

PPE
PROGRAMA DE PROJETO
DE ESTRUTURAS

Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

Bernardo Oliveira de Carvalho Santos

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UTILIZANDO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO**



UFRJ

Bernardo Oliveira de Carvalho Santos

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UTILIZANDO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas

Orientador: Henrique Innecco Longo

Rio de Janeiro

2012

Santos, Bernardo Oliveira de Carvalho.

Dimensionamento de estruturas de concreto armado utilizando concreto de alto desempenho / Bernardo Oliveira de Carvalho Santos. – 2012.

f. : 149; 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2012.

Orientador: Henrique Innecco Longo

1. Concreto armado. 2. Concreto de alto desempenho. 3. Dimensionamento. 4. Edificações. I. Longo, Henrique Innecco. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.

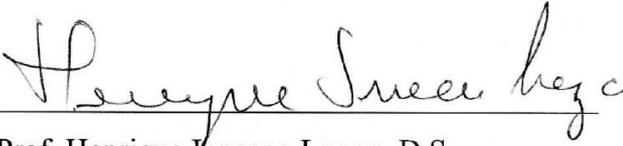
DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UTILIZANDO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

Bernardo Oliveira de Carvalho Santos

Henrique Innecco Longo

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas

Aprovada pela Banca:


Prof. Henrique Innecco Longo, D.Sc.


Prof.^a Flávia Moll de Souza Judice, D.Sc.


Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D.

Rio de Janeiro

2012

Mais sábio do que esse homem eu sou; é bem provável que nenhum de nós saiba nada de bom, mas ele supõe saber alguma coisa e não sabe, enquanto eu, se não sei, tampouco suponho saber. Parece que sou um nadinha mais sábio do que ele exatamente por não supor que saiba o que não sei.

Sócrates

Aos meus filhos Angelo e Olivia.

À minha esposa Claudia.

À minha irmã Paloma.

Aos meus pais Sergio e Angela.

AGRADECIMENTOS

À toda a minha família, grande incentivadora da busca incansável pelo conhecimento.

À Suporte Consultoria e Projetos Ltda. pelo apoio fundamental.

À Genesis Oil and Gas Consultants Ltd. pelo apoio na etapa final.

Ao professor Sergio Hampshire de Carvalho Santos pelo aprendizado, pelas valiosas sugestões, pelo apoio dado ao trabalho e, principalmente, pela paciência no incentivo da conclusão de mais essa etapa acadêmica.

A todo o Corpo Docente do Programa de Projeto de Estruturas da Escola Politécnica da UFRJ que contribuiu agregando conceitos técnicos e científicos na minha pequena coleção de conhecimentos de engenharia estrutural.

RESUMO

SANTOS, Bernardo Oliveira de Carvalho. Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado Utilizando Concreto de Alto Desempenho. Rio de Janeiro, 2012. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2012.

Nessa dissertação são apresentadas as definições dos critérios de dimensionamento, considerando a presente norma brasileira NBR 6118 publicada em 2007 e seu projeto de revisão de 2012.

Como exemplo para o dimensionamento, foi elaborado o modelo estrutural de uma edificação com trinta e cinco pavimentos, incluindo arquitetura, lançamento da estrutura, carregamentos, modelo matemático e resultados da análise estrutural.

É também descrito, detalhadamente, o dimensionamento de alguns elementos estruturais da edificação analisada, utilizando concreto com $f_{ck} = 30$ MPa (NBR 6118, 2007) e concreto com $f_{ck} = 60$ MPa (projeto de revisão da norma brasileira NBR 6118). Além disso, neste mesmo foco de interesse, foram feitas comparações entre diversos valores de f_{ck} no tocante dos quantitativos unitários de material.

Por fim são reunidas as conclusões desta dissertação.

Palavras-chave: 1. Concreto armado. 2. Concreto de alto desempenho (CAD).
3. Dimensionamento. 4. Edificações

ABSTRACT

SANTOS, Bernardo Oliveira de Carvalho. Design of Reinforced Concrete Structures Using High Performance Concrete. Rio de Janeiro, 2012. Thesis (Master) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2012.

This dissertation presents the definitions of design criteria, considering the present Brazilian standard NBR 6118 published in 2007 and the draft revision of 2012.

As an example for the design, the structural model of a building thirty-five floors was elaborated, including architecture, definition of the structure, loads, mathematic model and structural analysis results.

The design of some structural elements of the building is also described in detail, using in the analyses concrete with $f_{ck} = 30$ MPa (Brazilian standard NBR 6118, 2007) and concrete with $f_{ck} = 60$ MPa (draft revision of Brazilian standard NBR 6118). Furthermore, in this same focus of interest, comparisons were made between the several f_{ck} values regarding the unitary quantitative of the materials.

Finally the conclusions of this dissertation are presented.

Keywords: 1. Reinforced concrete. 2. High Performance Concrete (HPC). 3. Design.
4. Buildings

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	8
1.1 OBJETIVO	8
1.2 HISTÓRICO	9
1.3 APLICAÇÕES DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO.....	12
CAPÍTULO 2 - CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	15
2.1 NBR 6118:2007, $f_{ck} \leq 50$ MPa	17
2.1.1 Flexão em vigas e lajes	19
2.1.2 Força Cortante em vigas	23
2.1.3 Força Cortante em lajes	24
2.1.4 Pilares ($\lambda \leq 90$).....	25
2.2 NBR 6118 - PROJETO DE REVISÃO, $f_{ck} \leq 90$ MPa	36
2.2.1 Flexão em vigas e lajes	38
2.2.2 Força Cortante em vigas e lajes	41
2.2.3 Pilares ($\lambda \leq 90$).....	41
CAPÍTULO 3 - ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO	42
3.1 ARQUITETURA	43
3.2 PILARES	54
3.3 VIGAS E CINTAS	63
3.4 ANÁLISE ESTRUTURAL NO PROGRAMA SAP 2000.....	70
3.4.1 Carregamentos	70
3.4.2 Combinações de Carregamentos	79
3.4.3 Pré-Dimensionamento	80
3.4.4 Modelo Matemático.....	81

CAPÍTULO 4 - DIMENSIONAMENTO DA EDIFICAÇÃO.....	103
4.1 CONCRETO COM $f_{ck} = 30$ MPa.....	103
4.1.1 Lajes.....	103
4.1.2 Vigas.....	104
4.1.3 Pilares	105
4.2 CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO COM $f_{ck} = 60$ MPa.....	115
4.2.1 Lajes.....	115
4.2.2 Vigas.....	116
4.2.3 Pilares	117
4.3 COMPARAÇÃO ENTRE DIVERSOS VALORES DE f_{ck}	125
4.3.1 Lajes.....	126
4.3.2 Vigas.....	128
4.3.3 Pilares	130
CAPÍTULO 5 - EDIFICAÇÃO OTIMIZADA	132
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES	133
6.1 LAJES	134
6.2 VIGAS	134
6.3 PILARES	134
6.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	135
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E PROGRAMAS DE COMPUTADOR .	136
ANEXO 1.....	137

Lista de símbolos ou nomenclaturas

Símbolos-base

Generalidades

Alguns símbolos-base estão acompanhados de símbolos subscritos, de forma a não gerar dúvidas na compreensão de seu significado.

Letras minúsculas

a - Distância ou dimensão

- Menor dimensão de um retângulo
- Deslocamento máximo (flecha)

b - Largura

- Dimensão ou distância paralela à largura
- Menor dimensão de um retângulo

b_w - Largura da alma de uma viga

c - Cobrimento da armadura em relação à face do elemento

d - Altura útil

- Dimensão ou distância

e - Excentricidade de cálculo oriunda dos esforços solicitantes M_{sd} e N_{sd}

f - Resistência

h - Dimensão

i - Raio de giração mínimo da seção bruta de concreto da peça analisada

k - Coeficiente

□ - Altura total da estrutura ou de um lance de pilar

- Comprimento
- Vão

n - Número

- Número de prumadas de pilares

r - Raio de curvatura interno do gancho
 s - Espaçamento entre as barras da armadura
 t - Comprimento do apoio paralelo ao vão da viga analisada
 u - Perímetro
 w - Abertura de fissura
 x - Altura da linha neutra
 z - Braço de alavanca

Letras maiúsculas

A - Área da seção cheia
 A_c - Área da seção transversal de concreto
 A_s - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
 A_s' - Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
 D - diâmetro dos pinos de dobramento das barras de aço
 E - Módulo de elasticidade
 (EI) - Rigidez
 F - Força
 G_c - Módulo de elasticidade transversal do concreto
 H - Altura total da estrutura
 I_c - Momento de inércia da seção de concreto
 K - Coeficiente
 M - Momento fletor
 M_{1d} - Momento fletor de 1ª ordem de cálculo
 M_{2d} - Momento fletor de 2ª ordem de cálculo
 M_{Rd} - Momento fletor resistente de cálculo
 M_{Sd} - Momento fletor solicitante de cálculo
 N_d - Força normal de cálculo

N_{Rd} - Força normal resistente de cálculo

N_{Sd} - Força normal solicitante de cálculo

Q - Ações variáveis

R - Reação de apoio

R_d - Esforço resistente de cálculo

S_d - Esforço solicitante de cálculo

T - Temperatura

- Momento torçor

T_{Rd} - Momento torçor resistente de cálculo

T_{Sd} - Momento torçor solicitante de cálculo

V_d - Força cortante de cálculo

Letras gregas

α - Ângulo

- Parâmetro de instabilidade

- Coeficiente

- Fator que define as condições de vínculo nos apoios

α_c - Parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão

β - Ângulo

- Coeficiente

γ_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_f - Coeficiente de ponderação das ações (ver seção 11)

γ_m - Coeficiente de ponderação das resistências (ver seção 12)

γ_p - Coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão (ver tabelas 11.1 e 17.2.4.3)

γ_s - Coeficiente de ponderação da resistência do aço

δ - Coeficiente de redistribuição

- Deslocamento

ε - Deformação específica

ε_c - Deformação específica do concreto

ε_p - Deformação específica da armadura ativa

ε_s - Deformação específica do aço da armadura passiva

θ - Rotação

- Ângulo de inclinação

- Desaprumo

λ - Índice de esbeltez

μ - Coeficiente

- Momento fletor reduzido adimensional

ν - Coeficiente de Poisson

- Força normal adimensional

ρ - Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

ρ_c - Massa específica do concreto

ρ_{\min} - Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

ρ_p - Taxa geométrica da armadura de protensão

ρ_s - Taxa geométrica de armadura aderente passiva

σ_c - Tensão à compressão no concreto

σ_{ct} - Tensão à tração no concreto

σ_p - Tensão no aço de protensão

σ_{Rd} - Tensões normais resistentes de cálculo

σ_s - Tensão normal no aço de armadura passiva

σ_{Sd} - Tensões normais solicitantes de cálculo

τ_{Rd} - Tensões de cisalhamento resistentes de cálculo

τ_{Sd} - Tensão de cisalhamento de cálculo usando o contorno adequado ao fenômeno analisado

τ_{Td} - Tensão de cisalhamento de cálculo, por torção

τ_{wd} - Tensão de cisalhamento de cálculo, por força cortante

ϕ - Diâmetro das barras da armadura

ϕ_ℓ - Diâmetro das barras de armadura longitudinal de peça estrutural

ϕ_n - Diâmetro equivalente de um feixe de barras

ϕ_p - Diâmetro nominal de fio ou cordoalha

ϕ_t - Diâmetro das barras de armadura transversal

ϕ_{vibr} - Diâmetro da agulha do vibrador

φ - Coeficiente de fluência

Símbolos subscritos

Letras minúsculas

apo - apoio

c - concreto

cor - corrigido

d - valor de cálculo

ef - efetivo

e ou eq - equivalente

f - feixe

fad - fadiga

fic - fictícia

g - ações permanentes

h - horizontal

i - número sequencial

inf - inferior

j - idade (referente à cura do concreto)

k - valor característico

- número sequencial

lim - limite

m - média

máx - máximo

mín - mínimo

nec - necessário

nom - nominal

p - aço de armadura ativa

q - ações variáveis

r - radial

s - aço de armadura passiva

sec - secante

ser - serviço

sup - superior

t - tração

- transversal

tot - total

u - último

- de ruptura

v - vertical

- viga

vão - vão

vig - viga

w - alma

- transversal

x e y - direções ortogonais

y - escoamento do aço

Letras maiúsculas

R - resistências

S - solicitações

Números

0 - início

- instante de aplicação da carga

28 - aos 28 dias

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVO

As estruturas de concreto armado vêm alcançando envergaduras de grande magnitude devido aos avanços da tecnologia do material concreto, assim como aos avanços praticamente ilimitados dos processos computacionais de análise estrutural.

Particularmente tratando-se dos avanços tecnológicos do concreto de alto desempenho (CAD) observamos uma tendência, nos projetos, a um aumento significativo na resistência característica à compressão do concreto como no caso de monumentos, obras de arte e construções com predominância de exigências arquitetônicas onde surgem desafios no dimensionamento do concreto armado. Também nas edificações residenciais deste país, já se cogita o uso do concreto de alto desempenho, mesmo que a norma NBR 6118 não permita ainda o dimensionamento para este tipo de concreto. Nesse caso, podem ser consideradas a proposta de revisão em andamento da nossa norma NBR 6118 e outras normas internacionais tais como o Eurocode, o ACI e o *fib*.

O objeto de estudo principal deste trabalho é detalhar ao máximo necessário o dimensionamento do concreto de alto desempenho a fim de destinar ao leitor o entendimento mínimo deste conhecimento com clareza e segurança.

Também aqui foi considerado como relevante, comparar a utilização de concretos com diferentes valores de f_{ck} em um edifício alto, apresentando comparações entre quantitativos unitários de material para futuras análises técnico-orçamentárias no que tange às estruturas de edificações.

Para isso é estudada a estrutura de uma edificação existente, de grande altura, em sua concepção estrutural original (“estrutura original”). São também apresentadas melhorias neste sistema estrutural original, de forma a buscar um melhor desempenho da estrutura (“estrutura otimizada”).

1.2 HISTÓRICO

O surgimento do concreto é condicionado à descoberta de um agente aglomerante cimentício. Dessa forma, considera-se historicamente como o início do concreto o ano IV a.C, quando se utilizou pela primeira vez o concreto na construção dos muros de uma cidade romana situada a 64km de Roma.

Na construção de muros, o concreto romano era em alguns aspectos simplesmente argamassa, utilizada para assentar tijolos nas faces externas dos muros e preencher os vazios entre pedaços de pedra ou tijolos quebrados que eram colocados no espaço entre as faces da alvenaria.

Diferentemente da prática moderna, que emprega fôrmas metálicas ou de madeira temporárias para suportar o concreto fresco até que ele endureça, os romanos frequentemente empregaram fôrmas de pedras ou tijolos.

A arquitetura romana muito se diferenciou dos precedentes gregos, já que os romanos faziam uso de novas formas e novos materiais, tais como tijolos (cozidos), e o já citado concreto, sendo o emprego do último determinante na constituição da ordem espacial encontrada nesta arquitetura.

O concreto fora utilizado desde o ano II a.C. na criação de edifícios públicos, tais como Coliseu, Via Ápia, banhos romanos e aquedutos. Foi neste ano que surgiu o primeiro aglomerante conhecido. Era um tipo especial de areia vulcânica chamada *pozolana*, encontrada apenas na região sul da Itália, nas imediações do Monte Vesúvio, próximo a Pozzuoli, de onde o nome se originou. Fora utilizado em várias obras importantes da Itália, entre elas o Panteão de Roma.



Figura 1 a – Panteão de Roma

A *pozolana* é na verdade um agregado miúdo, que reage quimicamente com cal e água, para endurecer formando uma pedra artificial, resistente mesmo quando submersa. Esse material era usado com pedras de diferentes tamanhos, mantendo-as unidas e formando um tipo rudimentar de concreto. Por este tipo de agregado não estar presente em outros países, a *pozolana* acabou-se por difundir apenas na Itália, enquanto ainda durante muitos séculos, a maioria das construções no resto do mundo continuava sendo feita de alvenaria de pedra e tijolos.

Para dar fundamento a estes experimentos arquitetônicos, introduziram-se novas soluções técnicas construtivas. A mais importante inovação nas fundações romanas foi a utilização das plataformas de concreto, que por utilizar-se de cimento pozolânico que tem capacidade hidráulica, permitia que as fundações pudessem ser lançadas mesmo sob a água, como, por exemplo, em *Ostia*, a cidade portuária de Roma.

