dos pilares 11 para cada pavimento e as envoltórias podem ser conferidas da Figura 99 a Figura 102.

Figura 99 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P11 - Pavimento cobertura - Combinação de ações 1



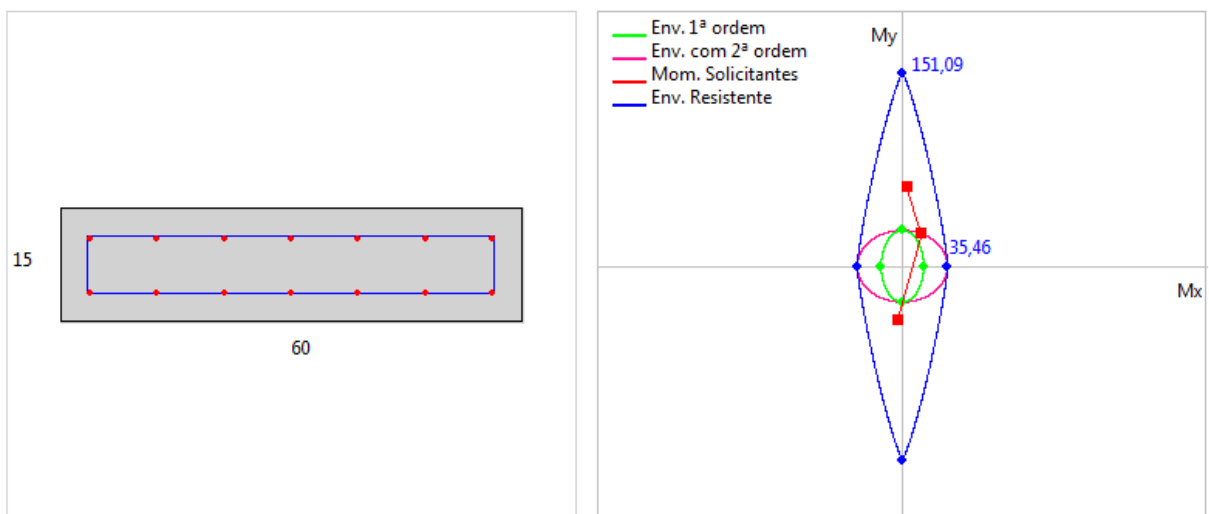
Fonte: Do autor.

Figura 100 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P11 - Pavimento 3 - Combinação de ações 1



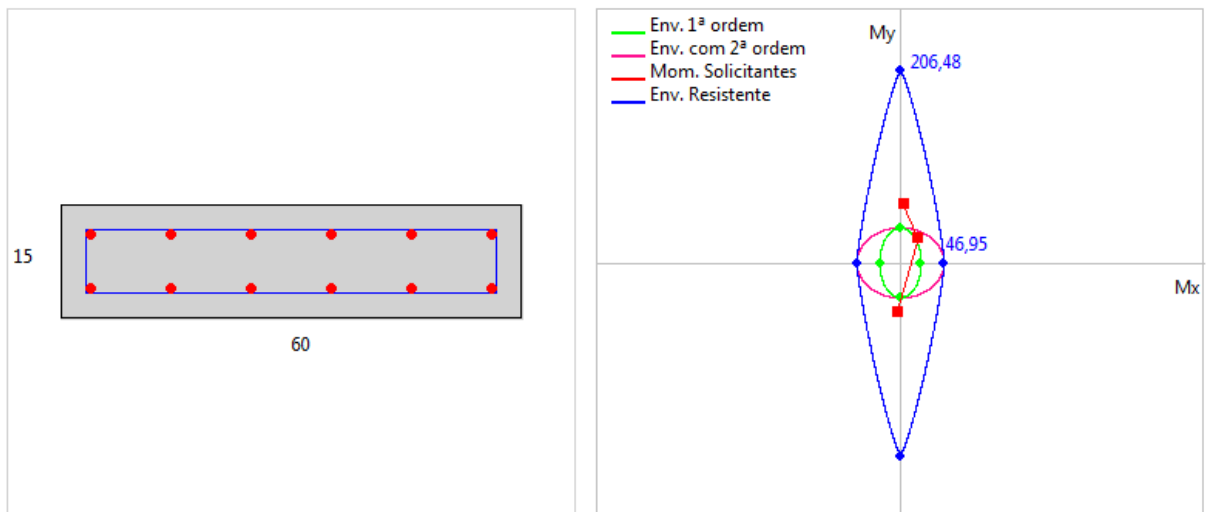
Fonte: Do autor.

Figura 101 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P11 - Pavimento 2 - Combinação de ações 2



Fonte: Do autor.

Figura 102 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P11 - Pavimento 1 - Combinação de ações 2



O pilar P11 do pavimento térreo não apresentou detalhamento possível que atendesse a área de dimensionamento mínimo e atendesse as condições da NBR 6118 (2014).

10.2.3 Pilar P17

O pilar P17 é um pilar de centro com dimensões 40 cm x 20 cm. Como observado nas análises dos esforços, o pilar P17 apresenta-se como um dos pilares mais carregados da estrutura. O processo do *LPPilar.v01* será demonstrado para o pilar do 1º pavimento tipo com a combinação de ações 2. Os dados do pilar podem ser conferidos na Figura 103.

Figura 103 - Pilar P17 - Dados de entrada

The screenshot shows the 'LPilar - Dimensionamento e Detalhamento de Pilares.v01' software interface. It is divided into several sections:

- Seção do Pilar:**
 - le (m): 3
 - b (m): 0,4
 - h (m): 0,2
 - d' (m): 0,04
- Propriedades Mecânicas:**
 - fck (KPa): 25000
 - E (GPa): 210000
- Esforços Solicitantes:**
 - Nd (kN): 1069,29
 - M1d,topo,x (kN.m): 26,82
 - M1d,base,x (kN.m): -27,49
 - M1d,topo,y (kN.m): 64,99
 - M1d,base,y (kN.m): -66,28
- Dimensionamento:**
 - Momentos Mínimos de 1ª Ordem (kN.m):

M1d,min,xx	22,45509
M1d,min,yy	28,87083
 - Índice de Esbeltez:

	Limite	Pilar	2ª Ordem?
X	66,51698	51,96152	Não
Y	67,34258	25,98076	Não
 - Momentos de 2ª Ordem (kN.m):

Md,tot,min,xx	22,45509
Md,tot,min,yy	28,87083
Md,tot,C,x	-0,335
Md,tot,C,y	-0,645
 - Momentos de Dimensionamento (kN.m):

Md,x	27,49
Md,y	66,28
- Dimensionamento Armadura na Direção X:**

Domínio Linha Neutra	R Inicial	R Final
2 para x < d'	-7,900429e+7	-2,767746e+7
2	-2,767746e+7	-2,834696e+7
3	-2,834696e+7	-3,032003e+7
4	-3,032003e+7	-7,831543e+6
4a	-7,831543e+6	3,000049e+6
5 para 0,8x < h	3,000049e+6	2,005507e+7
5 para 0,8x > h	2,005507e+7	
- Dimensionamento Armadura na Direção Y:**

Domínio Linha Neutra	R Inicial	R Final
2 para x < d'	-2,056071e+8	-8,865674e+7
2	-8,865674e+7	-1,156609e+8
3	-1,156609e+8	-7,236727e+7
4	-7,236727e+7	-6,033934e+6
4a	-6,033934e+6	8,280688e+6
5 para 0,8x < h	8,280688e+6	4,660623e+7
5 para 0,8x > h	4,660623e+7	

Fonte: Do autor.

O pilar P17 apesar de ser um pilar de centro, apresenta momentos significativos. Isso ocorre, pois ele apoia uma das vigas mais carregadas do projeto. Os momentos mínimos mostraram-se inferiores aos momentos solicitantes (Figura 104).

Figura 104 - Pilar P17 - Momentos mínimos de 1a ordem

Momentos Mínimos de 1ª Ordem	(kN.m)
M1d,min,xx	22,45509
M1d,min,yy	28,87083

Fonte: Do autor.

Ao realizar a análise da esbeltez do pilar verifica-se que ele não apresentará efeitos de 2ª ordem. Com isso, não é necessário o cálculo dos momentos mínimos de 2ª ordem, nem os momentos na seção crítica do pilar.

Figura 105 - Pilar P17 - Índices de esbeltez

Índice de Esbeltez	Limite	Pilar	2ª Ordem?
X	66,51698	51,96152	Não
Y	67,34258	25,98076	Não

Fonte: Do autor.

Portanto, os momentos críticos do pilar, ou seja, os que serão utilizados para dimensionamento são os solicitantes na base do pilar (Figura 106).

Figura 106 - Pilar P17 - Momentos de dimensionamento

Momentos de Dimensionamento	(kN.m)
Md,x	27,49
Md,y	66,28

Fonte: Do autor.

O dimensionamento é realizado para as duas direções, com os respectivos esforços de cada direção. A maior área calculada foi para a direção Y. Porém, nenhuma das direções apresentaram área de aço maior que a mínima estabelecida pela NBR 6118:2014 (Figura 107).

Figura 107 - Pilar P17 - Dimensionamento para as direções X e Y.

Dimensionamento Armadura na Direção X:

Domínio Linha Neutra	R Inicial	R Final
2 para $x < d'$	-7,900429e+7	-2,767746e+7
2	-2,767746e+7	-2,834696e+7
3	-2,834696e+7	-3,032003e+7
4	-3,032003e+7	-7,831543e+6
4a	-7,831543e+6	3,000049e+6
5 para $0,8x < h$	3,000049e+6	2,005507e+7
5 para $0,8x > h$	2,005507e+7	

Dimensionamento	X
Linha Neutra (m)	0,1894824
Domínio Deformacao	44
As Total (cm ²)	5,422629
As min (cm ²)	3,68905
As dimensionamento (cm ²)	5,422629

Dimensionamento Armadura na Direção Y:

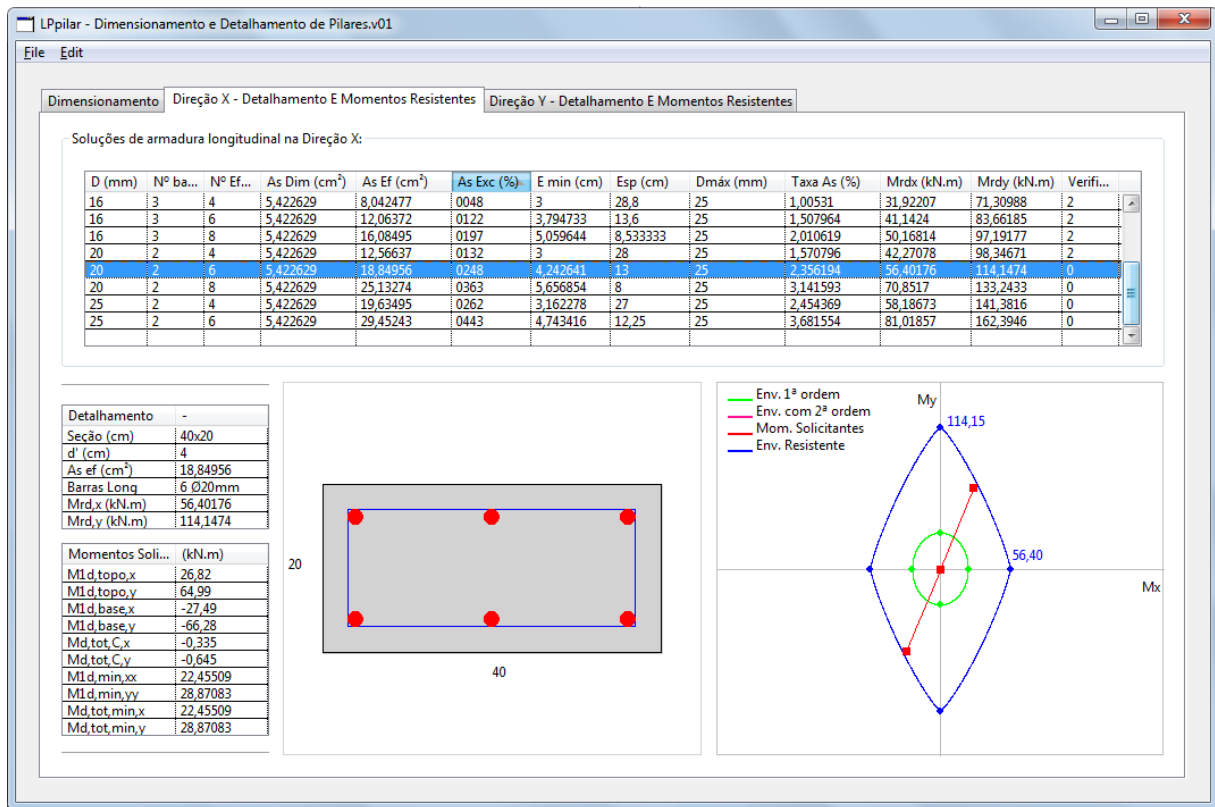
Domínio Linha Neutra	R Inicial	R Final
2 para $x < d'$	-2,056071e+8	-8,865674e+7
2	-8,865674e+7	-1,156609e+8
3	-1,156609e+8	-7,236727e+7
4	-7,236727e+7	-6,033934e+6
4a	-6,033934e+6	8,280688e+6
5 para $0,8x < h$	8,280688e+6	4,660623e+7
5 para $0,8x > h$	4,660623e+7	

Dimensionamento	Y
Linha Neutra (m)	0,3768359
Domínio Deformacao	44
As Total (cm ²)	6,592553
As min (cm ²)	3,68905
As dimensionamento (cm ²)	6,592553

Fonte: Do autor.

Assim, para realizar o detalhamento da seção basta acionar a aba 2 ou 3, conforme a direção que se procura detalhar. Ao comparar os detalhamentos para cada direção, procurou-se detalhar na direção x por apresentar maior comprimento e mais disponibilidades de disposição construtiva das barras de aço (Figura 108).

Figura 108 - Pilar P17 - Detalhamento na direção x



Fonte: Do autor.

Conforme se observa os detalhamentos propostos pelo programa, percebe-se que para diâmetros inferiores a 20 mm atende-se a área de dimensionamento, porém os esforços resistentes são inferiores aos solicitantes (a coluna “Verificação” apresenta valores maiores que 0, ou seja, os momentos resistentes não atendem aos solicitantes). Com isso, se for adotado 6 Φ de 20mm, o detalhamento torna-se seguro (Figura 108).

A Tabela 19 apresenta o dimensionamento de todos os pavimentos para o pilar P7, analisado para cada combinação de vento. Através da análise de cada pilar, procurou-se selecionar a mais econômica, desde que atendesse às diretrizes da NBR 6118:2014 e resistisse aos esforços solicitantes.

Tabela 19 - Detalhamentos do pilar P17 para cada combinação de ações

Pilar P17										
Cobertura										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	N b	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	3	5,07	3,20	5,07	16	6	12,06	138%	1,51%
CV2	X	3	5,07	3,20	5,07	20	4	12,57	148%	1,57%
CV3	X	3	5,62	3,20	5,62	20	4	12,57	124%	1,57%
CV4	X	3	4,57	3,20	4,57	16	6	12,06	164%	1,51%
Pavimento 3										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	N b	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	4	0,00	3,20	3,20	10	6	4,71	47%	0,59%
CV2	X	4	0,00	3,20	3,20	12,5	4	4,91	53%	0,61%
CV3	X	4	0,00	3,20	3,20	10	6	4,71	47%	0,59%
CV4	X	4	0,00	3,20	3,20	10	6	4,71	47%	0,59%
Pavimento 2										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	N b	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	44	0,09	3,20	3,20	10	6	4,71	47%	0,59%
CV2	X	44	0,00	3,20	3,20	16	6	12,06	277%	1,51%
CV3	X	4	2,75	3,20	3,20	16	4	8,04	151%	1,01%
CV4	X	44	0,00	3,20	3,20	10	6	4,71	47%	0,59%
Pavimento 1										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	N b	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	44	6,23	3,81	6,23	12,5	6	7,36	18%	0,92%
CV2	X	44	5,42	3,69	5,42	20	6	18,85	248%	2,36%
CV3	X	44	9,62	3,74	9,62	16	8	16,08	67%	2,01%
CV4	X	44	9,96	3,76	9,96	16	6	12,06	21%	1,51%
Térreo										
	Direção	Domínio	As total (cm ²)	As min (cm ²)	As Dim (cm ²)	D (mm)	N b	As ef (cm ²)	As exc (%)	Taxa As (%)
CV1	X	44	20,67	4,80	20,67	20	8	25,13	22%	3,14%
CV2	X	44	18,50	4,59	18,50	25	4	19,63	6%	2,45%
CV3	X	44	19,42	4,68	19,42	20	8	25,13	29%	3,14%
CV4	X	44	19,75	4,71	19,75	20	8	25,13	27%	3,14%

Fonte: Do autor.

O pilar P17 é um pilar que recebe boa parcela de esforços, já que os tramos de vigas adjacentes não possuem simetria de esforços e comprimento. Isso se refletiu no dimensionamento da armadura longitudinal desses pilares, onde foi possível perceber como os momentos influenciam no dimensionamento. Os pilares do pavimento 1 e térreo têm os maiores momentos solicitantes e com isso apresentaram as maiores áreas de aço, o que evidencia a importância desses esforços para o dimensionamento. A Tabela 20 apresenta as armaduras escolhidas para os pilares P17 em cada pavimento.

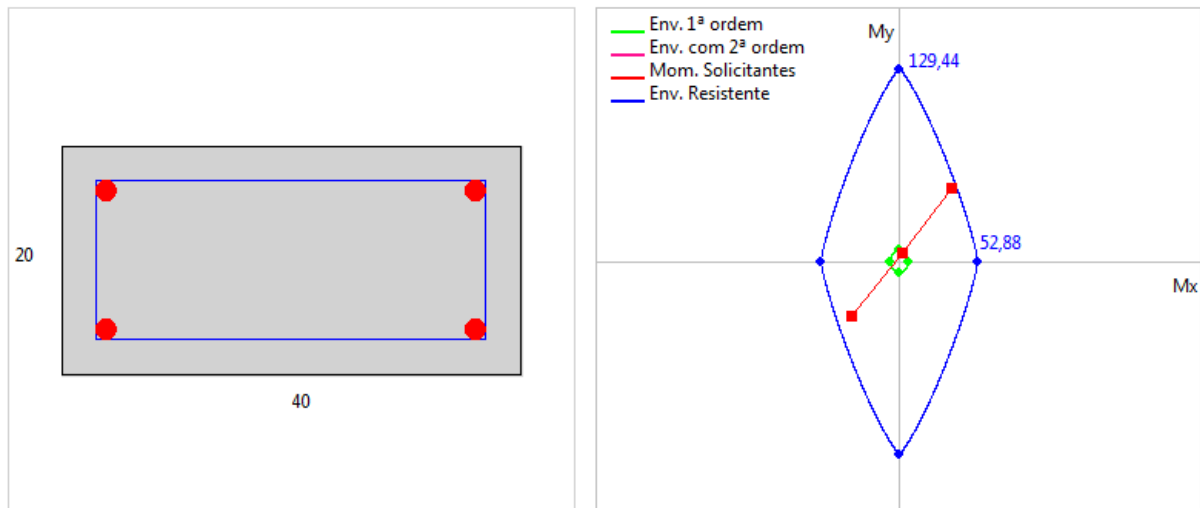
Tabela 20 - Detalhamento pilar P17 do térreo a cobertura

Pilar P17			
	Detalhamento	As Total (cm ²)	Taxa As (%)
Cobertura	4 ϕ 20mm	12,57	1,57%
Pavimento 3	4 ϕ 12,5mm	4,91	0,61%
Pavimento 2	6 ϕ 16mm	12,06	1,51%
Pavimento 1	6 ϕ 20mm	18,85	2,36%
Térreo	8 ϕ 20mm	25,13	3,14%

Fonte: Do autor.

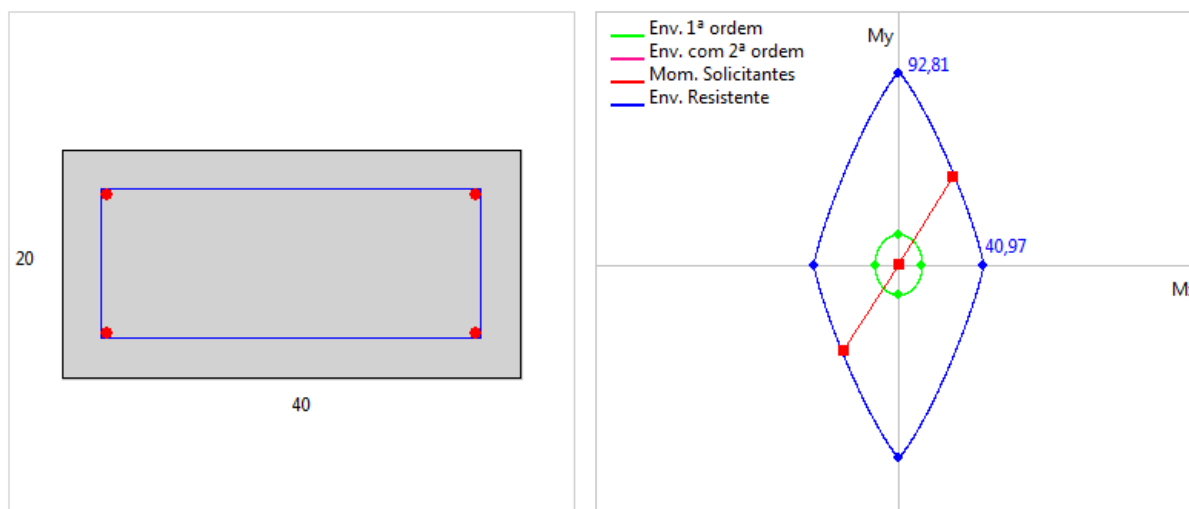
Os detalhes dos pilares 17 para cada pavimento e as envoltórias podem ser conferidas da Figura 109 a Figura 113.

Figura 109 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P17 - Pavimento Cobertura - Combinação de ações 3



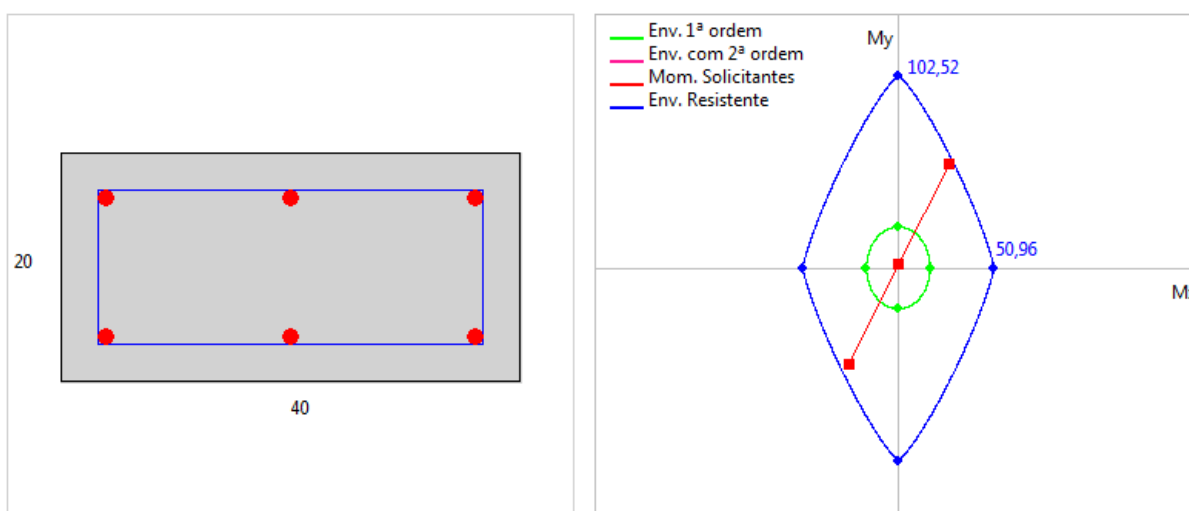
Fonte: Do autor.