Por Roma situar-se sobre uma região onde predominam solos arenosos de origem vulcânica, com pouca capacidade de suporte, adotavam-se espessos *radiers* (tipo de fundação que funciona como uma laje contínua de concreto armado em toda a área da construção, transmitindo as cargas da estrutura para o terreno), para que fosse reduzida a pressão aplicada sobre o solo.

Exemplo disso é a fundação do Coliseu. Esta consiste num anel com 12m de profundidade, construído com concreto ciclópico - também chamado de fundação de pedra argamassada - que consiste na incorporação de pedras grandes denominadas “pedras de mão” ou “matacões” ao concreto já pronto. Similarmente, o Panteão de Roma se assenta sobre um anel de concreto com 4,5 m de profundidade e 7m de largura.

Na construção de abóbadas, que se tornaram dominantes na arquitetura romana, o concreto era claramente usado de acordo com sua própria natureza plástica e fazia-se uso de escoramentos de madeira, de maneira que se conseguia projetar paredes de alvenaria com uma altura considerável. A escassez de madeira em grande parte do Império Romano demandava economia na preparação das fôrmas, sendo prática comum o reaproveitamento de fôrmas e escoramentos.

Além disso, as cidades e fortificações do vasto Império Romano eram ligadas por um notável sistema de estradas, sendo que muitas das quais resistem até hoje. O leito das estradas romanas representa uma obra de mestre em termos de dimensionamento de fundações, sobrepondo camadas de resistência crescente a uma camada drenante de areia. O pavimento era escolhido conforme o tráfego da estrada, podendo ser de concreto ou em paralelepípedos.

A ideia essencial do concreto armado, barras metálicas associadas à pedra ou argamassa com a finalidade de aumentar a resistência à tração, também remonta ao tempo dos romanos. Em estudos realizados nas Termas de Caracalla - Roma, construída entre 212 d.C. e 217d.C., notou-se a existência de barras de bronze dentro da argamassa de pozolana, em pontos aonde o vão a vencer era maior do que o normal na época.

Por muitos séculos ainda, deixou-se de utilizar o concreto, sendo este apenas verdadeiramente aceito e difundido a partir de



Figura 1 b - Termas de Caracalla

1845. Anos antes, em 1824, Joseph Aspdin, um construtor inglês, patenteou um cimento que foi chamado Portland, porque parecia uma pedra encontrada na ilha de Portland. Joseph Aspdin foi o primeiro a usar altas temperaturas para aquecer alumina e sílica até a fusão para a obtenção do cimento, técnica até hoje empregada (informações obtidas em ARQUITETURA E URBANISMO, 2007).

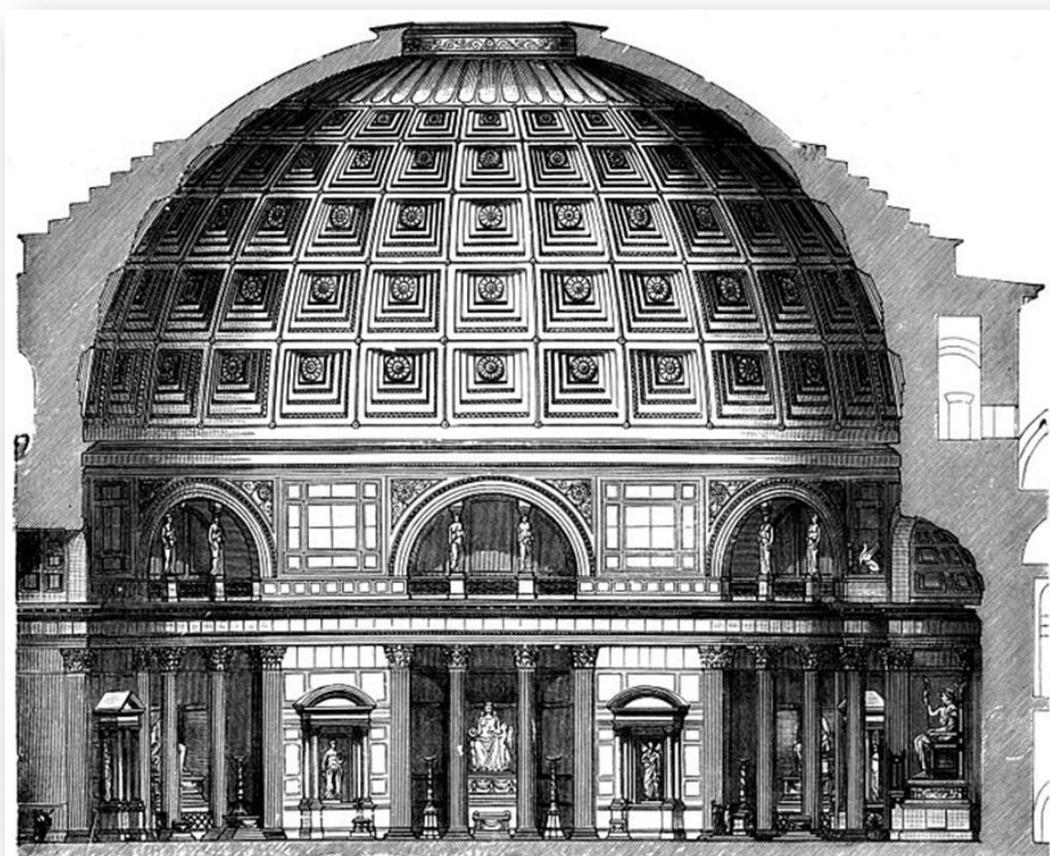


Figura 1 c - Panteão de Roma – Corte transversal da abóbada

1.3 APLICAÇÕES DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

O Concreto de Alto Desempenho (CAD) é a evolução natural da tecnologia do concreto no sentido de vencer os desafios da engenharia moderna com segurança e economia. Já existem atualmente no Brasil e no exterior obras notáveis nas quais foi aplicado este material. São apresentados neste item alguns exemplos da aplicação desta tecnologia.

1.3.1 Centro Empresarial Nações Unidas – SP

- ❖ Edifício mais alto do país (em 1999).
- ❖ 160 m de altura com 36 pavimentos.
- ❖ Pilares com $f_{ck} = 50$ MPa.
- ❖ Lajes e vigas com $f_{ck} = 35$ MPa.
- ❖ Juntas de concretagem entre os dois tipos de concreto, tratadas para aumentar a rugosidade.
- ❖ Cargas de vento analisadas em túneis de vento.



Figura 1 c - Centro Empresarial Nações Unidas

1.3.2 Burj Khalifa – Dubai - Emirados Árabes Unidos – 2010

- ❖ Atual edifício mais alto do mundo.
- ❖ 828 m de altura com 189 pavimentos.
- ❖ Superestrutura com $f_{ck} = 60$ e 80 MPa.
- ❖ Fundações com $f_{ck} = 50$ e 60 MPa.

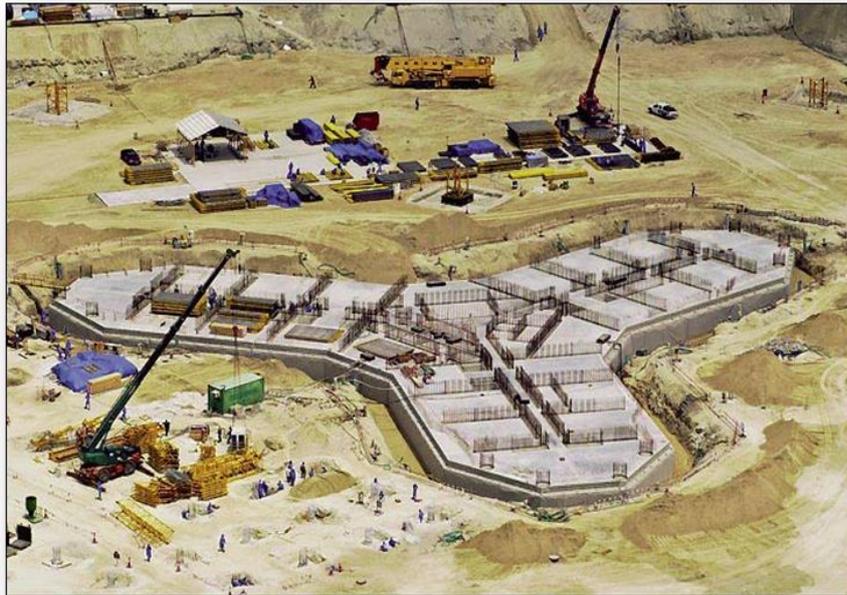


Figura 1 d - Burj Khalifa - Fundações



Figura 1 e - Burj Khalifa - Vista da estrutura concluída

1.3.3 Ponte sobre o Rio Maranhão – GO – 1997

- ❖ Obras de relocação do lago da UHE Serra da Mesa – Primeira ponte no Brasil em C.A.D.
- ❖ “Obra laboratório”.
- ❖ 585 m de extensão.
- ❖ Balanços sucessivos de 305 m.
- ❖ Vão central de 145 m.
- ❖ Balanços sucessivos com $f_{ck} = 70$ MPa.
- ❖ Demais estruturas com $f_{ck} = 30$ MPa.
- ❖ Maior medida de resistência nos corpos de prova = 110 MPa.



Figura 1 f - Ponte sobre o Rio Maranhão

CAPÍTULO 2 - CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo estão apresentadas todas as equações, figuras e gráficos necessários para o dimensionamento dos elementos estruturais sob a ação de momentos fletores, esforços cortantes e esforços normais, tanto para os concretos usuais com $f_{ck} \leq 50$ MPa, como também para os propostos para o Concreto de Alto Desempenho com $f_{ck} \leq 90$ MPa. A seguir são definidas as nomenclaturas a serem consideradas nos itens que se seguem.

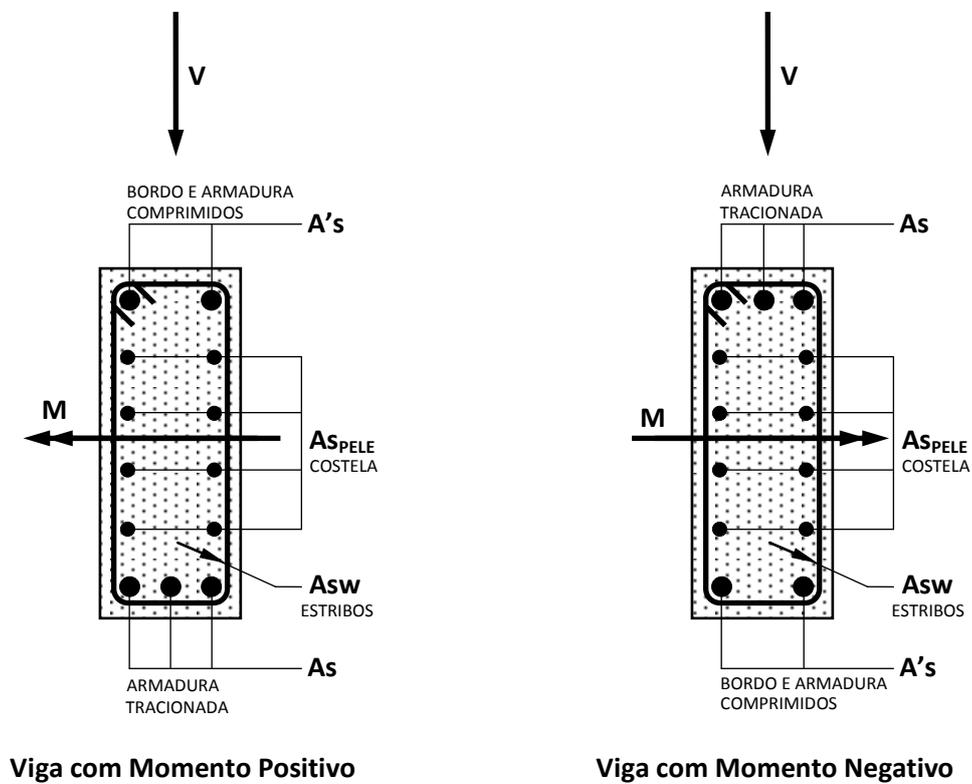


Figura 2 a – Seção transversal de vigas de concreto armado

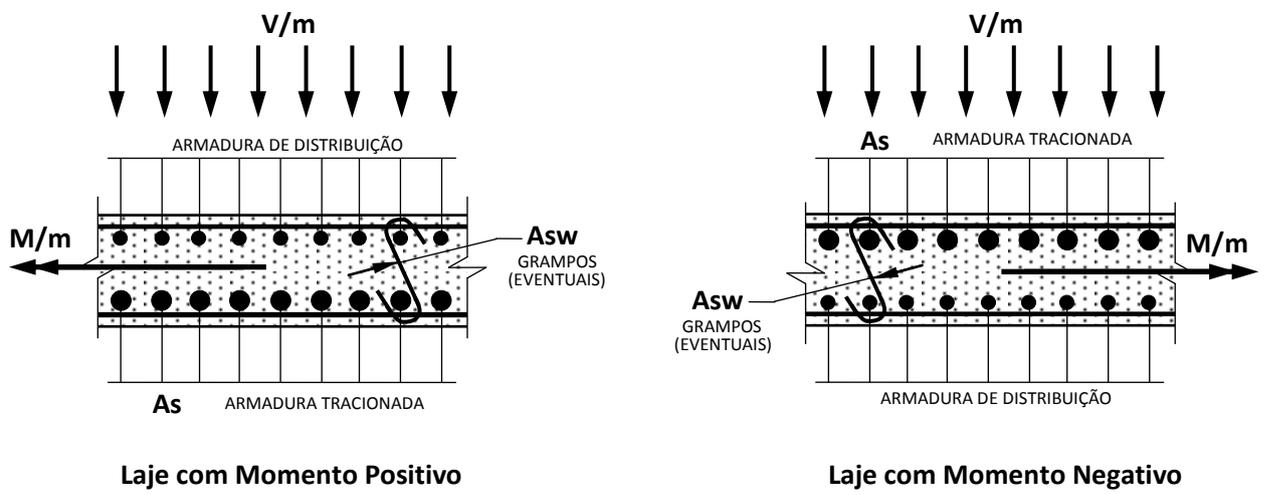


Figura 2 b – Seção transversal de lajes de concreto armado

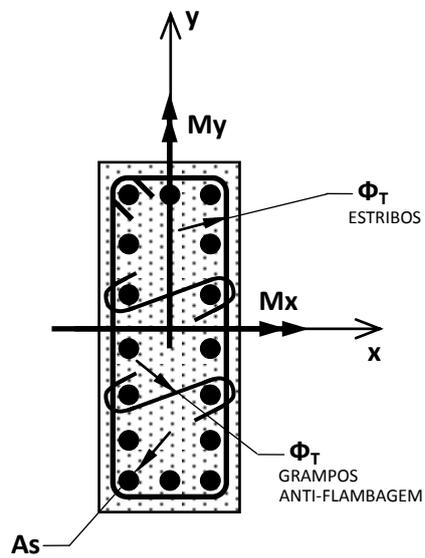


Figura 2 c – Seção transversal de pilares de concreto armado

2.1 NBR 6118: 2007, $f_{ck} \leq 50$ MPa

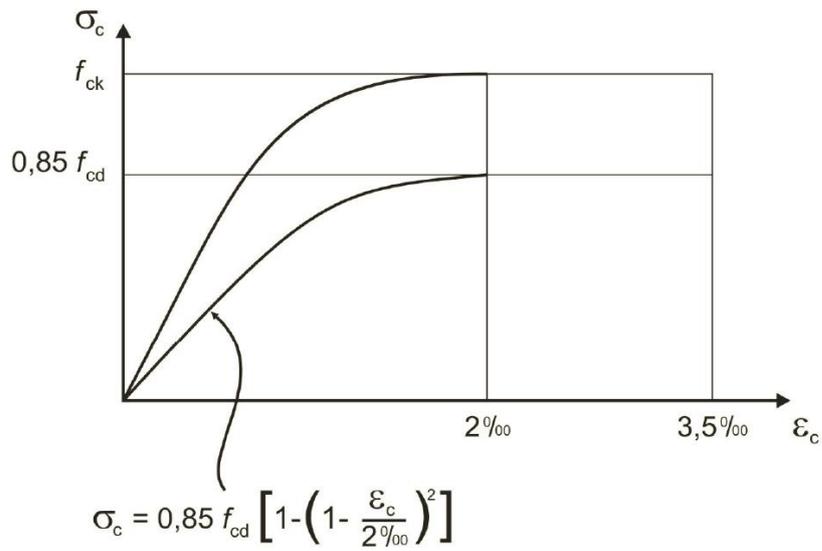


Figura 2.1 a – Compressão do concreto - Diagrama tensão-deformação idealizado
(Item 8.2.10.1 da NBR 6118:2007)