Figura 110 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P17 - Pavimento 3 - Combinação de ações 2



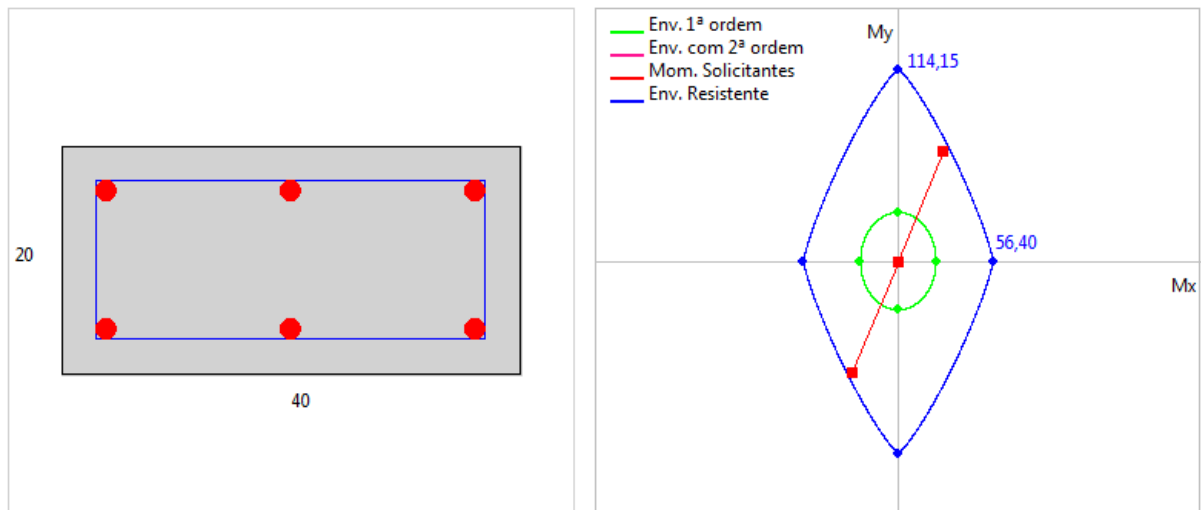
Fonte: Do autor.

Figura 111 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P17 - Pavimento 2 - Combinação de ações 2



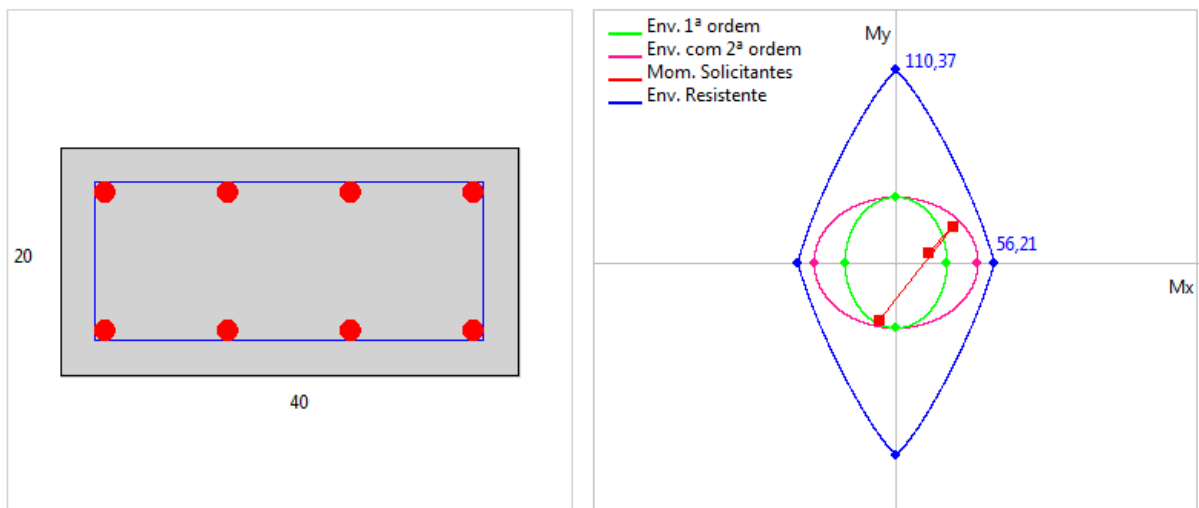
Fonte: Do autor.

Figura 112 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P17 - Pavimento 1 - Combinação de ações 2



Fonte: Do autor.

Figura 113 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P17 - Pavimento Térreo - Combinação de ações 1



Fonte: Do autor.

10.3 DISCUSSÃO DOS DIMENSIONAMENTOS

O pilar de canto P1, apresentou carregamento baixo quando comparado com os pilares P11 e P17. Isso se refletiu no dimensionamento da armadura longitudinal desses pilares. Praticamente todas as seções foram dimensionadas pela área de aço mínima, estabelecida pela norma. Apenas o pilar do pavimento 4 submetido a combinação de ações 2 que apresentou armadura longitudinal calculada maior que a mínima.

Por se tratar de um pilar na cobertura, apresenta baixo esforço normal, e a sua ligação com as vigas apresenta rigidez menor, já que não possui um pilar superior. Isso acarreta que os esforços causados pela viga são transmitidos apenas ao pilar inferior.

Os momentos mínimos mostraram-se importantes para o dimensionamento do pilar P11. Como a direção crítica de dimensionamento possuía continuidade das vigas sobre ele, e com isso, por apresentarem simetria de comprimento e carregamento, os momentos absorvidos pelo pilar para esta direção foram pequenos. Porém, ele absorve boa parcela do esforço normal da estrutura, e com isso, seus momentos mínimos foram os momentos de dimensionamento.

O pilar P11 não apresentou detalhamento possível para o pavimento térreo. Isto ocorreu pois este pilar possui umas das direções inferiores a 19 cm, e neste caso a NBR 6118 (2014) estabelece que seus esforços solicitantes devem ser majorados pelo coeficiente γ_n . Por isso, e por possuir um pequeno braço de alavanca nos esforços internos da seção (devido a dimensão reduzida), apresentou área de aço elevada para o dimensionamento.

Com isso, o diâmetro máximo para detalhamento deve ser inferior a $b/8$, e portanto menor que 18,5 mm, ou seja, o diâmetro máximo da armadura longitudinal seria com 16 mm, o que diminui as possibilidades de detalhamentos. Como a área de aço dimensionada é elevada, precisa-se de muitas barras, com diâmetros inferiores a 16 mm, para resistir aos esforços solicitantes, e com isso não atenderia às condições de espaçamento mínimo entre barras estabelecido pela NBR 6118 (2014).

Uma solução para o problema, seria aumentar a menor dimensão do pilar P11 para 19 cm, que já não seria necessário a consideração do γ_n . Com isso, considerando os esforços no pavimento térreo tem-se que para as 4 combinações de ações a armadura necessária seria a mínima estabelecida por norma (4,56 cm²), e apresentaria um detalhamento de 6 Φ 10 mm. Apesar de ser uma aproximação, por não realizar a análise estrutural com o P11 de 19 cm, demonstra como o γ_n e o braço de alavanca interno das forças influenciam no dimensionamento de um pilar.

Com isso, percebe-se a importância de uma boa concepção estrutural para evitar certas situações de projeto, como a impossibilidade de detalhamento seguindo as prescrições da NBR 6118 (2014). Assim, para pilares que recebem uma parcela considerável do carregamento da estrutura, recomenda-se a adoção de dimensões superiores a 19 cm, o que evita que seus esforços solicitantes sejam majorados pelo fator γ_n , o que acarreta em uma maior área de aço.

O pilar P17, mesmo sendo um pilar de centro, apresentou momentos solicitantes significativos para o dimensionamento. Um dos fatores é a assimetria da estrutura com tramos de vigas adjacentes diferentes apoiadas sobre ele, além da assimetria do carregamento, isso acaba impondo uma rotação ao pilar que, por sua vez, devido a rigidez a rotação, acaba

absorvendo os momentos da viga. Assim, tem-se que esse pilar foi dimensionado principalmente pelos momentos solicitantes.

11 CONCLUSÕES

Com a realização deste trabalho pode-se aumentar o conhecimento na área da engenharia de estruturas, através da modelagem e análise de pórticos planos e também por meio do dimensionamento de pilares. Além disso, mostrou-se como os programas computacionais auxiliam na análise estrutural, através de resultados numéricos rápidos e por meio da representação gráfica. Portanto, desenvolver um programa para o dimensionamento de pilares revelou-se desafiador e de grande ajuda para a otimização de resultados e de tempo.

Ao realizar a modelagem da estrutura no *software* Ftool, percebeu-se a dificuldade em inserir-se todos os elementos corretamente e com suas devidas características mecânicas. Pois, em meio a centenas de barras, inserir algum elemento errado é fácil e pode passar despercebido caso o engenheiro não saiba interpretar os resultados de diagramas e deformações da estrutura. Porém, o *software* Ftool se mostrou uma ferramenta prática que possibilitou através da modelagem por associação de pórticos planos a visualização da estrutura em “fatias”. Assim, apesar de ser um modelo mais simples que o tridimensional ele mostra-se um método eficiente para o profissional que está iniciando na área de estruturas entender como o comportamento das partes de uma edificação influenciam no todo.

Os pórticos apresentaram boa resistência devido aos esforços horizontais, o que foi confirmado através dos binários de esforços formados por pilares consecutivos. Além disso, analisar mais de uma combinação de ações mostrou-se fundamental, pois a estrutura estudada era assimétrica para os pórticos na direção y. Com isso, os deslocamentos considerando os ventos em lados contrários da edificação mostraram-se bem diferentes. Isso foi provado pois para os pórticos na direção y com o vento vindo da esquerda o valor de γ_z ultrapassou o limite, precisando assim, considerar os efeitos de 2ª ordem globais para esta direção. Já para o vento vindo da direita, a estrutura mostrou-se de nós fixos. Já a estrutura com pórticos na direção x, era praticamente simétrica, o que acarretou em valores de γ_z praticamente iguais.

Através das análises dos resultados, verifica-se os efeitos causados por estruturas assimétricas. Ao analisar os deslocamentos da estrutura, percebeu-se que para o pórtico com assimetria, apenas com carregamentos verticais, apresentou deslocamentos laterais. Além disso, tramos de vigas que chegavam ao mesmo pilar por apresentarem assimetria de carregamentos e comprimentos causavam rotações na viga de menor comprimento, causando momentos negativos ao longo de todo o seu tramo. Além disso, mostra a falta de rigidez do pilar, que liga essas vigas, em impedir a transmissão de rotações entre elas.