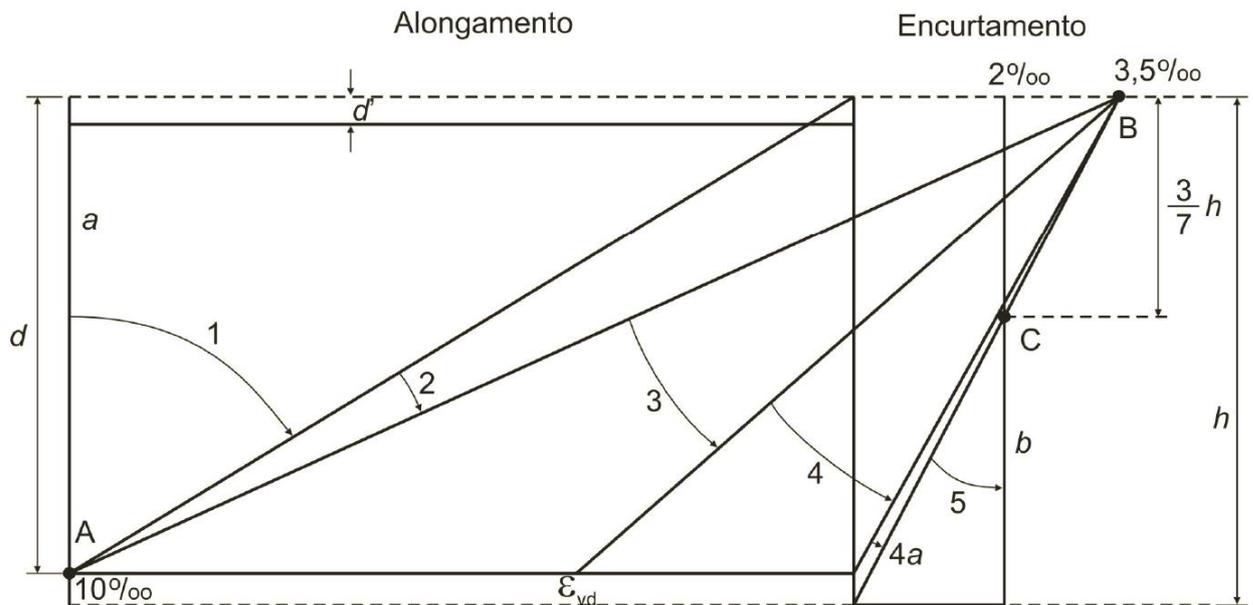


Figura 2.1 b – Domínios de estado limite último de uma seção transversal
(Item 17.2.2 da NBR 6118: 2007)

Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

reta a: tração uniforme;

domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;

domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto

($\epsilon_c < 3,5\text{‰}$ e com o máximo alongamento permitido);

Ruptura convencional por encurtamento limite do concreto:

domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão

do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$);

domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à

compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);

domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;

domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;

reta b: compressão uniforme.

2.1.1 Flexão em vigas e lajes

A flexão simples em uma seção retangular de concreto armado pode ser verificada utilizando uma simplificação onde a região comprimida é representada por um diagrama retangular de tensões constantes e a tração é representada por uma força no centro de gravidade das armaduras.

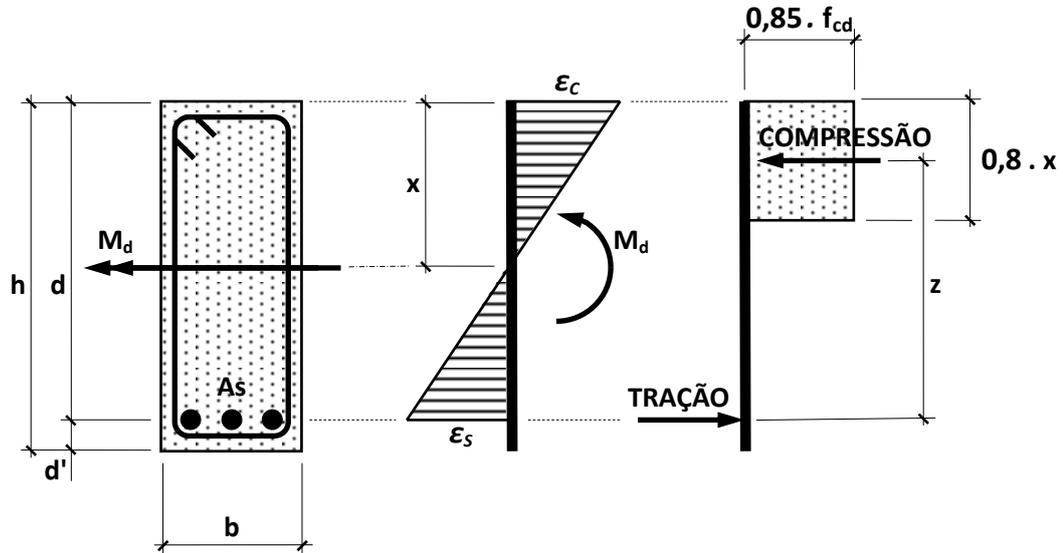


Figura 2.1.1 a – Seção retangular – Flexão – Equilíbrio da seção transversal

A seguir são apresentados os parâmetros para a geração de uma tabela de dimensionamento à flexão de seções retangulares, de acordo com a NBR 6118 2007:

$$kx = x/d; kz = z/d; z = d - (0,8/2) \cdot x; kz = 1 - (0,8/2) \cdot kx$$

$$Md = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot kx \cdot d \cdot kz \cdot d; Md = KMD \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$KMD \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot kx \cdot d \cdot kz \cdot d$$

$$\mathbf{KMD = 0,85 \cdot 0,8 \cdot kx \cdot kz}$$

Limitações:

$$f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \rightarrow x/d \leq 0,50$$

$$f_{ck} > 35 \text{ MPa} \rightarrow x/d \leq 0,40$$

f_{ck} [MPa]	≤ 50	
kx	KMD	kz
0,02	0,013	0,992
0,04	0,027	0,984
0,06	0,040	0,976
0,08	0,053	0,968
0,10	0,065	0,960
0,12	0,078	0,952
0,14	0,090	0,944
0,16	0,102	0,936
0,18	0,114	0,928
0,20	0,125	0,920
0,22	0,136	0,912
0,24	0,148	0,904
0,26	0,158	0,896
0,28	0,169	0,888
0,30	0,180	0,880
0,32	0,190	0,872
0,34	0,200	0,864
0,36	0,210	0,856
0,38	0,219	0,848
0,40	0,228	0,840
0,42	0,238	0,832
0,44	0,247	0,824
0,46	0,255	0,816
0,48	0,264	0,808
0,50	0,272	0,800

$KMD = M_d / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$
 $M_d ; f_{cd} = [kN/m^2]$
 $b ; d = [m]$

$f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \rightarrow kx \leq 0,50$
 $35 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow kx \leq 0,40$

Tabela 2.1.1 – Tabela de KMD, $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$

a) Armadura de flexão (A_s) nos Domínios 2 e 3:

Nestes domínios, quando a seção é capaz de resistir somente com armadura simples, todo esforço de compressão é resistido pelo concreto e toda a tração é absorvida pela armadura longitudinal (A_s). As expressões a seguir são válidas também, no caso em que a seção necessita de armadura de compressão, para avaliar o equilíbrio da primeira parcela da armadura de tração com a compressão resistida pelo concreto.

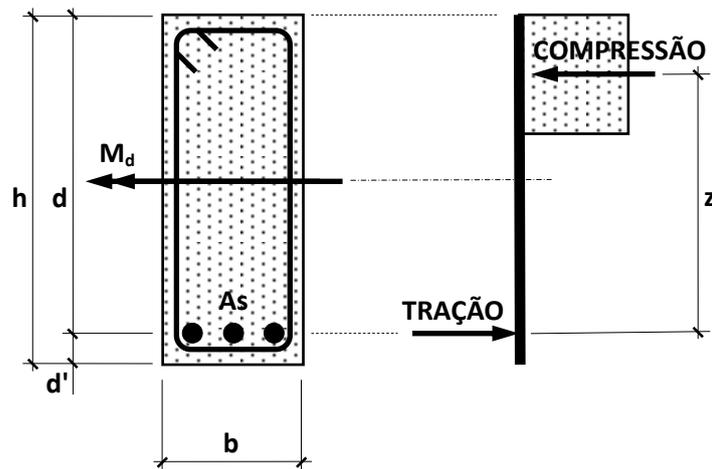


Figura 2.1.1 b – Seção transversal de uma seção retangular de concreto armado.

A seguir são apresentadas as equações para o dimensionamento à flexão de seções retangulares, de acordo com a NBR 6118:2007:

$$KMD = M_d / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) \quad M_d = [\text{kN/m}^2]; f_{cd} = [\text{kN/m}^2]; b = [\text{m}]; d = [\text{m}]$$

$$A_s = M_d / (kz \cdot d \cdot \sigma_{sd}) \quad A_s = [\text{cm}^2]; M_d = [\text{kN.m}]; d = [\text{m}]; \sigma_{sd} = [\text{kN/cm}^2]$$

$$A_{s,\text{MÍN}} = \rho_{\text{MÍN}} \cdot b \cdot h \quad \text{Aço CA-50: } \sigma_{sd} = 50 / 1,15 = 43,47 \text{ kN/cm}^2$$

	$\rho_{\text{MÍN}} [\%]$						
f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
$\rho_{\text{MÍN}}$	0,15	0,15	0,173	0,201	0,23	0,259	0,288

b) Armadura dupla (As e A's):

Quando o concreto comprimido, sem armadura de compressão, encontrar-se-ia no domínio 4 ($KMD > KMD_{LIM}$), significaria dizer que este concreto estaria rompendo à compressão e o aço da armadura não estaria escoando. Essa situação não é permitida pela NBR 6118. Considerando a resistência conferida pela armadura de compressão (A's), a seção pode ser dimensionada no domínio 3, sendo a tração absorvida pela armadura "As" e a compressão pelo concreto mais a armadura "A's".

Considerando as seções planas, temos a compatibilidade entre deformações das armaduras comprimida e tracionada conforme a figura abaixo:

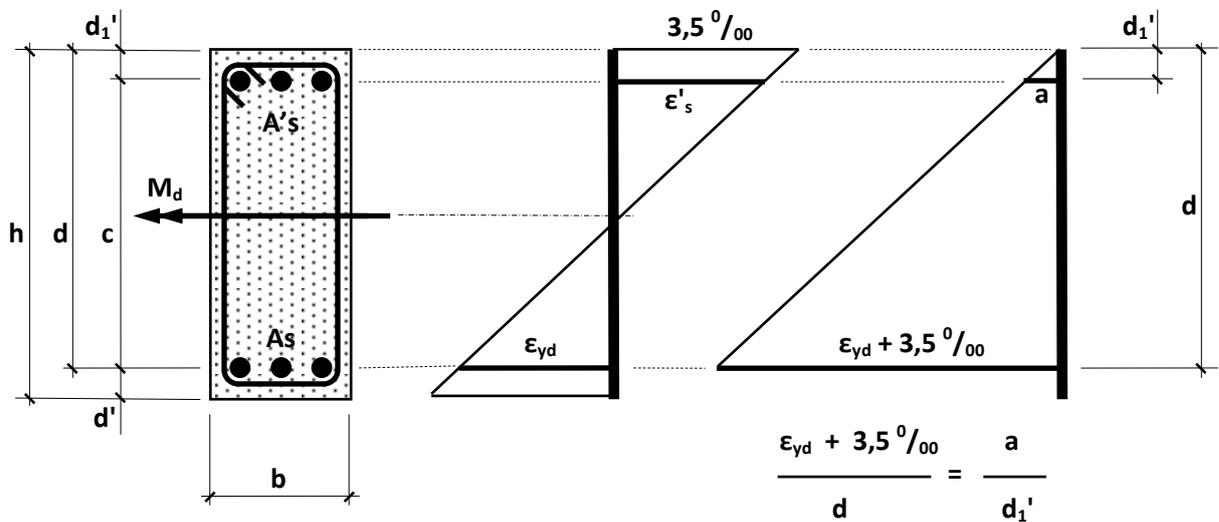


Figura 2.1.1 c – Deformações das armaduras comprimida e tracionada.

A seguir são apresentadas as equações para o dimensionamento à flexão de seções retangulares com armaduras de tração e compressão, de acordo com a NBR 6118:

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{M_{lim}}{KZ_{lim} \cdot d} + \frac{\Delta M_d}{c} \right) \quad M_{lim} = KMD_{lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \quad \Delta M_d = M_d - M_{lim}$$

$$\frac{\varepsilon_{yd} + 3,5 \text{ ‰}}{d} = \frac{a}{d_1'} \quad \varepsilon_{yd} = 2,07 \text{ ‰} \quad \varepsilon'_s = 3,5 \text{ ‰} - a \quad E_s = \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} = 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma'_{sd} = E_s \cdot \varepsilon'_s \quad \text{Quando: } \varepsilon'_s \geq \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma'_{sd} = f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,47 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad A's = \frac{\Delta M_d}{c \cdot \sigma'_{sd}}$$

OBS: $\varepsilon'_s \geq \varepsilon_{yd}$ é a situação usual no dimensionamento, a menos de um caso extremo em que a armadura de compressão esteja muito próxima ao centro geométrico da seção.

2.1.2 Força Cortante em vigas

As equações da NBR 6118:2007 para o cálculo do cisalhamento são apresentadas abaixo.

Força cortante máxima admitida para evitar a ruptura da diagonal comprimida (V_{rd2}):

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot (1 - f_{ck} / 250 \text{ MPa}) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde o valor de cálculo da resistência à tração do concreto, f_{ctd} , é expresso na forma abaixo, considerando como unidade o MPa (megapascal) e o fator de minoração da resistência do concreto $\gamma_c = 1,4$; b_w e d são a largura e a altura útil da seção.

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

A força cortante solicitante, com seu valor de cálculo (V_{sd}) definido a partir de seu valor característico (V_{sd}), considerando o fator de majoração de cargas $\gamma_f = 1,4$ é:

$$V_{sd} = (V_{sk} \cdot 1,4); \quad V = [\text{kN}]$$

Se $V_{sd} < V_{rd2}$, o concreto resiste ao esmagamento do concreto, devido à compressão na biela inclinada.

No Modelo I da NBR6118, a parcela da força cortante resistida pelo concreto, V_c , é determinada na forma:

$$V_c = V_{c0} \text{ (caso de flexão simples)}$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

A parcela da força cortante resistida pela aço, V_{sw} , é então determinada como:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

Se $V_{sw} > 0$, é necessária armadura de cisalhamento (estribos verticais).

$$A_{sw} = V_{sw} / (0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}); \quad V_{sw} = [\text{kN}]; \quad d = [\text{m}]; \quad f_{ywd} = [\text{kN/cm}^2]; \quad A_{sw} = [\text{cm}^2/\text{m}]$$

Onde f_{ywd} é o valor de cálculo da resistência à tração do aço da armadura transversal.

Caso contrário, deve ser considerada a armadura mínima:

$$A_{sw\text{mín}} = (0,2 \cdot f_{ct,m} / f_{ywk}) \cdot b$$

2.1.3 Força Cortante em lajes

Lajes sem armadura para força cortante:

Nesta caso, a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) não pode superar a força cortante limite V_{rd1} :

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

Sendo os parâmetros desta expressão definidos como:

$$\tau_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$$

Sendo A_{s1} a armadura positiva na região do apoio e b_w e d , a largura e a altura útil da seção.

$$K = 1,6 - d$$

σ_{cp} : parâmetro somente utilizado para concreto protendido

$$V_{sd} = (V_{sk} \cdot 1,4); \quad V = [\text{kN}]$$

Se $V_{sd} < V_{rd1}$, não é necessária armadura de cisalhamento.

Lajes com armadura para força cortante:

Quando $V_{sd} > V_{rd1}$, é necessária armadura de cisalhamento.

$$A_{sw} = V_{sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}); \quad V_{sd} = [\text{kN/m}]; \quad d = [\text{m}]; \quad f_{ywd} = [\text{kN/cm}^2]; \quad A_{sw} = [\text{cm}^2/\text{m}^2]$$

Valores limites para f_{ywd} :

$$f_{ywd} \leq 250 \text{ kN/cm}^2 \text{ para lajes com espessura } \leq 15 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} \leq 435 \text{ kN/cm}^2 \text{ para lajes com espessura } > 35 \text{ cm}$$

Para $15 \leq \text{espessura} < 35$, interpolar os valores de f_{ywd}

2.1.4 Pilares ($\lambda \leq 90$)

Serão apresentados critérios para o dimensionamento dos pilares usuais de edificações, em que o índice de esbeltez não supera 90 nas duas direções.

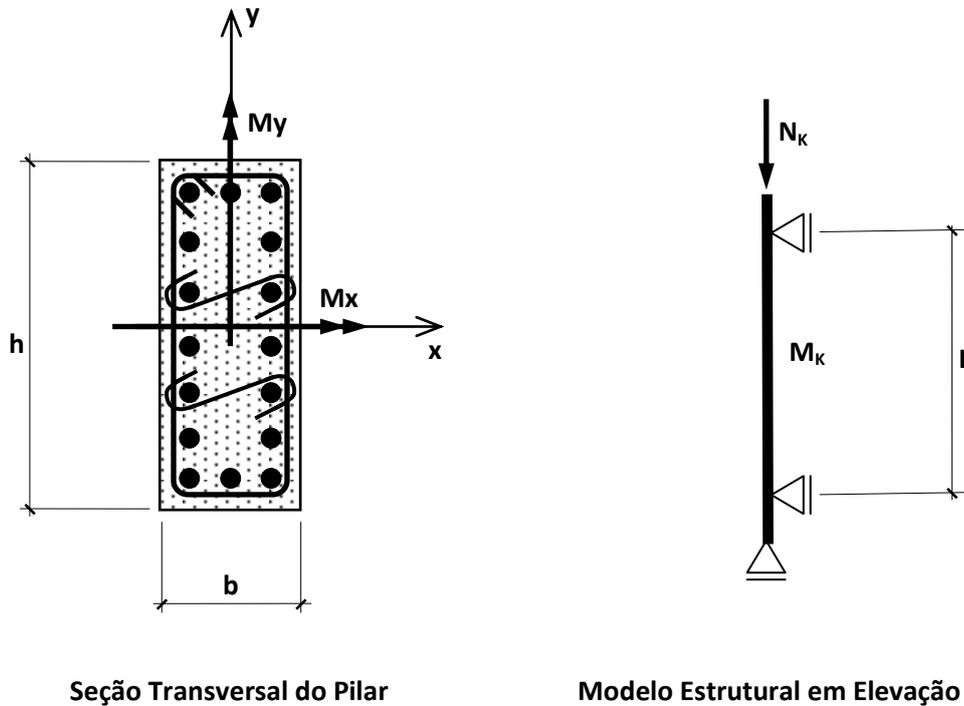


Figura 2.1.4 a – Pilares – Definição dos modelos de cálculo e seção transversal

a) Comprimentos efetivos de flambagem

$$L_{efx} = K_Y \cdot L$$

$$L_{efy} = K_Z \cdot L$$

$$L_{efy} = [m]$$

Sendo $K = 1,0$ para edificações convencionais, em estruturas de nós fixos, segundo o item 15.6 da NBR 6118:2007.

b) Excentricidades de 1ª Ordem

$$e_{1x} = \left| \frac{M_{ky}}{N_k} \right|$$

$$e_1 = [m]$$

$$e_{1y} = \left| \frac{M_{kx}}{N_k} \right|$$

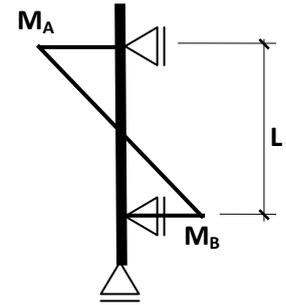
c) Definição do parâmetro (α_b)

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot (M_B / M_A)$$

Sendo “ M_A ” o maior valor absoluto entre os dois momentos nas extremidades e $1,0 \leq \alpha_b \leq 0,4$

Se ao longo da altura existirem cargas transversais, usar $\alpha_b = 1,0$

Para os momentos mínimos deve também ser considerado $\alpha_b = 1,0$



d) Índices de esbeltez limite (λ_1) para a consideração de efeitos locais de segunda ordem

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

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

$$\lambda_1 = [\text{adimensional}]$$

Quando “ λ_1 ” for menor do que 35, adotar $\lambda_1 = 35$.

Sendo $35 < \lambda_1 < 90$

e) Índices de esbeltez (λ)

$$\lambda_x = \sqrt{12} \cdot \frac{L_{\text{efx}}}{h_{\text{pilar}}} \quad (\text{“gira em “x””})$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \cdot \frac{L_{\text{efy}}}{b_{\text{pilar}}} \quad (\text{“gira em “y””})$$

$$\lambda_y = [\text{adimensional}]$$

Quando $\lambda > \lambda_1$, devemos considerar os efeitos de 2ª ordem.

f) Verificação dos índices de esbeltez para a consideração de efeitos de 2ª ordem:

Direção x - $\lambda_x > \lambda_{1x}$ - há esforços de 2ª ordem.

Direção y - $\lambda_y < \lambda_{1y}$ - não há esforços de 2ª ordem.

g) Momentos mínimos de primeira ordem

É sempre obrigatória a verificação dos momentos mínimos nas duas direções:

$$M_{1dx.mín} = (N_k \cdot 1,4) \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h_{\text{pilar}})$$

$$M_{1dy.mín} = (N_k \cdot 1,4) \cdot (0,015 + 0,03 \cdot b_{\text{pilar}})$$

$$M_{1d.mín} = [\text{kNm}]$$

h) Momentos de cálculo (M_d)

Devem ser considerados os momentos aplicados (obtidos da análise estrutural) e os momentos mínimos.

$$\text{Dir. X} \begin{cases} M_{dx} = 1,4 \cdot M_{kx} \\ M_{1dx.mín} \end{cases} \quad \text{Dir. Y} \begin{cases} M_{dy} = 1,4 \cdot M_{ky} \\ M_{1dy.mín} \end{cases}$$

$$M_d = [\text{kNm}]$$

Para os momentos aplicados há necessidade de verificação da flexão composta obíqua. Para os momentos mínimos deve ser feita a verificação da flexão composta reta nas duas direções.

i) Efeitos de 2ª ordem segundo o Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada

As definições anteriores indicam que, quando $\lambda > \lambda_1$, existem esforços de 2ª ordem a serem considerados. Neste caso, a compressão atuante no pilar multiplicada por uma determinada excentricidade de 2ª ordem, produzirá um momento fletor adicional ao momento já $M_{2dx} = \alpha_{bx} \cdot M_{dx} + |1,4 \cdot N_k| \cdot \frac{L_{efx}^2}{10} \cdot \left(\frac{1}{r_x}\right)$ atuante no pilar. O momento total “ M_{2dx} ” está apresentado abaixo:

→ Direção “x”:

$$v = N_k \cdot \frac{1,4}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\left(\frac{1}{r_x}\right) = \frac{0,005}{h_{pilar} \cdot (v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h_{pilar}} \quad \left(\frac{1}{r}\right) = [1 / m]$$

$$M_{2dx} = \underbrace{\alpha_{bx} \cdot M_{dx}}_{\substack{\text{PARCELA} \\ \text{DE} \\ \text{1ª ORDEM}}} + \underbrace{|1,4 \cdot N_k| \cdot \frac{L_{efx}^2}{10} \cdot \left(\frac{1}{r_x}\right)}_{\substack{\text{PARCELA} \\ \text{DE} \\ \text{2ª ORDEM}}}; \quad M_{2d} = [\text{kNm}]$$

→ Direção “y”:

$$v = N_k \cdot \frac{1,4}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\left(\frac{1}{r_y}\right) = \frac{0,005}{b_{pilar} \cdot (v+0,5)} \leq \frac{0,005}{b_{pilar}}$$

$$M_{2dy} = \alpha_{by} \cdot M_{dy} + |1,4 \cdot N_k| \cdot \frac{L_{efy}^2}{10} \cdot \left(\frac{1}{r_y}\right)$$

j) Armadura longitudinal – Ábacos adimensionais

Para a definição da armadura longitudinal são utilizados os ábacos adimensionais, de acordo com a apostila de SANTOS (2012). Segue a definição dos parâmetros adimensionais necessários para a utilização nos ábacos adimensionais:

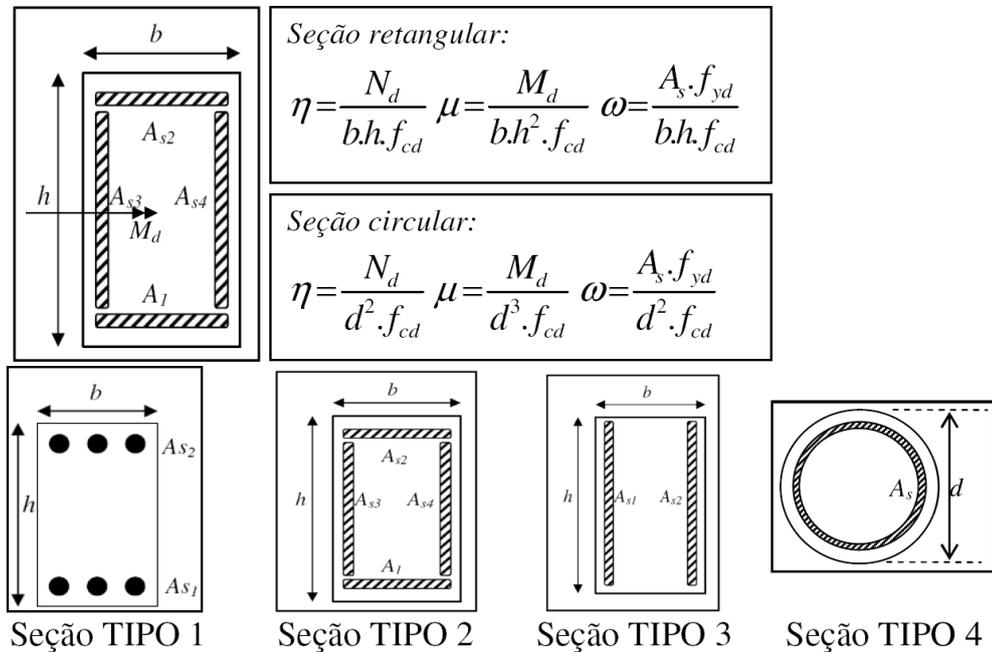


Figura 2.1.4 b – Formulação dos ábacos adimensionais (SANTOS, 2012).

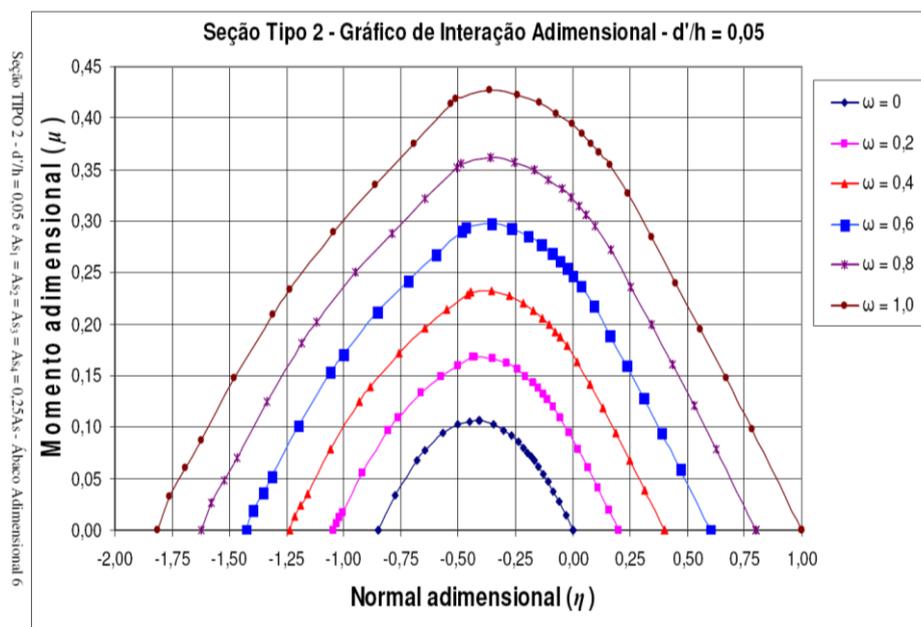
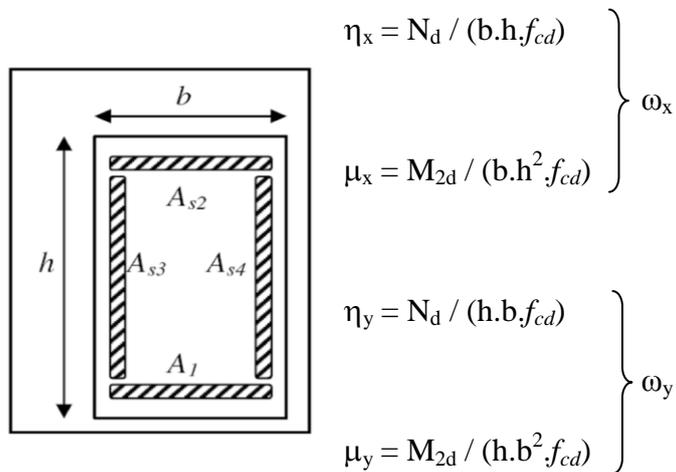


Figura 2.1.4 c – Exemplo do ábaco adimensional Tipo 2 (SANTOS, 2012).

Devem ser sempre verificados os momentos segundo as duas direções. Caso haja a aplicação simultânea de momentos em duas direções, uma verificação de flexão oblíqua será necessária.



Utilizando o maior valor de “ ω ”, temos:

$$\omega = (A_s f_{yd}) / (b \cdot h \cdot f_{cd})$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,15 \cdot N_d / f_{yd} > 0,004 \times b_w \times h$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,04 \times b_w \times h$$

$$= 0,08 \times b_w \times h \text{ (na região das emendas)}$$

k) Armadura longitudinal – Flexo-compressão oblíqua

Para a definição da armadura longitudinal também são utilizadas planilhas de flexão composta reta (SANTOS, 2012) e seguindo o critério aproximado da NBR 6118, item 17.2.5.2.

Através de iterações obtemos os momentos resistentes M_{res_x} e M_{res_y} que devem estar na curva dos gráficos apresentados ilustrativamente a seguir:

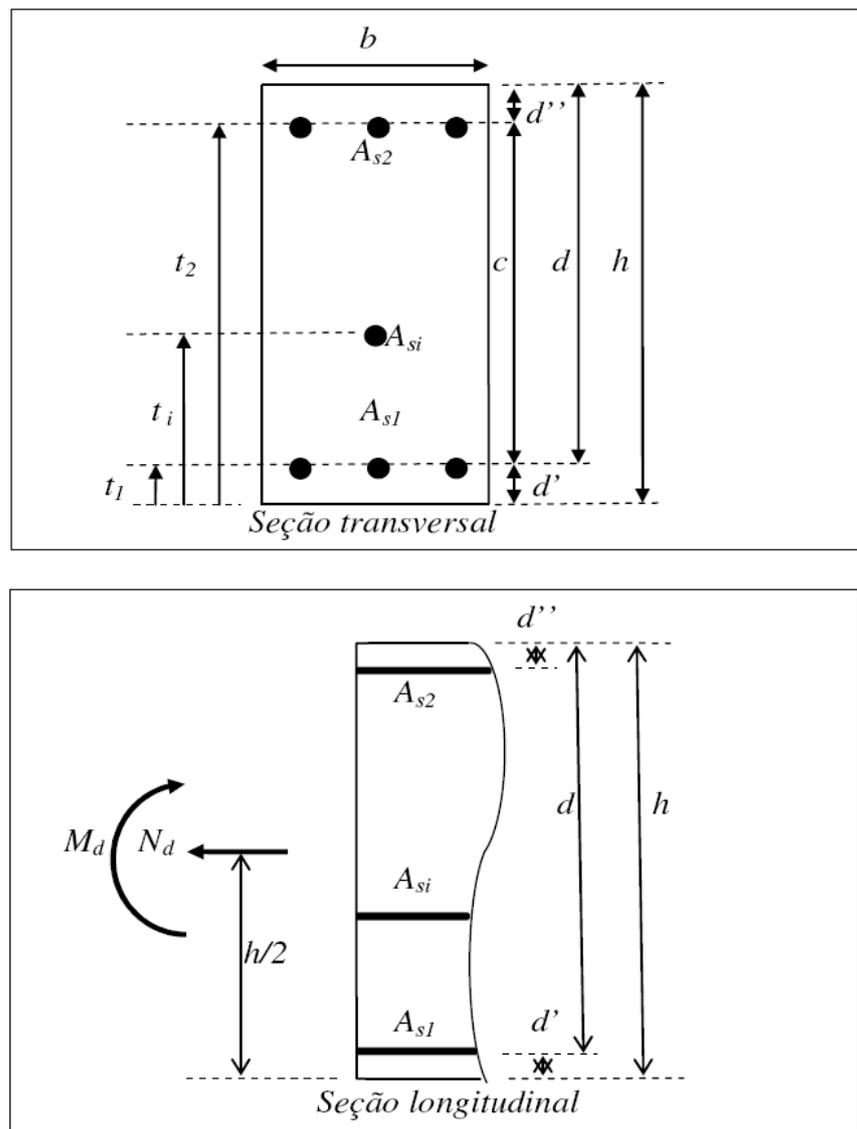


Figura 2.1.4 d – Disposição das armaduras e definições geométricas na planilha de flexão composta reta (SANTOS, 2012).