Quanto ao dimensionamento de pilares, o desenvolvimento de um software permitiu experimentar como a programação auxilia em cálculos iterativos que se fossem realizados manualmente talvez nem fossem possíveis. Além disso, permitiu também a criação de um programa prático de interagir e que apresentasse resultados de fácil interpretação, que poderia ser utilizado como ferramenta para checagem de programas comerciais. Permitiu também definir quais os critérios e métodos de dimensionamento que o programa utiliza.

Inicialmente, pode-se achar que os pilares com maiores áreas de aço sejam os do térreo, por estarem apoiando toda a estrutura. Porém, os pilares de cobertura, por apresentarem momentos significativos, como o do pilar P1, apresentaram armadura superior ao dos outros pavimentos. Isso ocorreu, pois o pilar P1, trata-se de um pilar de canto, e com isso não possui continuidade da viga, além de na cobertura a ligação desses elementos possuir rigidez menor que dos outros pavimentos. Já o pilar P17 apresentou esforços solicitantes significativos, mesmo sendo um pilar de centro. Isso se deve, pois este pilar apoia vigas adjacentes com comprimentos e carregamento assimétricos, rodando o pilar e causando esforços.

O pilar P11, não apresentou detalhamento adequado para o pavimento térreo. Devido à sua dimensão mínima de 15 cm, teve seus esforços solicitantes majorados pelo fator γ_n e bitola máxima permitida de 16 mm, ou seja, reduziram-se as opções de detalhamento possível que atendesse a NBR 6118 (2014). Com isso, deve-se atentar para a concepção estrutural visando projetar estruturas de concreto armado com rigidez adequada para cada projeto, a fim de resistir aos esforços verticais e horizontais, bem como atender às dimensões mínimas e evitar a majoração de esforços.

Para trabalhos futuros, sugere-se comparar o dimensionamento de pilares dos esforços oriundos dos pórtico planos com os pórticos tridimensionais, já que nestes podem ser inclusos os efeitos da torção devido a assimetria da estrutura. Além disso, pode-se realizar um estudo variando-se as dimensões dos pilares ao longo da altura e comparando os seus dimensionamentos. Incluir pilares-paredes e dimensiona-los, bem como a inclusão de elementos de contraventamento e sua influência no dimensionamento dos elementos estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

____ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações**, NBR 6123, Rio de Janeiro, RJ: 1988.

____ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de estrutura de concreto - Procedimento**, NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ: 2014.

BANKI, André Luiz. **Estudo sobre a inclusão da não linearidade geométrica em projetos de edifícios**. 1999. 376 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC:1999.

BANKI, André Luiz. **Método do pilar padrão com rigidez aproximada**. 2010. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/264/639/pt-br/metodo-do-pilar-padrao-com-rigidez-aproximada.html>>. Acesso em: 25 nov. 2017.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Disciplina: 1309 - Estruturas de concreto II, Notas de aula, Pilares de concreto armado**. Bauru, SP: 2005.

BUENO, Mônica Maria Emerenciano. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2009. 105 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 2009.

CAMPOÓ, Leandro B.; CORRÊA, Marcio R. S.; RAMALHO, Marcio A. **Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural**. In: Revista Minerva – Pesquisa e Tecnologia, vol 2, n. 2, p 173-184: 2007.

CORAL, Alessandra de Brida. **Desenvolvimento de programa para dimensionamento de pilares com momentos mínimos e flexão composta normal**. 2015. 141 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC. 2015.

CORRÊA, M. R. S.; VENTURINI, W. S. **Trechos rígidos em estruturas reticuladas – análises linear e não-linear geométrica.** *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, v. 12, n. 57, p. 57-66, 2010. ISSN: 1809-5860.

FONTES, Fernando Fernandes. **Análise estrutura de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003.** 2005. 137 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2005.

FRANCO, M.; **Problemas de Estabilidade nos Edifícios de Concreto Armado.** In Colóquio IBRACON sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, São Paulo, 1985.

FRANCO, M.; VANCONCELOS, A. C. (1991). **Practical assessment of second order effects in tal building.** Colloquium on the CEB-FIP MC 90, COPPE/EFJRJ, Rio de Janeiro, RJ.

GIONGO, José Samuel. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios – Notas de aula.** São Carlos, SP:2007.

GOULART, Mauricio dos Santos Sgarbi. **Contribuição da rigidez à flexão das lajes para a estabilidade global de edifícios.** Rio de Janeiro, RJ: 2008.

GUTIERRE, Saulo Migotto; FERREIRA, Wagner Edson Ribeiro. **Estudos sobre estabilidade de global utilizando associação de pórtico plano.** 2010. 186 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC. 2010.

PACHECO, Adriano. **Estudo comparativo entre os modelos pórtico plano e pórtico espacial na análise de estabilidade global de estrutura de concreto armado.** 2011. 89 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC. 2011.

PERGHER, Arthur. **Análise de estabilidade global e dimensionamento dos pilares de edifício de concreto armado.** 2015. 125 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC. 2015.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios** – Notas de aula. São Carlos, SP: 2007.

PINTO, Rivelli da Silva. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado.** 1997. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 1997.

PIRES, Gustavo Menegusso. **Estudo do Pré-dimensionamento de Pilares.** 2011. 113 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Ciências Exatas e Engenharias, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, RS. 2011.

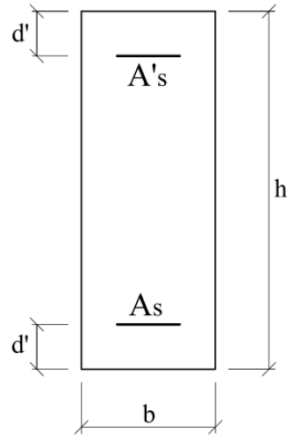
SILVA, Gilharde da. **Estudo comparativo para o dimensionamento de pilares submetidos a momentos mínimos.** 2010. 181 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC. 2010.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos.** 2003. 94 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS. 2003.

APÊNDICE A

Posição da linha neutra

Posição da linha neutra para os domínio de deformação para a seção transversal do pilar:



$$b = 30 \text{ cm}$$

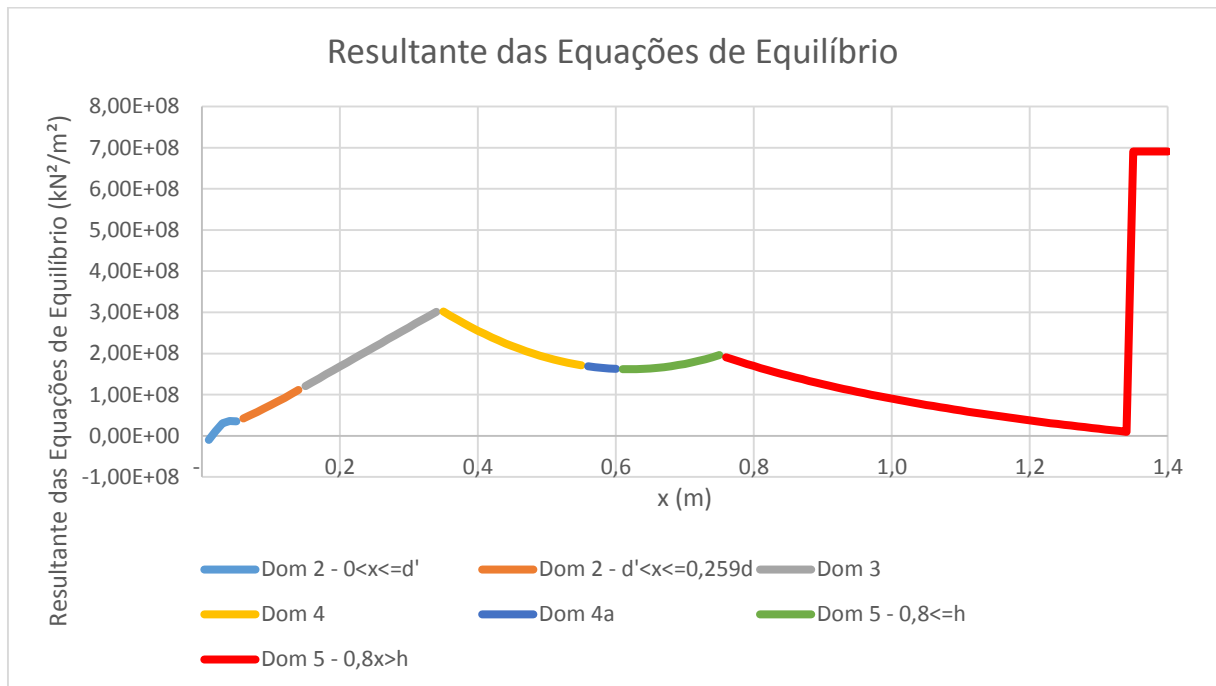
$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d' = 0,05 \text{ cm}$$

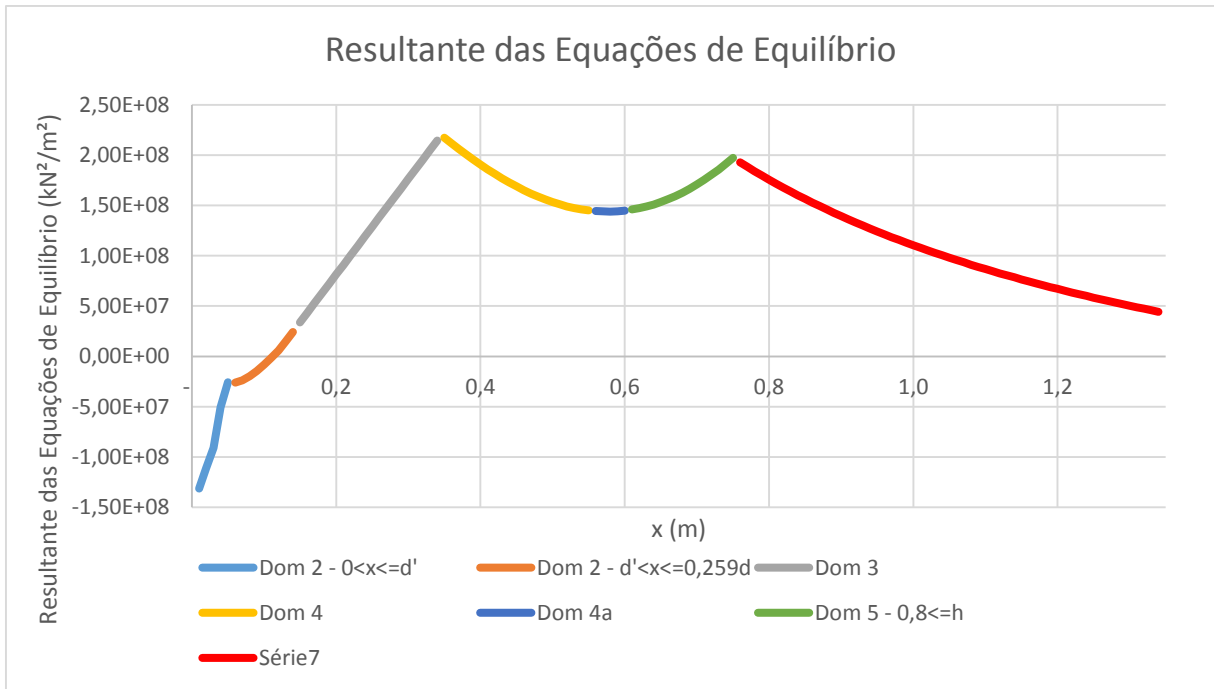
$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$E_{aço} = 210 \text{ GPa}$$