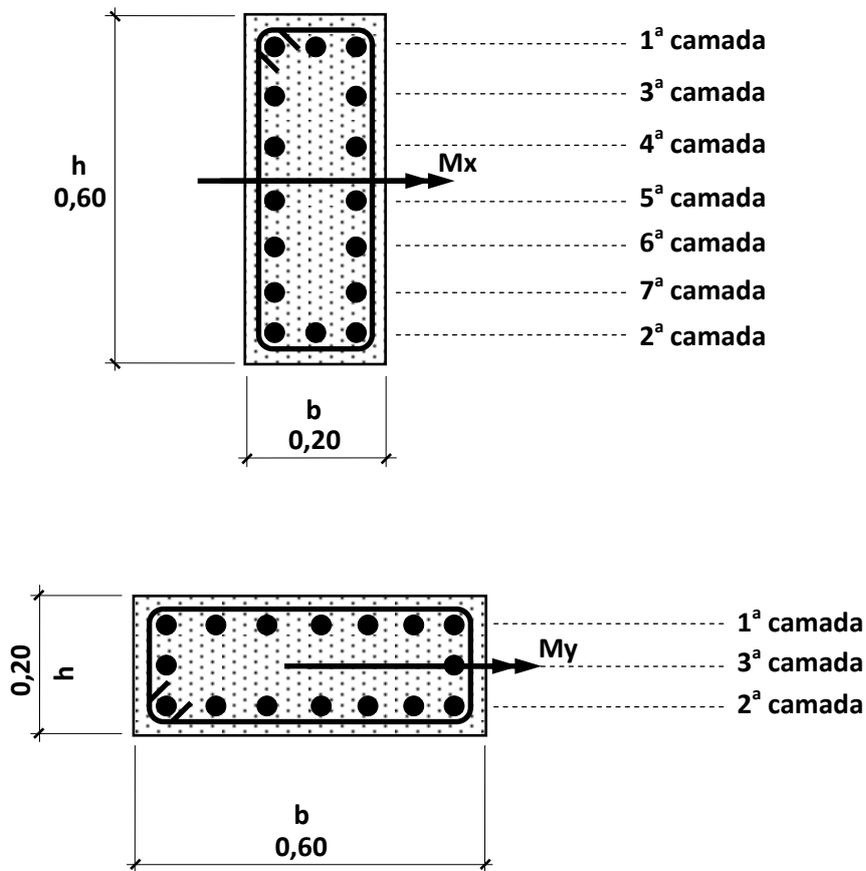


Figura 2.1.4 e – Disposição das armaduras na planilha de flexão composta reta (SANTOS, 2012).

Obs.: Como o número máximo de camadas de armadura na planilha é sete, podem ser aglutinadas duas camadas em uma só, no C.G. das armaduras, quando necessário.

Na verificação aproximada da flexo-compressão oblíqua deve ser respeitada a equação abaixo (item 17.2.5.2 da NBR 6118):

$$\left(\frac{M_{2dx}}{M_{res_x}}\right)^{1,2} + \left(\frac{M_{2dy}}{M_{res_y}}\right)^{1,2} \leq 1,0$$

Onde: M_{2dx} = Momento atuante na direção X

M_{res_x} = Momento resistente na direção X obtido nas planilhas

M_{2dy} = Momento atuante na direção Y

M_{res_y} = Momento resistente na direção Y obtido nas planilhas

Nas planilhas abaixo, uma vez fixada a compressão máxima, pode-se de maneira iterativa, aumentar o momento até a obtenção do momento resistente máximo (“x” ou “y”), que ocorre quando o ponto toca a curva superior do gráfico.

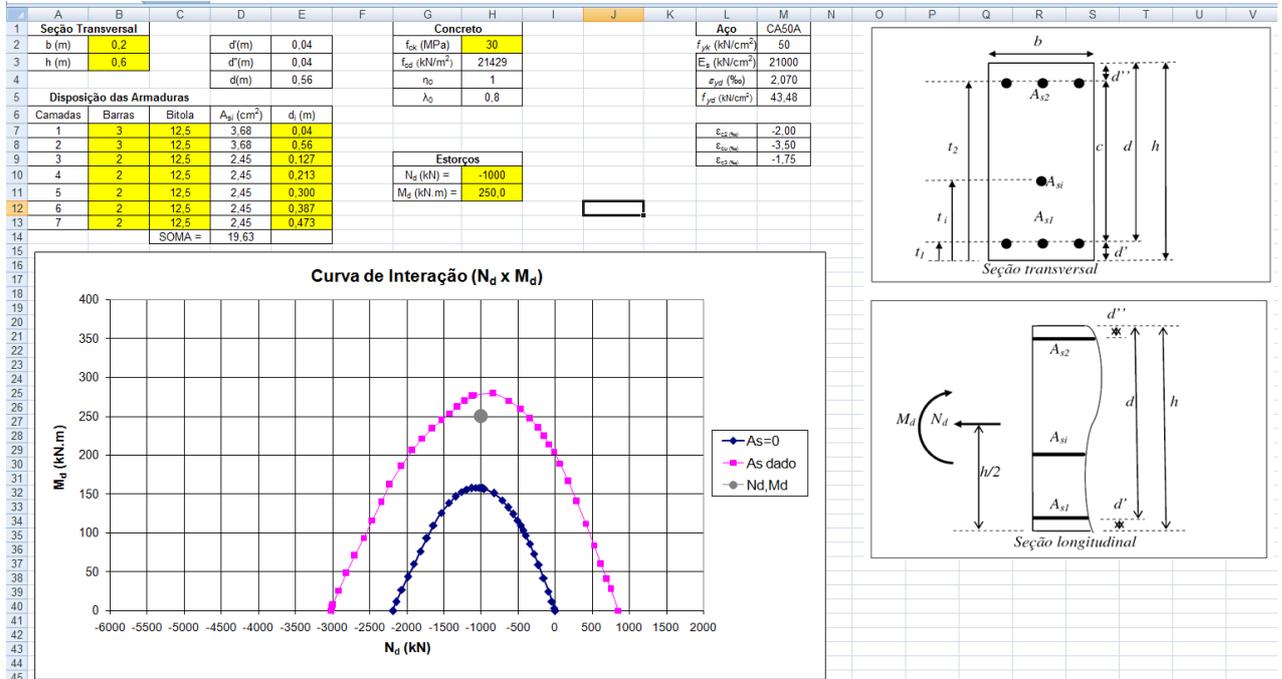


Figura 2.1.4 f – Obtenção do “ M_{res_x} ”: “Flexão Composta.xlsx” (SANTOS, 2012)

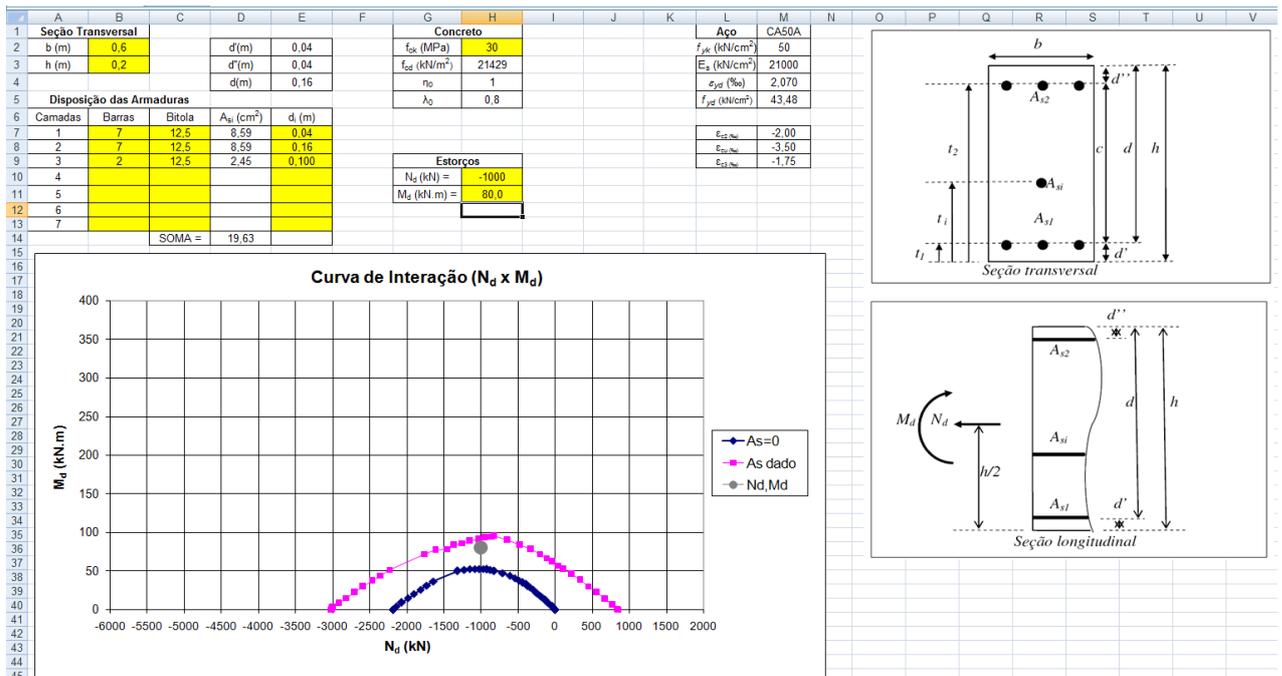


Figura 2.1.4 g – Obtenção do “ M_{res_y} ”: “Flexão Composta.xlsx” (SANTOS, 2012)

1) Armadura transversal - detalhamento

Definição dos requisitos para o detalhamento da armadura transversal:

$$\phi_{\text{transv}} \begin{cases} \geq 5 \text{ mm} \\ \geq 25\% \phi_{\text{longitud}} \end{cases}$$

$$e_T \begin{cases} \leq 20 \text{ cm} \\ \leq \text{menor dimensão da seção} \\ \leq 12 \cdot \phi_{\text{longitud}} \end{cases}$$

Verificação da eficiência dos grampos anti-flambagem ou dos estribos:

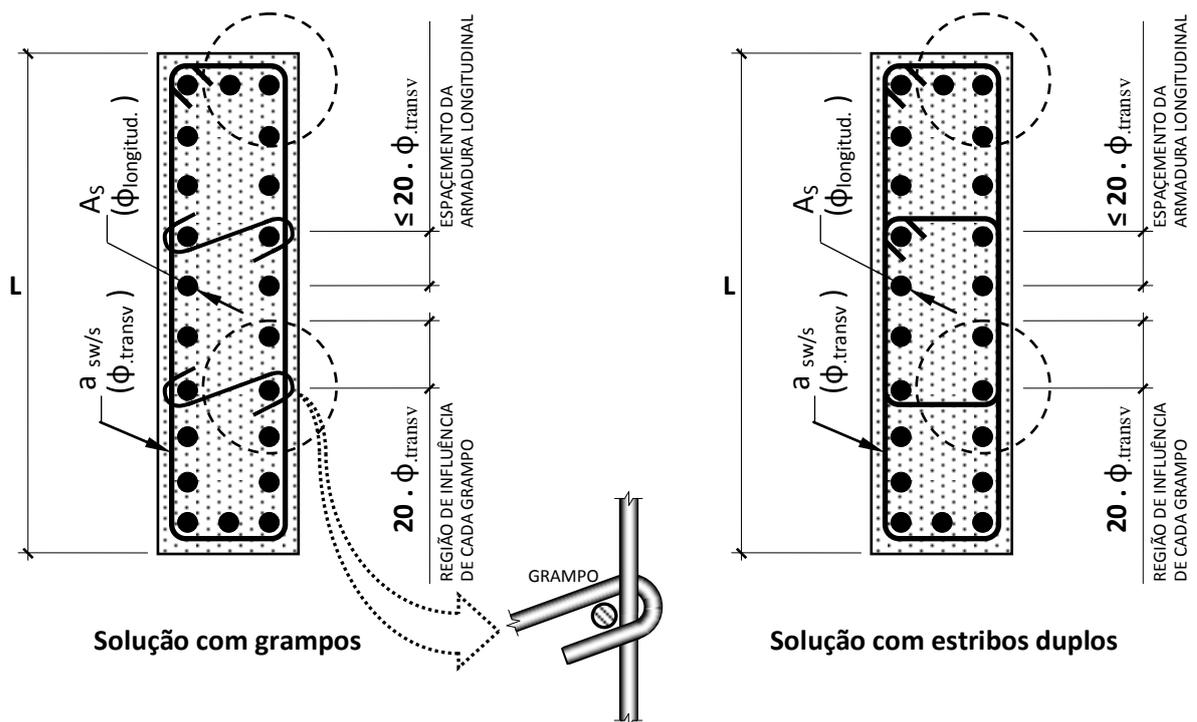


Figura 2.1.4 h – Pilares – detalhamento da armadura transversal.

No caso de pilares-parede: $a_{sw/s} \geq 25\% \cdot (\sum A_s / 2L)$

m) Armadura transversal – verificação do esforço cortante

A armadura transversal do pilar serve primeiramente para evitar a flambagem das barras longitudinais sujeitas à compressão. Também tem a função de combater possíveis esforços cortantes nas direções transversais ao pilar. Nesta finalidade, o dimensionamento é análogo ao das vigas, de acordo com o item 2.1.2.

A armadura de cisalhamento obtida deverá ser comparada com a armadura transversal do pilar (ver folha anterior).

2.2 NBR 6118 - PROJETO DE REVISÃO, $f_{ck} \leq 90$ MPa

Neste item 2.2 são apresentadas as alterações fundamentais feitas na NBR 6118 na sua versão 2012, ainda aberta para comentários. Os itens da norma que não sofreram alterações foram identificados como: “Idem item 2.1”. Vale ressaltar que somente foram informadas as alterações mínimas necessárias para o dimensionamento de vigas, lajes e pilares.

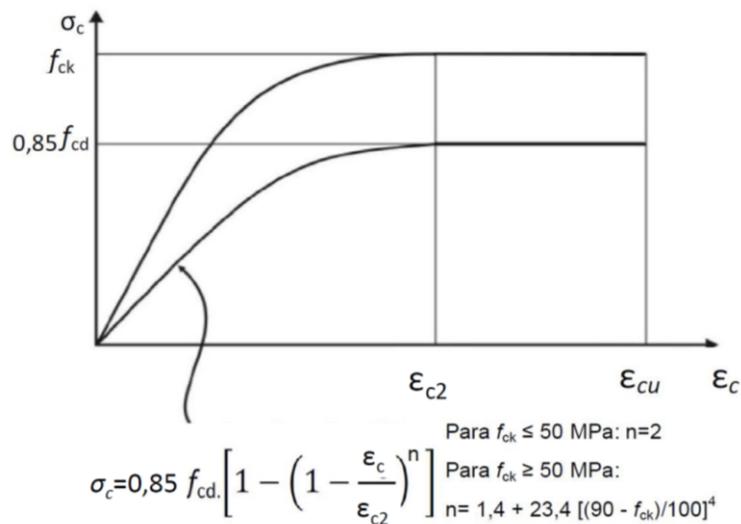


Figura 2.2 a – Compressão no concreto - Diagrama tensão-deformação idealizado (Item 8.2.10.1 da NBR 6118:2012).