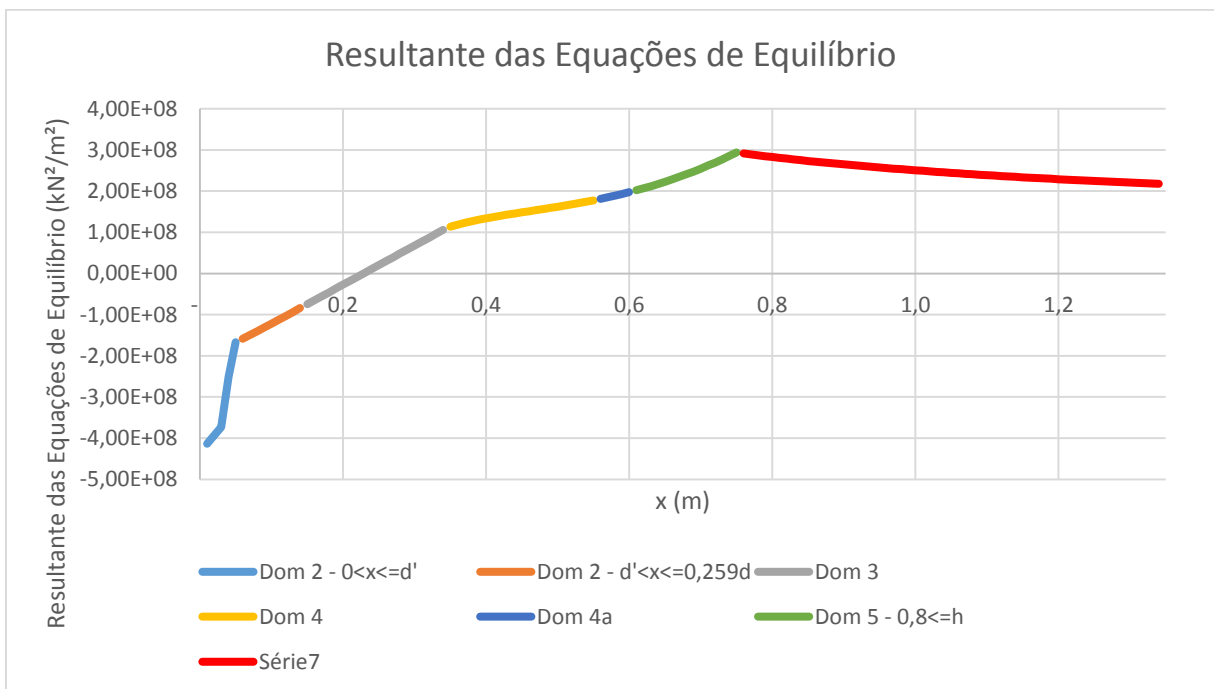
Domínio 2 para $x < d'$ ($N_d = 100 \text{ kN}$; $M_d = 10 \text{ kN.m}$)



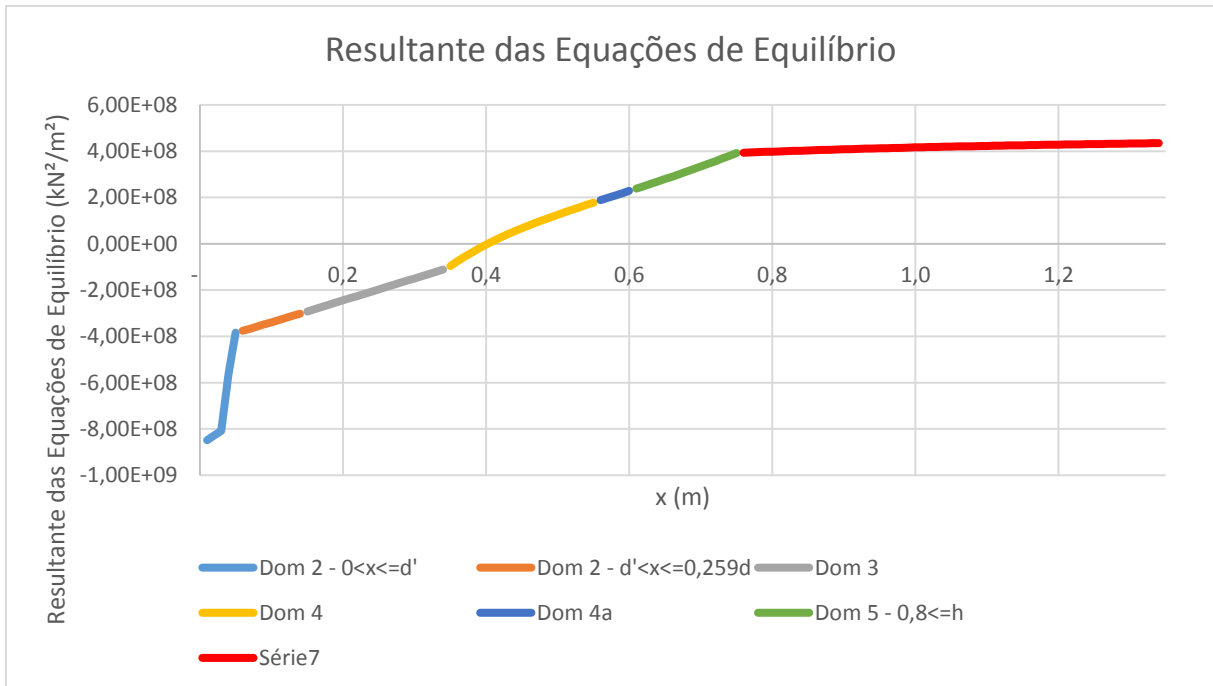
Domínio 2 para $x > d'$ ($N_d = 500 \text{ kN}$; $M_d = 50 \text{ kN.m}$)



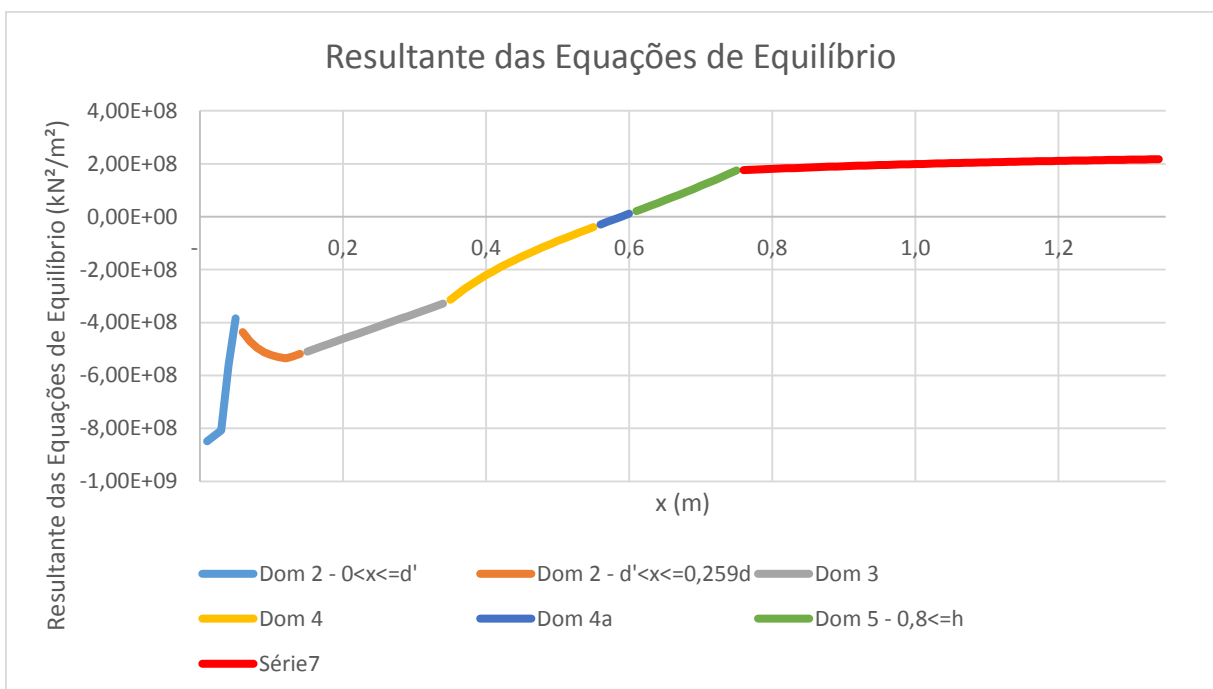
Domínio 3 ($N_d = 1000 \text{ kN}$; $M_d = 250 \text{ kN.m}$)



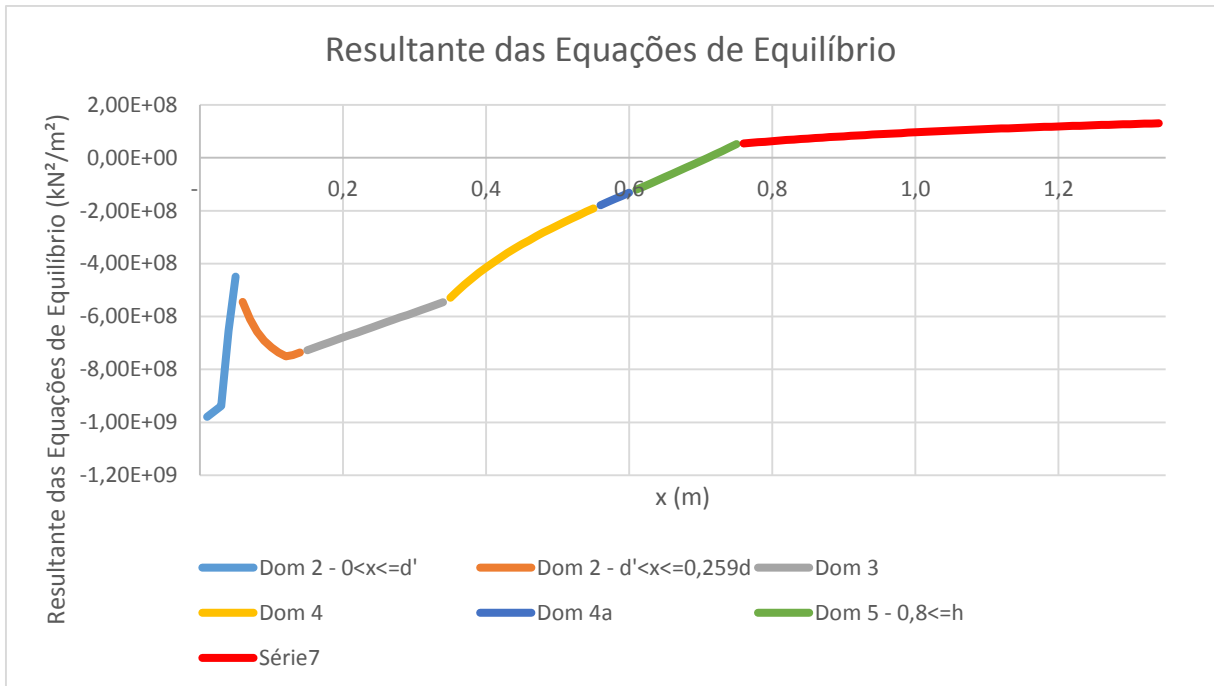
Domínio 4 ($N_d = 2000 \text{ kN}$; $M_d = 500 \text{ kN.m}$)



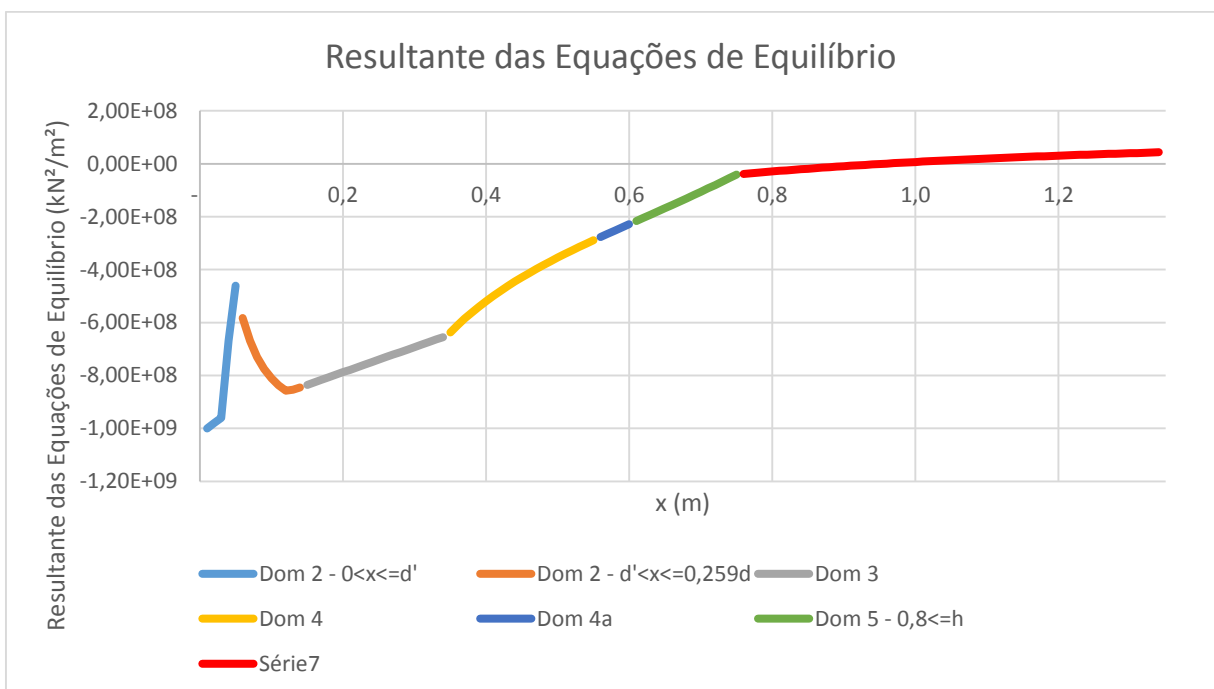
Domínio 4a ($N_d = 3000 \text{ kN}$; $M_d = 250 \text{ kN.m}$)



Domínio 5 para $0,8x < h$ ($N_d = 4000 \text{ kN}$; $M_d = 150 \text{ kN.m}$)



Domínio 5 para $0,8x > h$ ($Nd = 4500 \text{ kN}$; $Md = 50 \text{ kN.m}$)



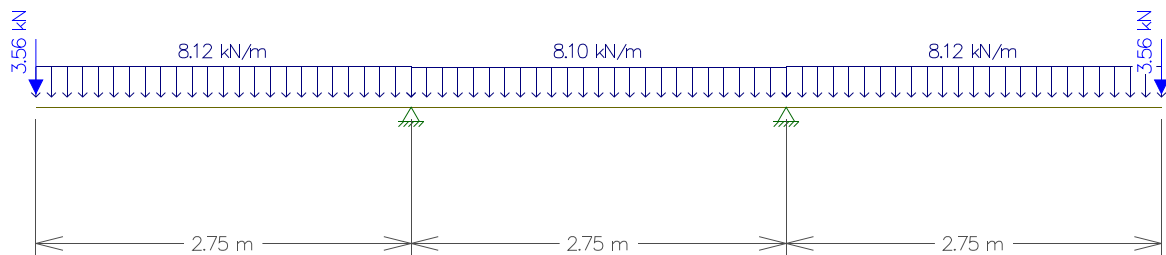
APÊNDICE B

Carregamentos das vigas

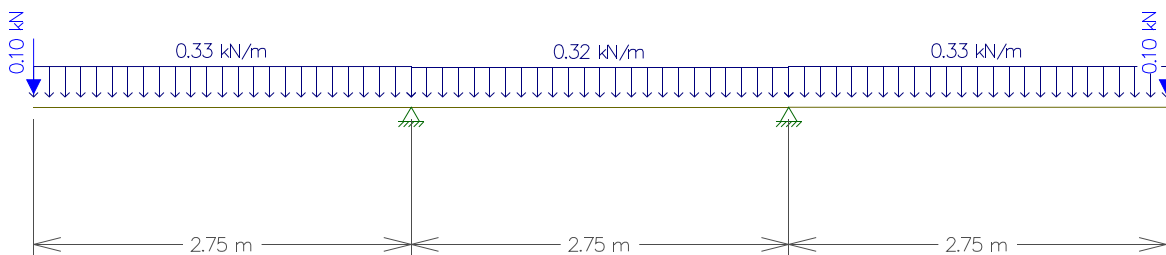
O carregamento permanente, mostrado nas figuras a seguir, são composto pelo peso próprio das vigas, pelo peso próprio das lajes e do das paredes apoiadas em lajes e também diretamente sobre as vigas. As ações estão com seu valor característico.

V1 = V14

Permanente

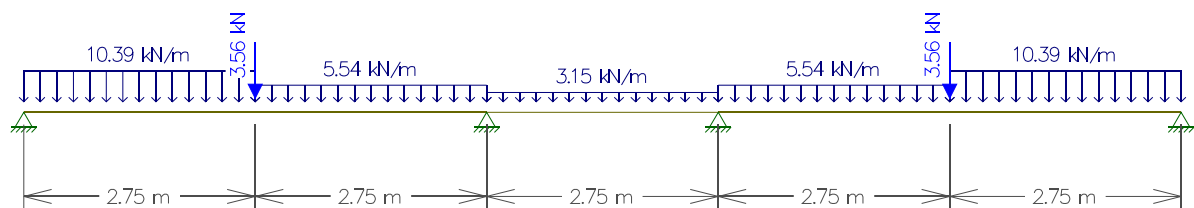


Acidental

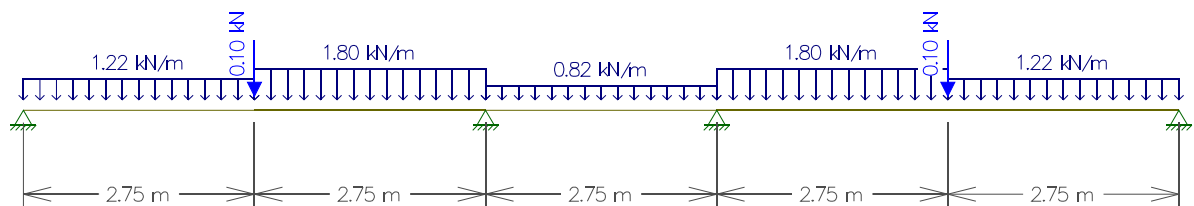


V2 = V13

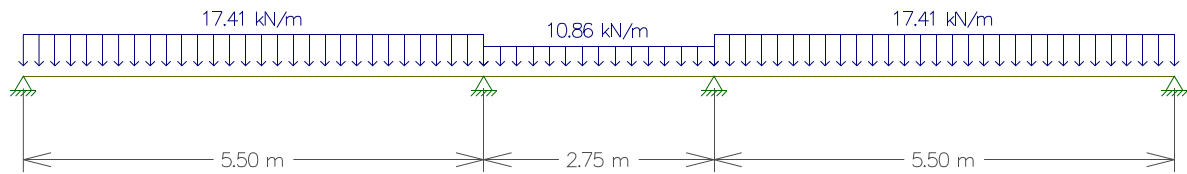
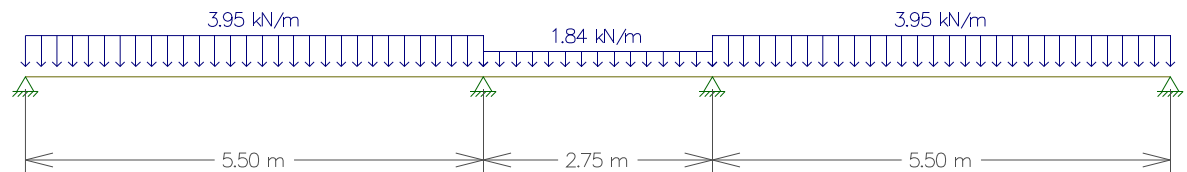
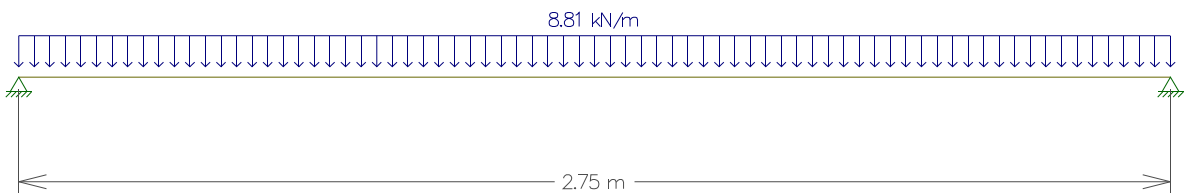
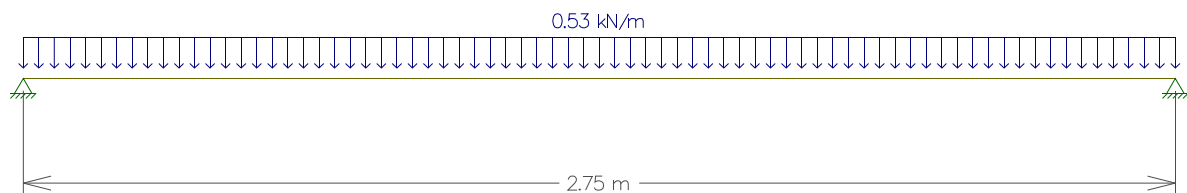
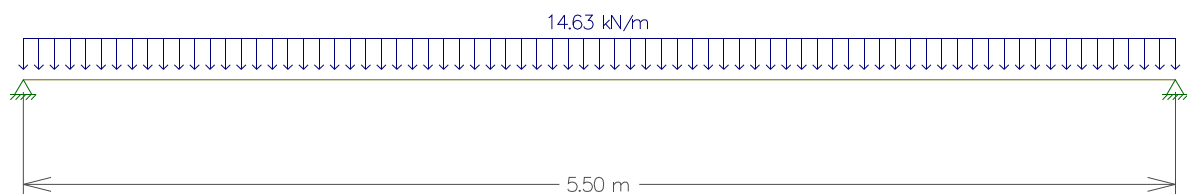
Permanente

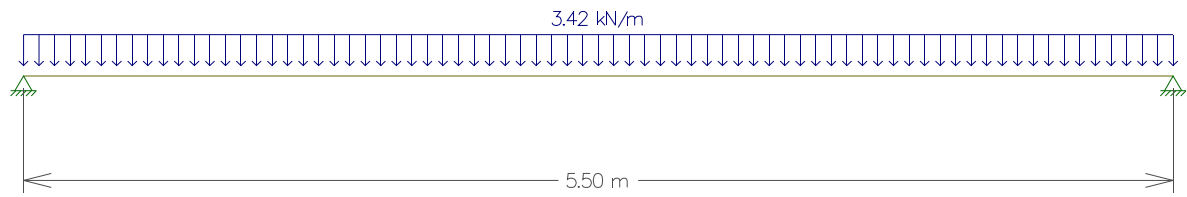


Acidental



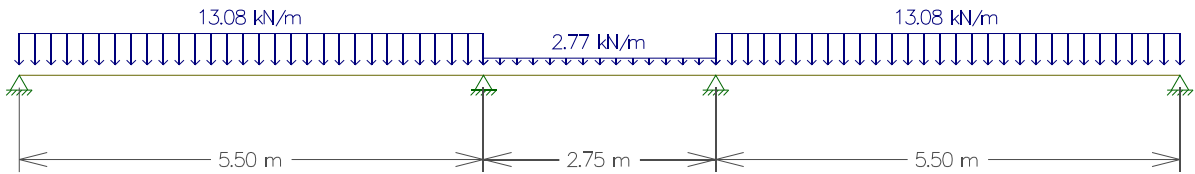
V3 = V12

Permanente**Acidental****V4****Permanente****Acidental****V5 = V6****Permanente****Acidental**