Quando $f_{ck} \leq 50$ MPa:

$$\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

Quando $50 < f_{ck} \leq 90$ MPa:

$$\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot [(90 - f_{ck}) / 100]^4$$

2.2.1 Flexão em vigas e lajes

A flexão simples em uma seção retangular de concreto armado segue podendo ser verificada utilizando a simplificação de se considerar a região comprimida representada por um diagrama retangular de tensões constantes e a tração por uma força no centro de gravidade das armaduras. Novos parâmetros α_c e λ são definidos nesta versão 2012.

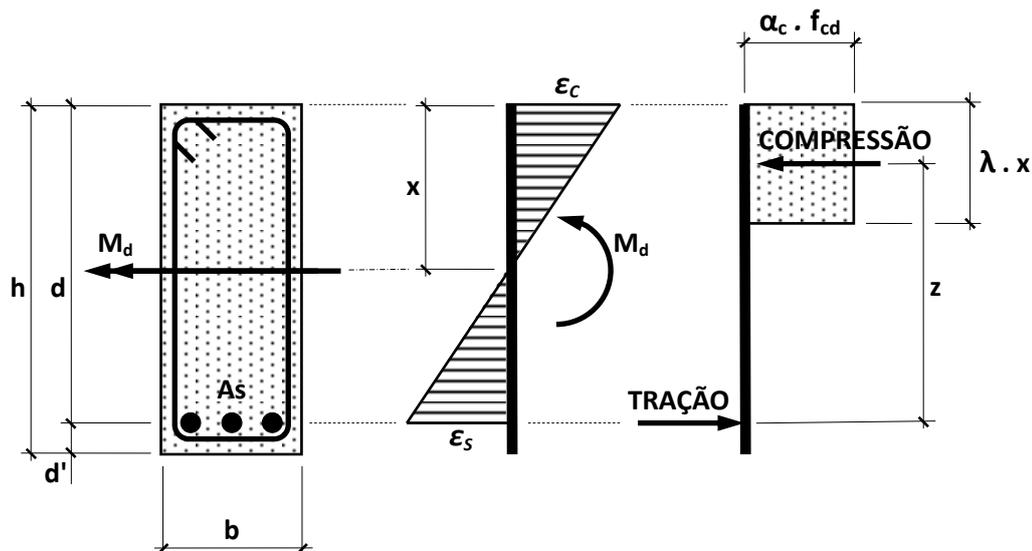


Figura 2.2.1 – Seção retangular – Flexão – Equilíbrio da seção transversal

A seguir são apresentados os parâmetros para desenvolver a tabela de dimensionamento à flexão de seções retangulares, de acordo com NBR 6118:2012:

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$$

$$\alpha_c = 0,85 \cdot [1 - (f_{ck} - 50)/200]$$

$$kx = x/d; kz = z/d; z = d - (\lambda/2) \cdot x; kz = 1 - (\lambda/2) \cdot kx$$

$$Md = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot kx \cdot d \cdot kz \cdot d; Md = KMD \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$KMD \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot kx \cdot d \cdot kz \cdot d$$

$$\mathbf{KMD = \alpha_c \cdot \lambda \cdot kx \cdot kz}$$

Limitações:

$$f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \rightarrow x/d \leq 0,50$$

$$35 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow x/d \leq 0,50 - (f_{ck} - 35) / 150$$

$$f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \rightarrow x/d \leq 0,40$$

f_{ck} [MPa]	≤ 50
λ	0,8
α_c	0,85

kx	kz	KMD
0,02	0,992	0,013
0,04	0,984	0,027
0,06	0,976	0,040
0,08	0,968	0,053
0,10	0,960	0,065
0,12	0,952	0,078
0,14	0,944	0,090
0,16	0,936	0,102
0,18	0,928	0,114
0,20	0,920	0,125
0,22	0,912	0,136
0,24	0,904	0,148
0,26	0,896	0,158
0,28	0,888	0,169
0,30	0,880	0,180
0,32	0,872	0,190
0,34	0,864	0,200
0,36	0,856	0,210
0,38	0,848	0,219
0,40	0,840	0,228
0,42	0,832	0,238
0,44	0,824	0,247
0,46	0,816	0,255
0,48	0,808	0,264
0,50	0,800	0,272

$f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \rightarrow x/d \leq 0,50$ $35 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow x/d \leq 0,50 - (f_{ck} - 35)/150$
--

Tabela 2.2.1 a – Tabela de KMD, $f_{ck} \leq 50$ MPa – Versão didática

f_{ck} [MPa]	55		60		65		70		75		80		85		90	
	kx	kz														
λ	0,788	0,775	0,775	0,763	0,75	0,738	0,725	0,713	0,701	0,688	0,675	0,663	0,651	0,639	0,627	0,615
α_c	0,829	0,808	0,786	0,765	0,744	0,723	0,701	0,680	0,659	0,638	0,617	0,596	0,575	0,554	0,533	0,512
0,02	0,992	0,992	0,992	0,992	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993
0,04	0,984	0,985	0,985	0,985	0,985	0,985	0,985	0,985	0,985	0,985	0,986	0,986	0,986	0,986	0,986	0,986
0,06	0,976	0,977	0,977	0,977	0,978	0,978	0,978	0,978	0,978	0,978	0,978	0,978	0,978	0,978	0,978	0,978
0,08	0,969	0,969	0,970	0,970	0,970	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971	0,971
0,10	0,961	0,961	0,962	0,962	0,963	0,963	0,963	0,963	0,963	0,963	0,964	0,964	0,964	0,964	0,964	0,964
0,12	0,953	0,954	0,954	0,954	0,955	0,955	0,955	0,955	0,955	0,955	0,956	0,956	0,956	0,956	0,956	0,956
0,14	0,945	0,946	0,946	0,947	0,947	0,948	0,948	0,948	0,948	0,948	0,949	0,949	0,949	0,949	0,949	0,949
0,16	0,937	0,938	0,938	0,939	0,939	0,940	0,940	0,940	0,940	0,940	0,941	0,941	0,941	0,941	0,941	0,941
0,18	0,929	0,930	0,931	0,931	0,933	0,934	0,934	0,934	0,934	0,934	0,935	0,935	0,935	0,935	0,935	0,935
0,20	0,921	0,923	0,924	0,924	0,925	0,926	0,926	0,926	0,926	0,926	0,928	0,928	0,928	0,928	0,928	0,928
0,22	0,913	0,915	0,916	0,916	0,918	0,919	0,919	0,919	0,919	0,919	0,920	0,920	0,920	0,920	0,920	0,920
0,24	0,906	0,907	0,909	0,909	0,910	0,912	0,912	0,912	0,912	0,912	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913	0,913
0,26	0,898	0,899	0,901	0,901	0,903	0,904	0,904	0,904	0,904	0,904	0,906	0,906	0,906	0,906	0,906	0,906
0,28	0,890	0,892	0,893	0,893	0,895	0,897	0,897	0,897	0,897	0,897	0,899	0,899	0,899	0,899	0,899	0,899
0,30	0,882	0,884	0,886	0,886	0,888	0,889	0,889	0,889	0,889	0,889	0,891	0,891	0,891	0,891	0,891	0,891
0,32	0,874	0,876	0,878	0,878	0,880	0,882	0,882	0,882	0,882	0,882	0,884	0,884	0,884	0,884	0,884	0,884
0,34	0,866	0,868	0,870	0,870	0,873	0,875	0,875	0,875	0,875	0,875	0,877	0,877	0,877	0,877	0,877	0,877
0,36	0,858	0,861	0,863	0,863	0,865	0,867	0,867	0,867	0,867	0,867	0,870	0,870	0,870	0,870	0,870	0,870
0,38	0,850	0,853	0,855	0,855	0,858	0,860	0,860	0,860	0,860	0,860	0,862	0,862	0,862	0,862	0,862	0,862
0,40	0,843	0,845	0,848	0,848	0,850	0,853	0,853	0,853	0,853	0,853	0,855	0,855	0,855	0,855	0,855	0,855

$f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \rightarrow x/d \leq 0,40$

Tabela 2.2.1 b – Tabela de KMD, $50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ – Versão didática

No Anexo I apresenta-se a tabela completa de KMD na versão prática para dimensionamento para $f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$.

a) **Armadura de flexão (As) nos Domínios 2 e 3:**

A versão 2012 da NBR6118 altera os valores de armadura mínima definidos na versão 2007.

$$A_{S,MÍN} = \rho_{MIN} \cdot b \cdot h$$

	$\rho_{MIN} [\%]$														
f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
	0,15	0,15	0,15	0,164	0,179	0,194	0,208	0,221	0,234	0,247	0,259	0,271	0,283	0,295	0,306

b) **Armadura dupla (As e A's)**

Idem item 2.1.1 b.

2.2.2 Força Cortante em vigas e lajes

São consideradas as mesmas expressões das seções 2.1.2 e 2.1.3, exceto que para concretos com f_{ck} superior a 50 MPa a resistência à tração média do concreto é expressa por:

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck})$$

2.2.3 Pilares ($\lambda \leq 90$)

Não há nenhuma alteração com relação às expressões apresentadas no item 2.1.4.

CAPÍTULO 3 - ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO

Neste item estão apresentados os dados utilizados para a elaboração do modelo matemático da edificação a ser analisada no programa SAP 2000 (Computer and Structures, Inc., 2007).

Trata-se de uma edificação de 35 pavimentos, e os modelos desenvolvidos são baseados nas plantas de arquitetura de um Flat/Hotel, localizado em Natal, no Rio Grande do Norte.

3.1 ARQUITETURA

A edificação de 35 pavimentos é composta de: 3 pavimentos diferentes: térreo, garagem e lazer; 12 pavimentos tipo do 4º ao 15º andar; 20 pavimentos tipo do 16º ao 35º andar;

O pé-direito é de aproximadamente 2,8 m. A casa de máquinas mede 2,8 m de altura e a caixa d'água mede 5,0 m de altura. Logo, a estimativa inicial da altura total “H” do edifício é:

$$H = (35 \times h) + 2,8 + 5,0 = (35 \times 2,8) + 7,8 = 105,8 \text{ m}$$

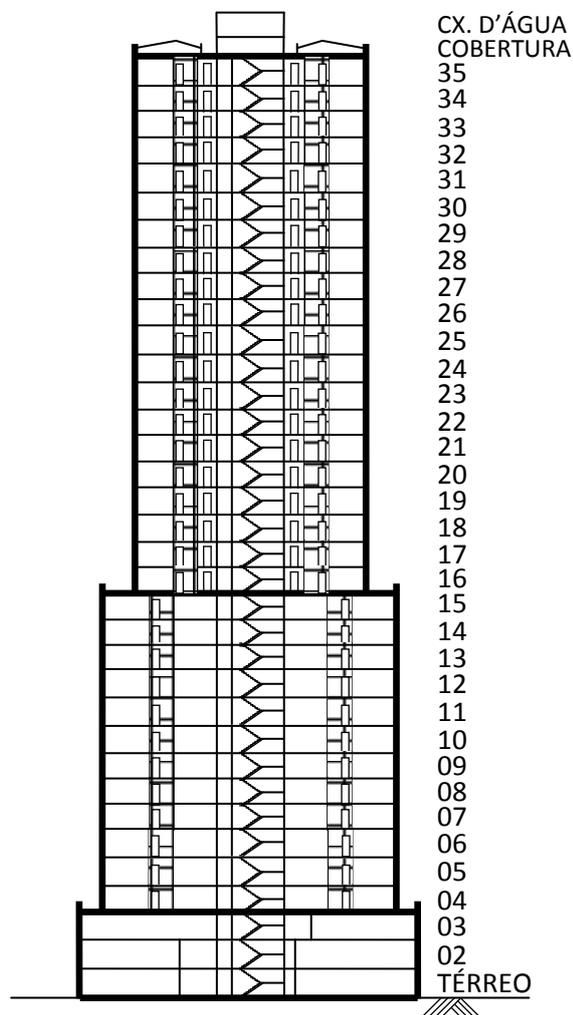


Figura 3.1 a – Corte esquemático do edifício

A seguir seguem as plantas baixas e cortes da arquitetura simplificada do edifício.

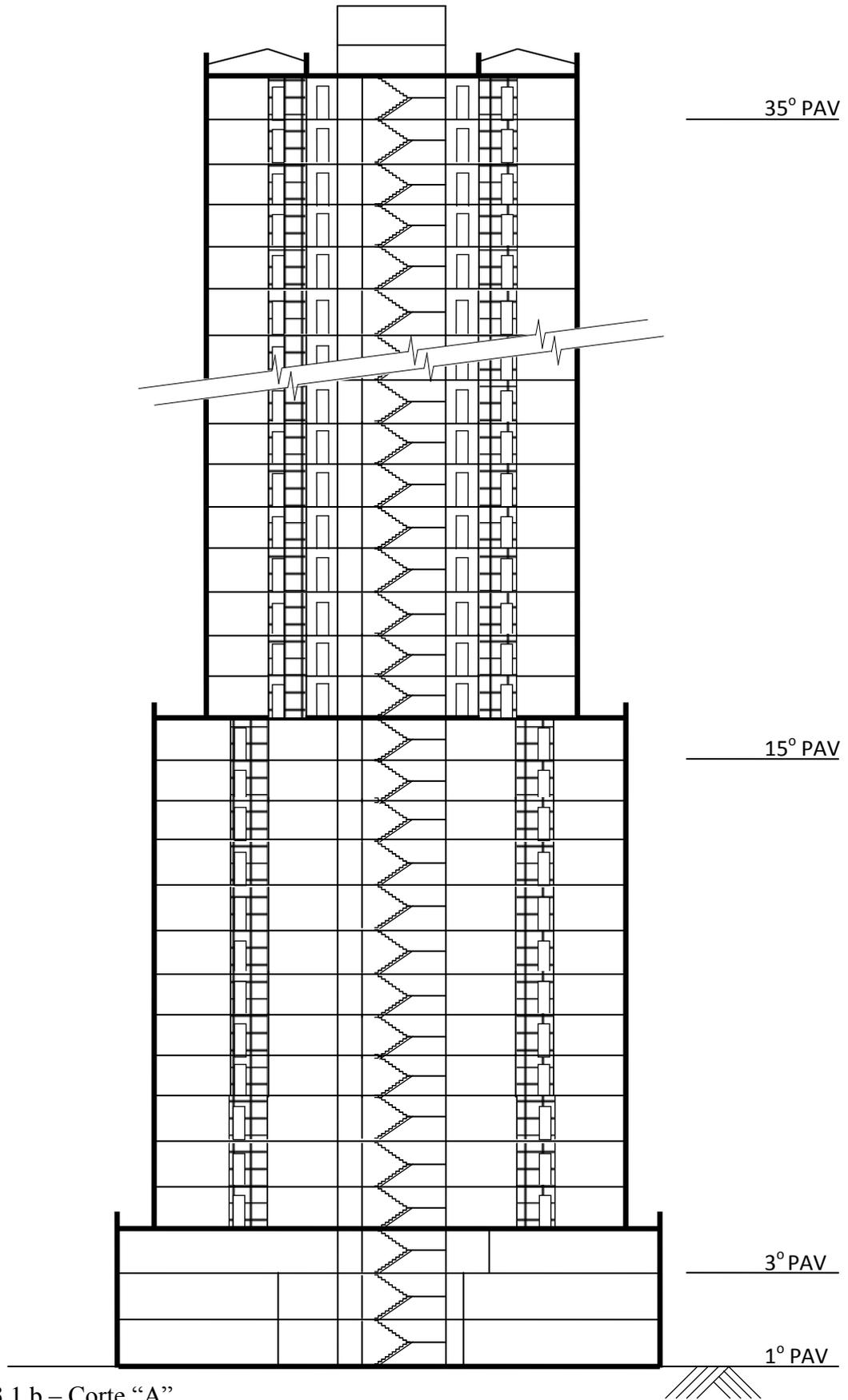


Figura 3.1 b – Corte “A”