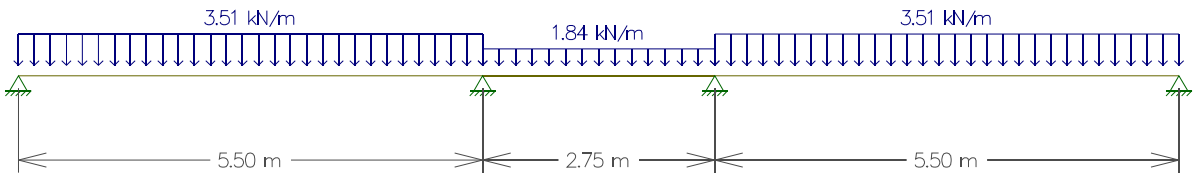


V7

Permanente

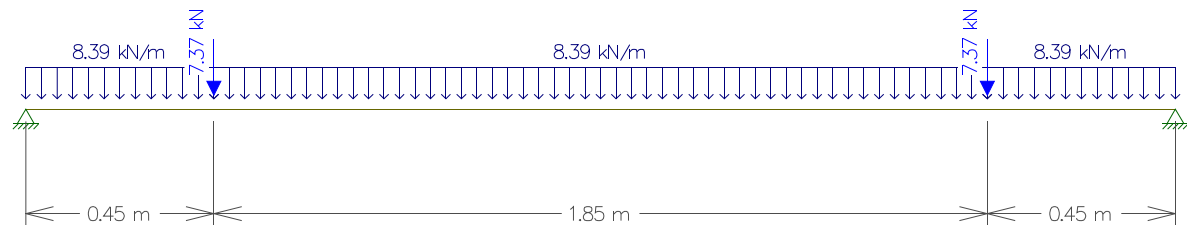


Acidental

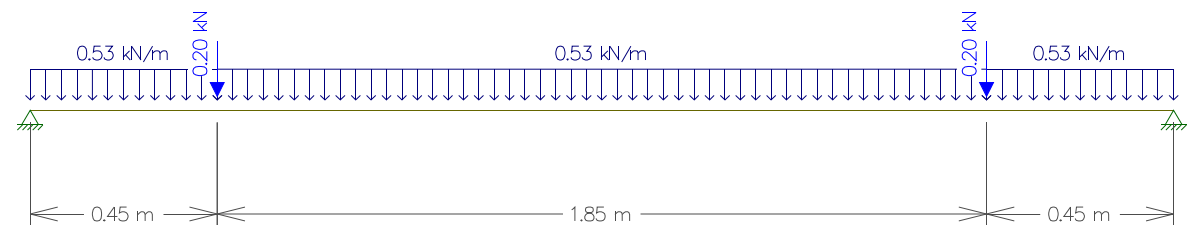


V8 = V11

Permanente

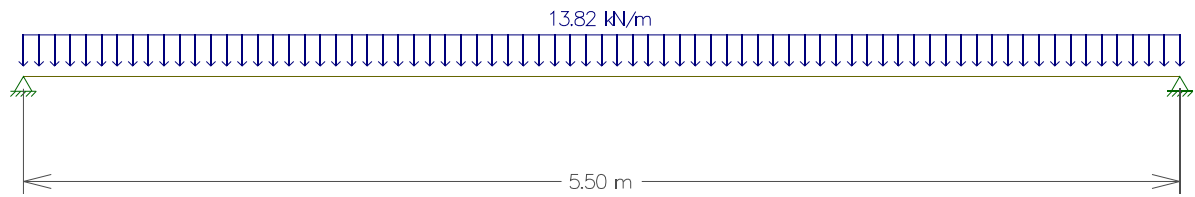


Acidental

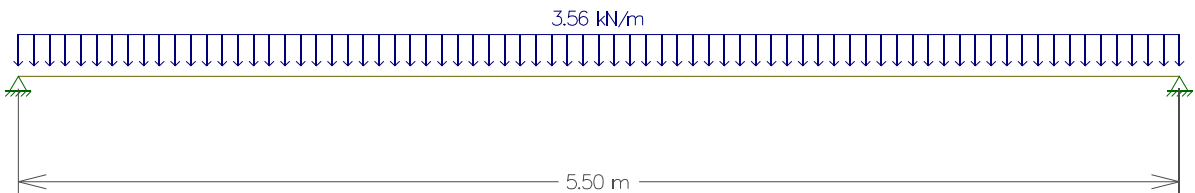


V9 = V10

Permanente

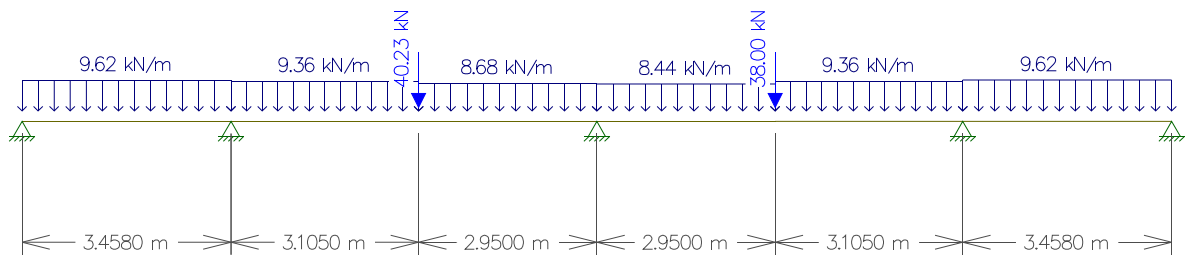


Acidental

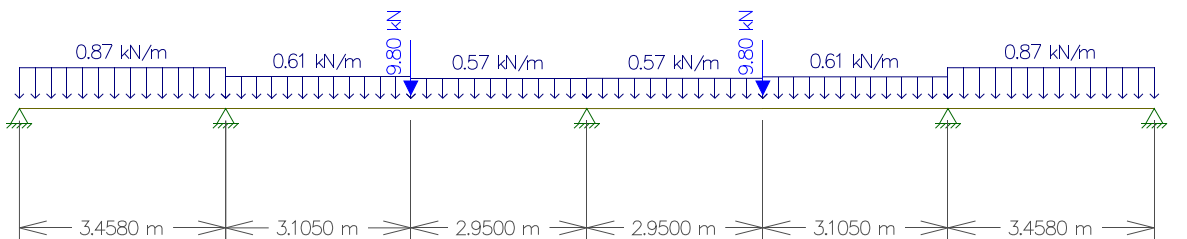


V15 = V24

Permanente

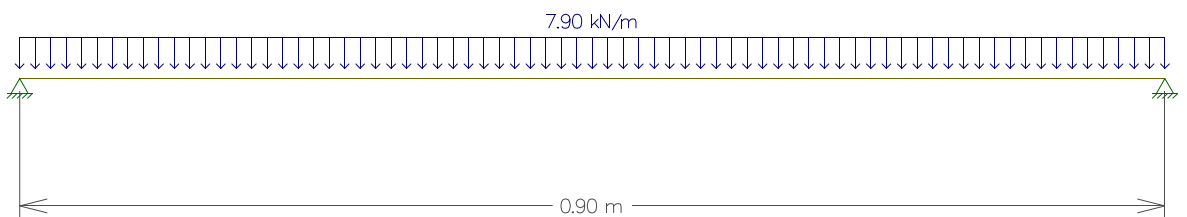


Acidental

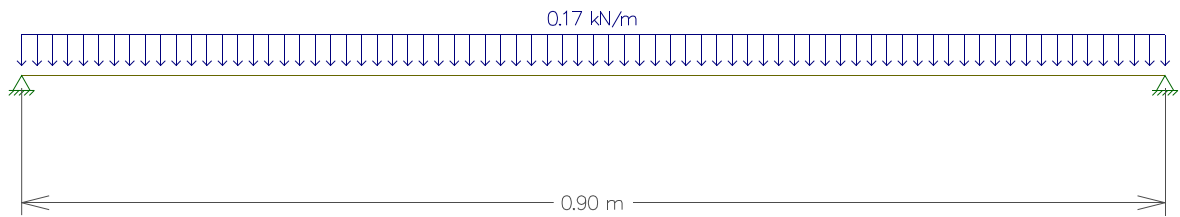


V16 = V17 = V22 = V23

Permanente

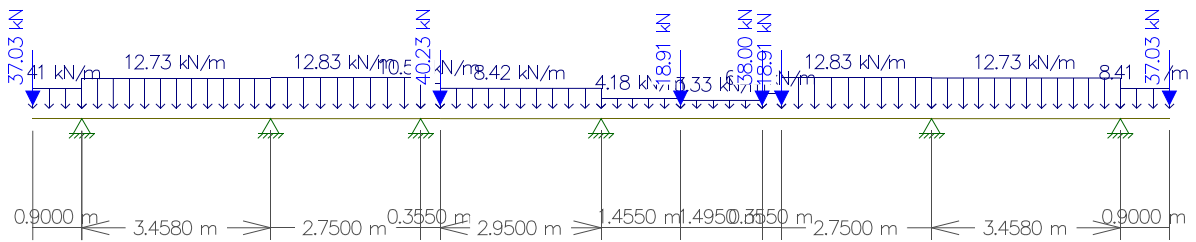


Acidental

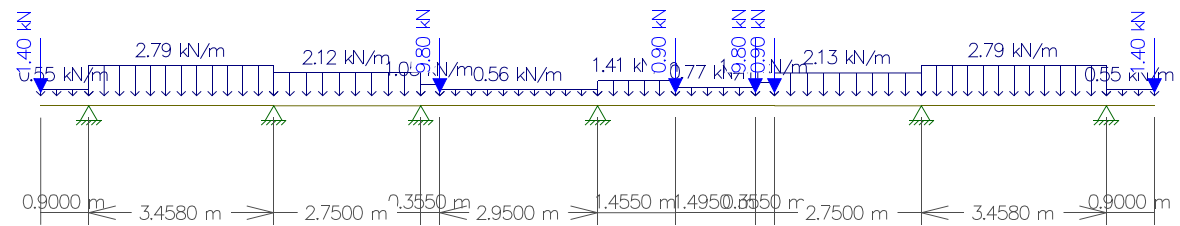


V18 = V21

Permanente

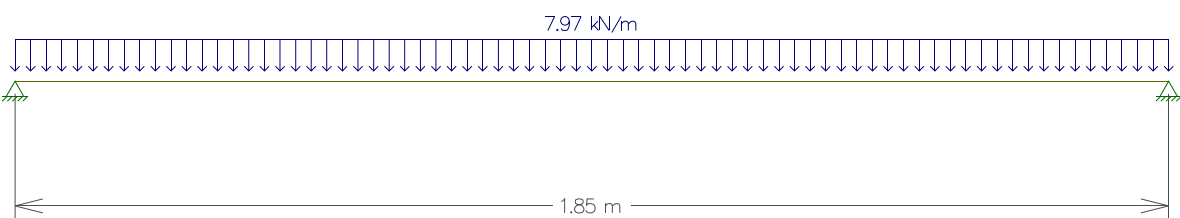


Acidental

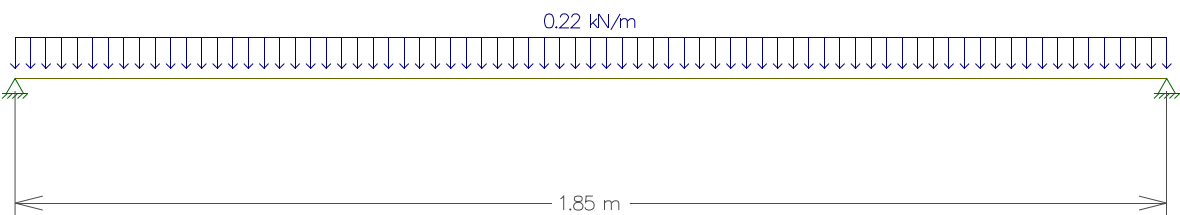


V19 = V20

Permanente



Acidental



LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Associação de pórticos planos para análise de ações horizontais (direção x)	20
Figura 2 - Trecho rígido.....	21
Figura 3 - Trecho rígido na mudança de eixo de pilares	21
Figura 4 - Efeitos de segunda ordem localizados	24
Figura 5 - Edifício e modelagem estrutural	25
Figura 6 - Efeitos globais de segunda ordem	25
Figura 7 - Efeitos locais de segunda ordem.....	27
Figura 8 - Variação da posição da linha neutra devido a fissuração	27
Figura 9 - Determinação do EcsIc aproximado	30
Figura 10 - Arranjo estrutural de pilar intermediário	32
Figura 11 - Arranjo estrutural de pilar de extremidade	33
Figura 12 - Arranjo estrutural de pilar de canto	34
Figura 13 - Valores de ℓ_0 e ℓ	36
Figura 14 - Excentricidades de 1ª ordem.....	37
Figura 15 - Momentos fletores de 1ª ordem com os 2ª ordem na seção do lance do pilar	38
Figura 16 - Imperfeições geométricas globais.....	39
Figura 17 - Imperfeições geométricas locais: Falta de retilidade no pilar (b) e Desaprumo do pilar (a)	40
Figura 18 - Envoltória mínima de 1ª ordem	41
Figura 19 - Envoltória dos momentos mínimos de 2ª ordem.	45
Figura 20 - Momentos solicitantes no pilar.	46
Figura 21 - Envoltória de momentos resistentes.	47
Figura 22 - Verificação da envoltória de momentos resistentes.....	48
Figura 23 - Convenções, deformações e equilíbrios dos domínios 3 e 4.	51
Figura 24 - Diagrama tensão deformação para o aço CA-50.	53
Figura 25 - Convenções, deformações e equilíbrio para o domínio 2.	53
Figura 26 - Convenções, deformações e equilíbrios do domínio 4a	55
Figura 27 - Convenções, deformações e equilíbrios do domínio 5 com $0,8x < h$	56
Figura 28 - Convenções, deformações e equilíbrios do domínio 5 com $0,8x \geq h$	57
Figura 29 - Proteção contra flambagem das barras	61

Figura 30 - Critério para proteção das barras longitudinais contra a flambagem.....	62
Figura 31 - Seção transversal do pilar	64
Figura 32 - Resultante das equações de equilíbrio	64
Figura 33 - Método da bisseção.....	66
Figura 34 - Projeto arquitetônico para estudo.	68
Figura 35 - Pré-dimensionamento das lajes, vigas e pilares para a estrutural de 4 pavimentos tipo.....	70
Figura 36 - Associação de pórticos planos na direção x.....	76
Figura 37 - Associação de pórticos planos na direção y.....	76
Figura 38 - Cargas verticais no pórtico na direção x.....	76
Figura 39 - Cargas verticais no pórtico na direção y.....	77
Figura 40 - Diagrama de esforços axiais para as cargas verticais na direção x.....	77
Figura 41 - Diagrama de esforços axiais para as cargas verticais na direção Y.....	77
Figura 42 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas verticais na direção x.....	78
Figura 43 - Diagrama de esforços cortantes para as cargas verticais na direção y.....	78
Figura 44 - Diagrama de momentos fletores para as cargas verticais na direção x.....	79
Figura 45 - Diagrama de momentos fletores para as cargas verticais na direção y.....	79
Figura 46 - Diagrama de deformações para as cargas verticais na direção x.....	80
Figura 47 - Diagrama de deformações para as cargas verticais na direção Y.....	80
Figura 48 - Carregamento horizontal (vento) no pórtico plano na direção x	80
Figura 49 - Carregamento horizontal (vento) no pórtico plano na direção y	81
Figura 50 - Diagrama de esforços axiais devido ao carregamento horizontal (vento) na direção X.	81
Figura 51 – Diagrama de esforços axiais devido ao carregamento horizontal (vento) na direção Y.	81
Figura 52 - Diagrama de esforços cortantes devido ao carregamento horizontal (vento) na direção X.....	82
Figura 53 - – Diagrama de esforços cortantes devido ao carregamento horizontal (vento) na direção Y.....	82
Figura 54 - Diagrama de momento fletores devido ao carregamento horizontal (vento) da direção X.....	83

Figura 55 - Diagrama de momento fletores devido ao carregamento horizontal (vento) da direção Y.....	83
Figura 56 - Diagrama de deformações devido ao carregamento horizontal (vento), na direção X.	83
Figura 57 - Diagrama de deformações devido ao carregamento horizontal (vento), na direção Y.	84
Figura 58 - Associação de pórticos na direção X - Combinação de ações 1, vento da esquerda.	86
Figura 59 - Associação de pórticos na direção Y - Combinação de ações 1.....	86
Figura 60 - Janela inicial do programa LPPilar.v01.....	91
Figura 61 - Desenho do pilar com a direção dos esforços considerados.....	92
Figura 62 - Lista com Momentos Mínimos de 1ª ordem.....	93
Figura 63 - Índices de Esbeltez.....	94
Figura 64 - Momentos de 2ª ordem locais.....	95
Figura 65 - Momentos de dimensionamento da armadura longitudinal.....	96
Figura 66 - Resultantes de início e fim de domínio para o somatório das equações de equilíbrio.....	96
Figura 67 - Dados do dimensionamento da seção para a direção x.....	97
Figura 68 - Aba de detalhamento da seção transversal do pilar e verificação dos momentos resistentes.....	98
Figura 69 - Detalhamento possíveis para a seção do pilar dimensionado.....	99
Figura 70 - Momentos resistentes do pilar.....	101
Figura 71 - Detalhamento inadequado para o pilar.....	101
Figura 72 - Dados e representação gráfica da seção do pilar.....	102
Figura 73 - Gráficos das envoltórias de momentos no pilar.....	103
Figura 74 - Dimensionamento do pilar P1 para a combinação 1 de ações.....	108
Figura 75 - Pilar P1 - Momentos mínimos de 1ª ordem.....	109
Figura 76 - Pilar P1 - Índices de esbeltez.....	109
Figura 77 - Pilar P1 - Momentos mínimos de 2ª ordem e momentos intermediários.....	109
Figura 78 - Pilar P1 - Momentos de dimensionamento.....	110
Figura 79 - Pilar P1 - Domínio da linha neutra para a direção x.....	110
Figura 80 - Pilar P1 - Linha neutra e armadura de dimensionamento.....	111

Figura 81 - Pilar P1 - Aba de detalhamento na seção transversal para a direção y.....	111
Figura 82 – Pilar P1 - Soluções para armadura longitudinal.....	112
Figura 83 - Pilar P1 - Envoltória de momentos resistentes 4 Φ 10 mm.....	113
Figura 84 - Pilar P1 - Dados para detalhar a seção transversal.....	114
Figura 85 - Pilar P1 - Representação da seção transversal detalhada.....	114
Figura 86 - Pilar P1 - gráficos de envoltórias de momentos do pilar.....	115
Figura 87 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P1 - Pavimento Cobertura - Combinação de ações 2.....	117
Figura 88 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P1 - Pavimento 3 - Combinação de ações de 2.....	118
Figura 89 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P1 - Pavimento 2 - Combinação de ações 2.....	118
Figura 90 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P1 - Pavimento 1 - Combinações de ações 2.....	119
Figura 91 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P1 - Pavimento Térreo - Combinação de ações 2.....	119
Figura 92 - Pilar P11 - Dados de entrada.....	120
Figura 93 – Pilar P11 - Momentos mínimos de 1ª ordem.....	120
Figura 94 - Pilar P11 - Índice de esbeltez.....	121
Figura 95 - Pilar P11 - Momento totais com 2ª ordem.....	121
Figura 96 - Pilar P11 - Momentos de dimensionamento.....	121
Figura 97 - Pilar P11 – Dimensionamento para a direção x.....	121
Figura 98 - Pilar P11 - Detalhamento na direção x.....	122
Figura 99 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P11 - Pavimento cobertura - Combinação de ações 1.....	124
Figura 100 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P11 - Pavimento 3 - Combinação de ações 1.....	125
Figura 101 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P11 - Pavimento 2 - Combinação de ações 2.....	125
Figura 102 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P11 - Pavimento 1 - Combinação de ações 2.....	126
Figura 103 - Pilar P17 - Dados de entrada.....	127

Figura 104 - Pilar P17 - Momentos mínimos de 1ª ordem	127
Figura 105 - Pilar P17 - Índices de esbeltez	127
Figura 106 - Pilar P17 - Momentos de dimensionamento	128
Figura 107 - Pilar P17 - Dimensionamento para as direções X e Y.....	128
Figura 108 - Pilar P17 - Detalhamento na direção x	129
Figura 109 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P17 - Pavimento Cobertura - Combinação de ações 3	131
Figura 110 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P17 - Pavimento 3 - Combinação de ações 2.....	132
Figura 111 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P17 - Pavimento 2 - Combinação de ações 2.....	132
Figura 112 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P17 - Pavimento 1 - Combinação de ações 2.....	133
Figura 113 - Detalhamento e envoltória de momentos do pilar P17 - Pavimento Térreo - Combinação de ações 1	133

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares	34
Tabela 2 - Resultantes nos limites dos domínios de deformação	65
Tabela 3 - Fator S2	72
Tabela 4 - Velocidade Característica (Vk)	73
Tabela 5 - Carregamento devido a ação do vento	73
Tabela 6 - Coeficiente de arrasto (Ca).....	74
Tabela 7 - Forças devido ao vento para 4 pavimentos	74
Tabela 8 - Dados de cálculo para coeficiente gama-z para o pórtico na direção X para as combinações de ações 1 e 2.....	87
Tabela 9 - Dados de cálculo para coeficiente gama-z para o pórtico na direção y para as combinações de ações 3 e 4.....	88
Tabela 10 - Coeficientes Gama-Z.....	88
Tabela 11 - Majoração das cargas horizontais para a CV1, CV2 e CV3.	89
Tabela 12 - Esforços solicitantes no pilar P1 para cada combinação de ações retirados da modelagem no Ftool	105
Tabela 13 - Esforços solicitantes no pilar P11 para cada combinação de ações retirados da modelagem no Ftool	106
Tabela 14 - Esforços solicitantes no pilar P17 para cada combinação de ações retirados da modelagem no Ftool	107
Tabela 15 - Detalhamentos do pilar P1 para cada combinação de ações	116
Tabela 16 – Detalhamento do pilar P1 do térreo a cobertura	117
Tabela 17 - Detalhamentos do pilar P11 para cada combinação de ações	123
Tabela 18 - Detalhamento do pilar P11 do térreo a cobertura.....	124
Tabela 19 - Detalhamentos do pilar P17 para cada combinação de ações	130
Tabela 20 - Detalhamento pilar P17 do térreo a cobertura.....	131