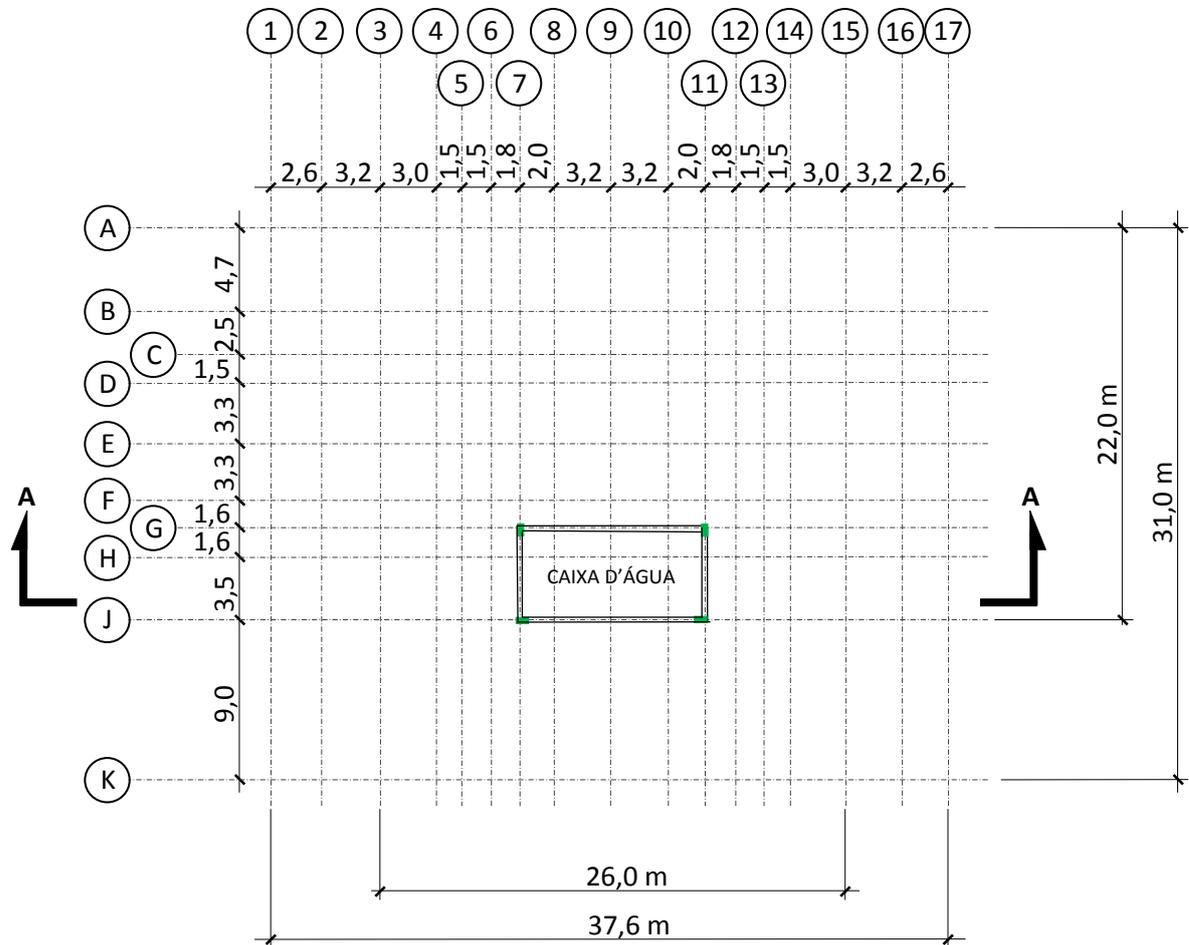


Figura 3.1 c – CAIXA D'ÁGUA – PLANTA BAIXA

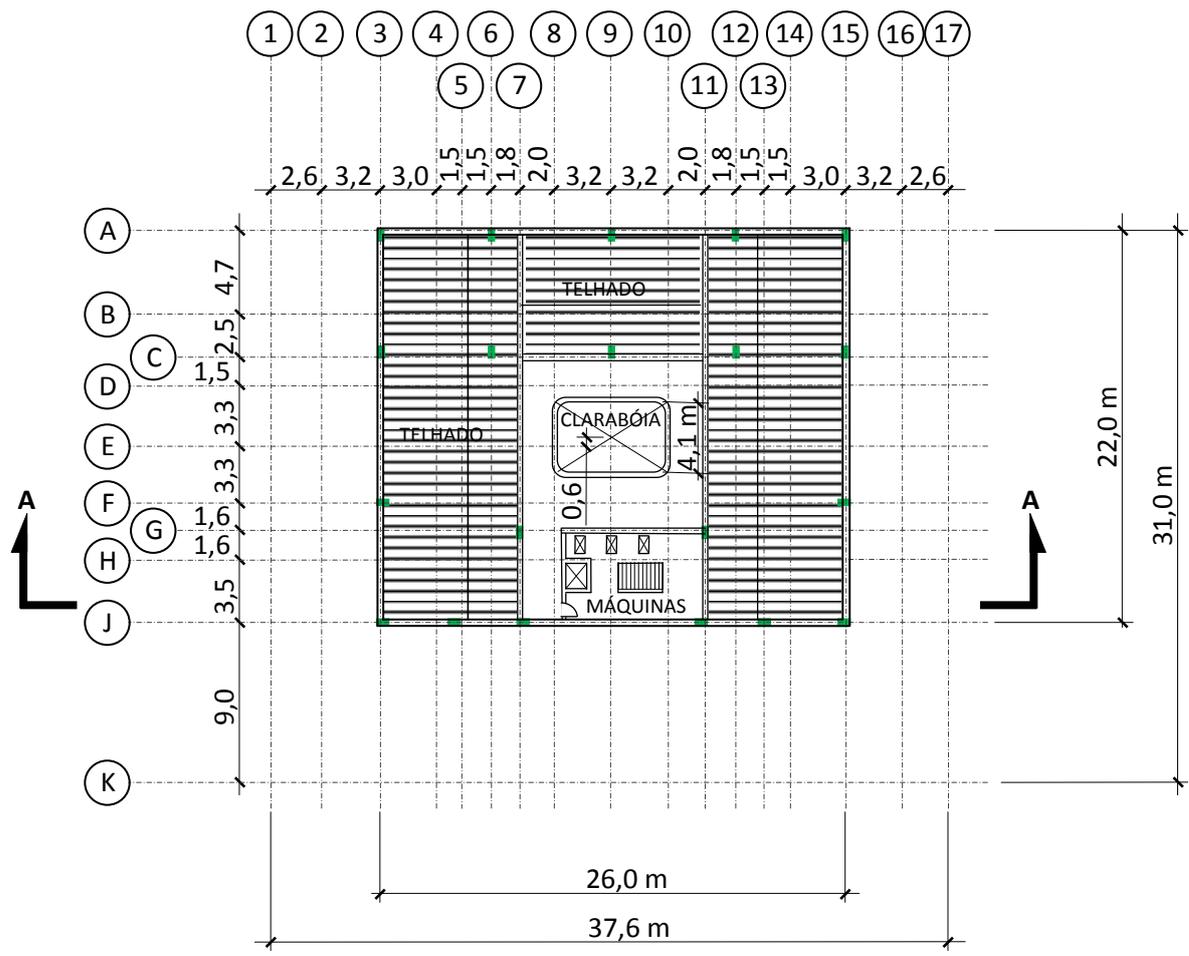


Figura 3.1 d – COBERTURA – PLANTA BAIXA

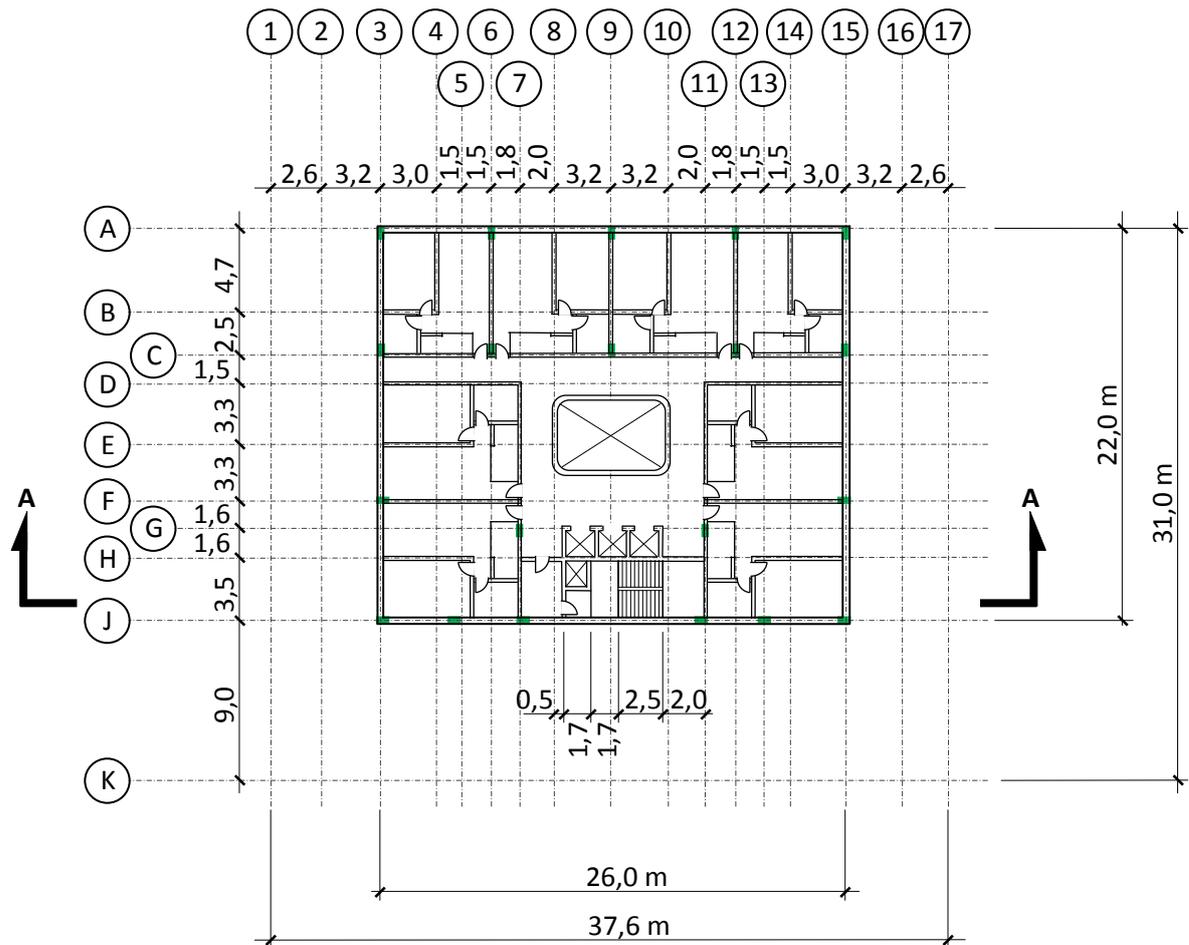


Figura 3.1 e – 17º AO 35º PAVIMENTO TIPO – PLANTA BAIXA

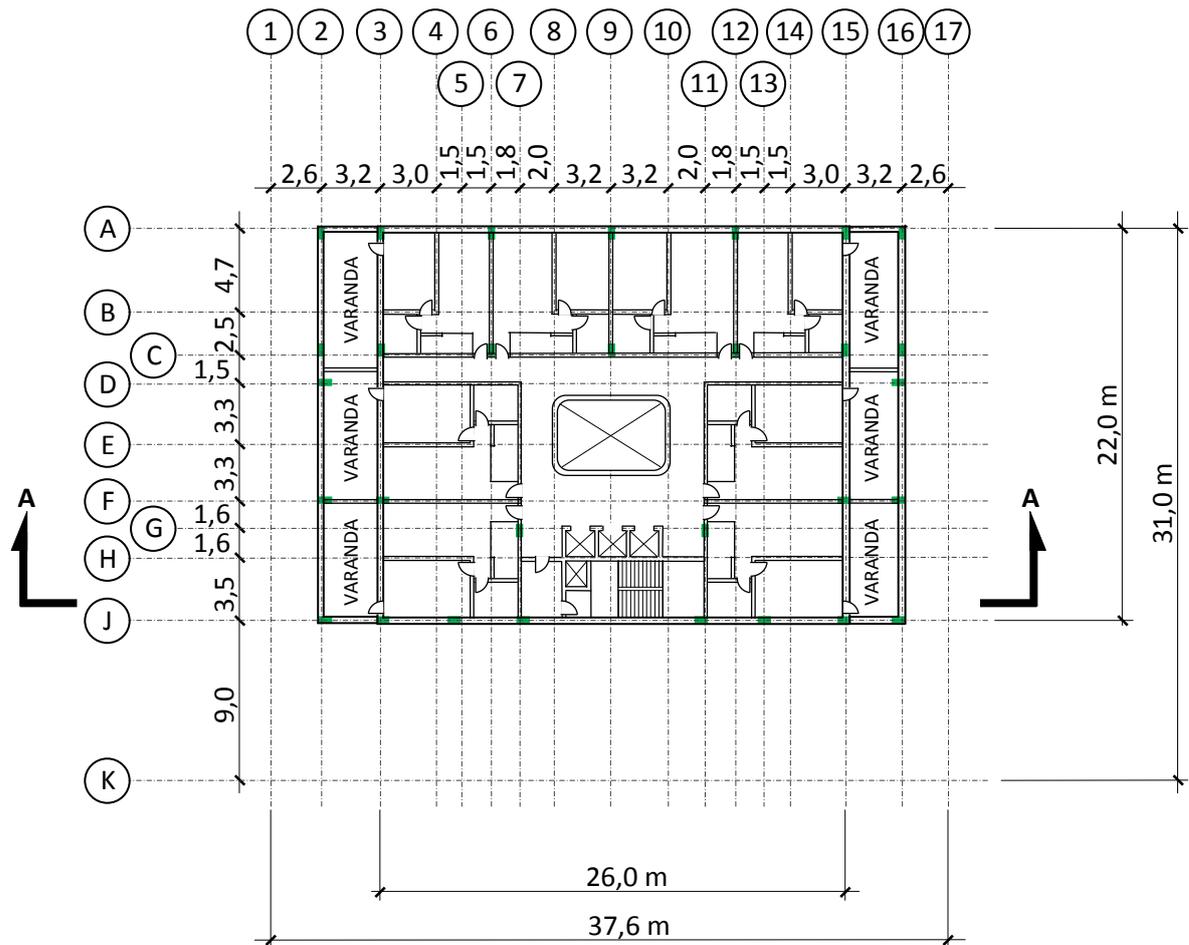


Figura 3.1 f – 16º PAVIMENTO – PLANTA BAIXA

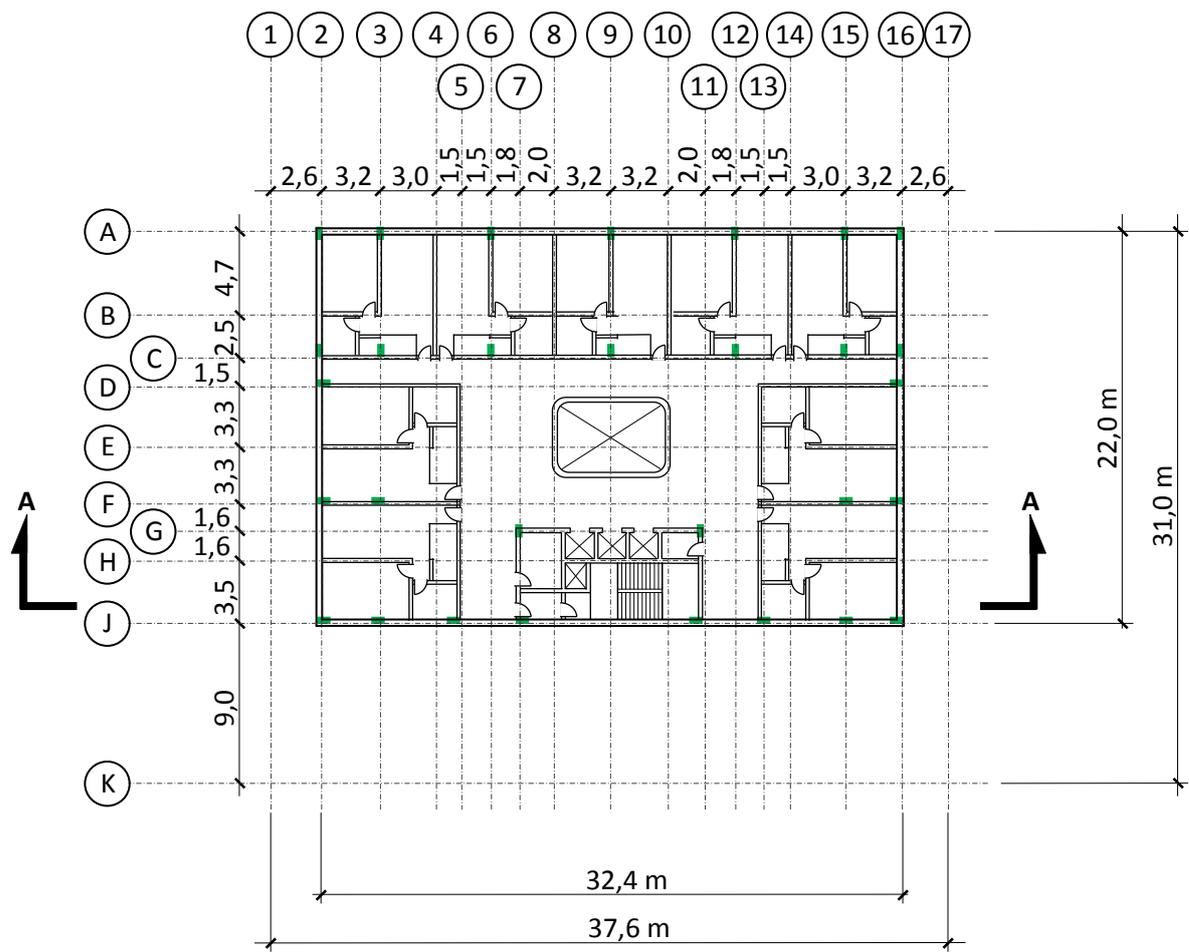


Figura 3.1 g – 5º AO 15º PAVIMENTO TIPO – PLANTA BAIXA

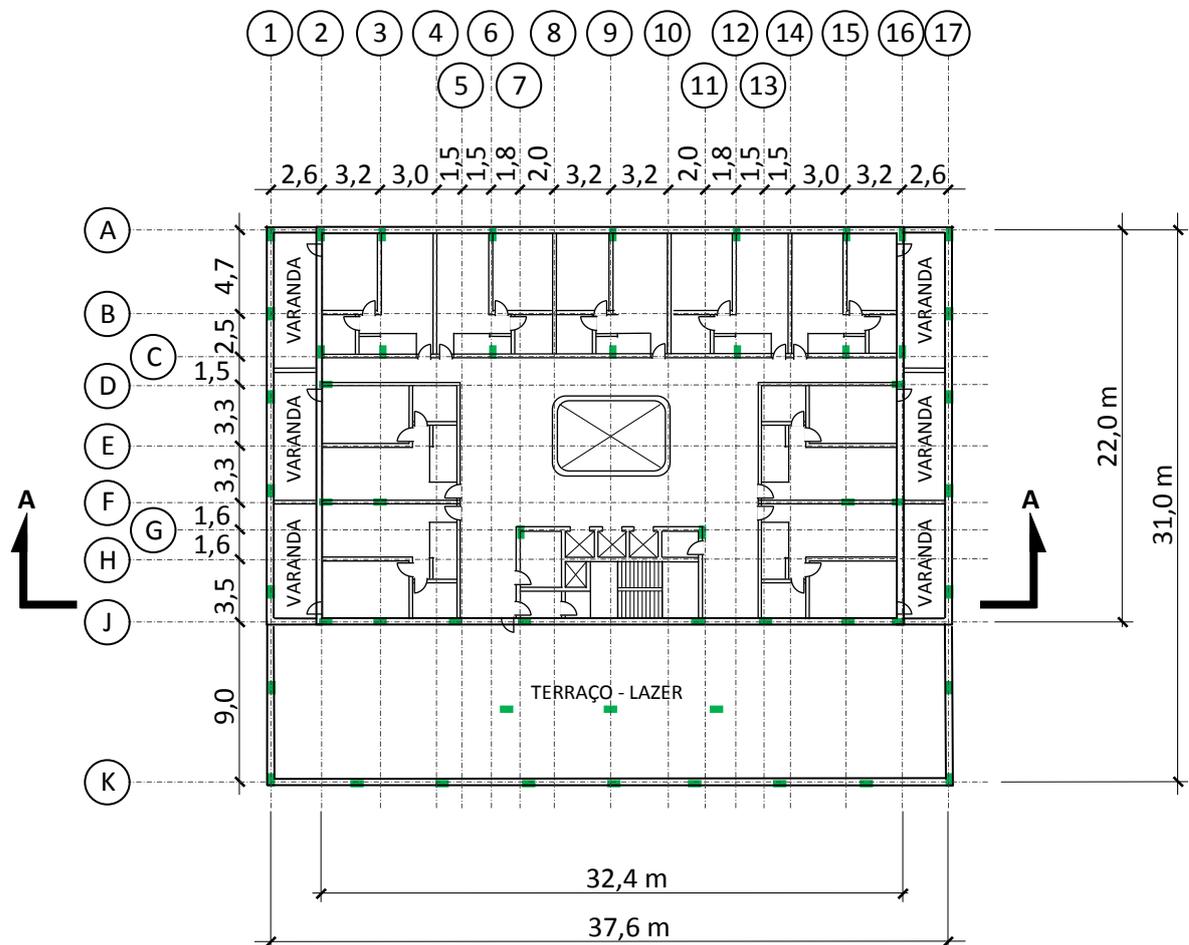


Figura 3.1 h – 4º PAVIMENTO – PLANTA BAIXA

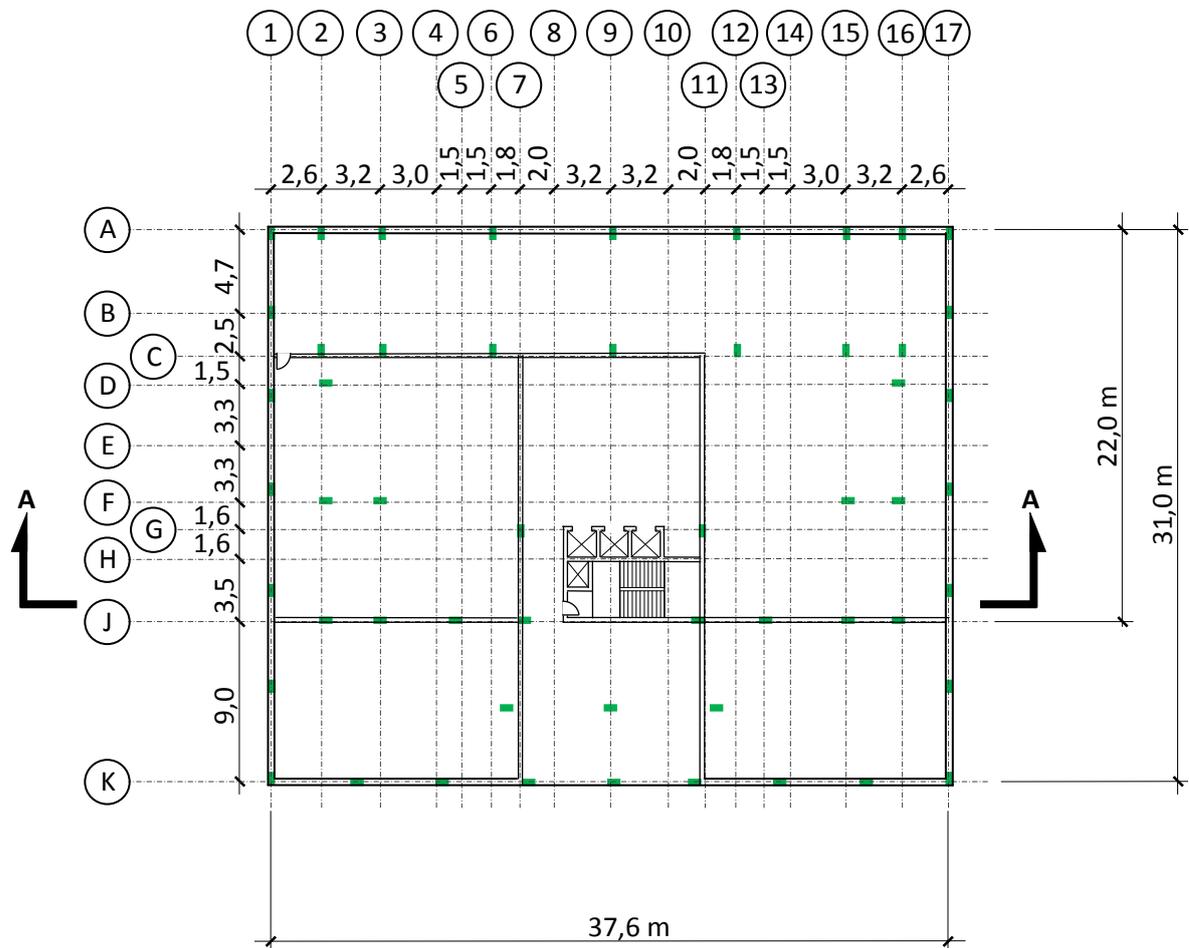


Figura 3.1 i – 3º PAVIMENTO - LAZER – PLANTA BAIXA

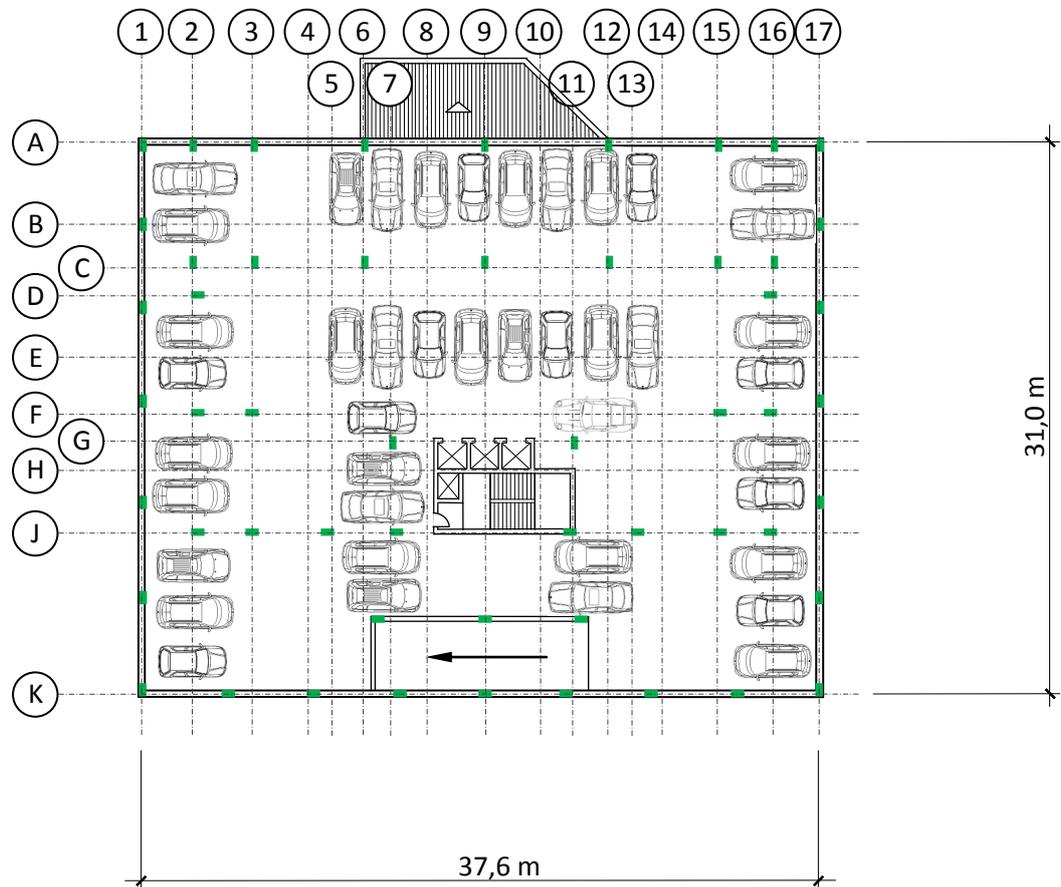


Figura 3.1 j – 2º PAVIMENTO - GARAGEM – PLANTA BAIXA

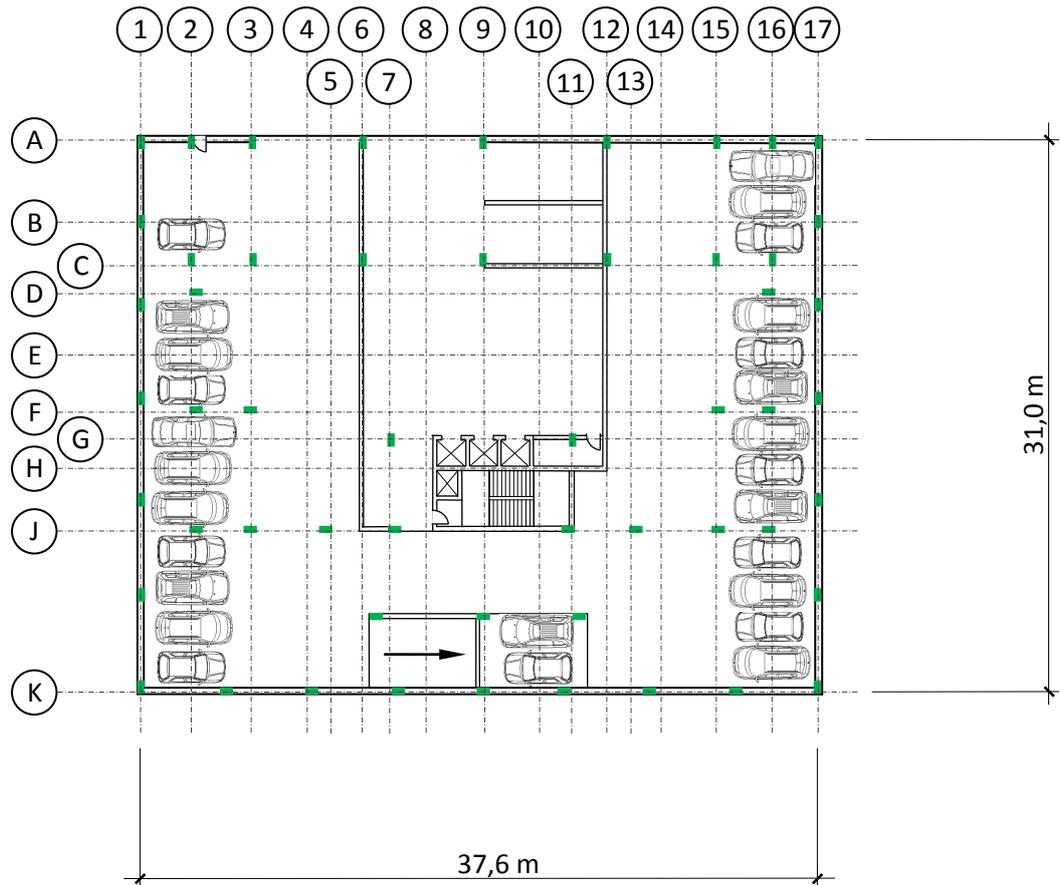


Figura 3.1 k – PAVIMENTO TÉRREO – PLANTA BAIXA

3.2 PILARES

Este item apresenta a primeira etapa do lançamento da estrutura do edifício, o lançamento dos pilares. Foram considerados todos os alinhamentos possíveis entre as alvenarias dos diferentes pavimentos. Este lançamento segue a concepção original da edificação.

A seguir seguem as disposições em planta dos pilares do edifício:

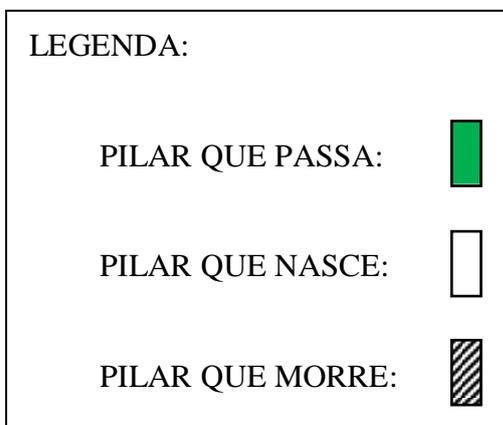


Figura 3.2 a – Convenções utilizadas em desenhos de edificação

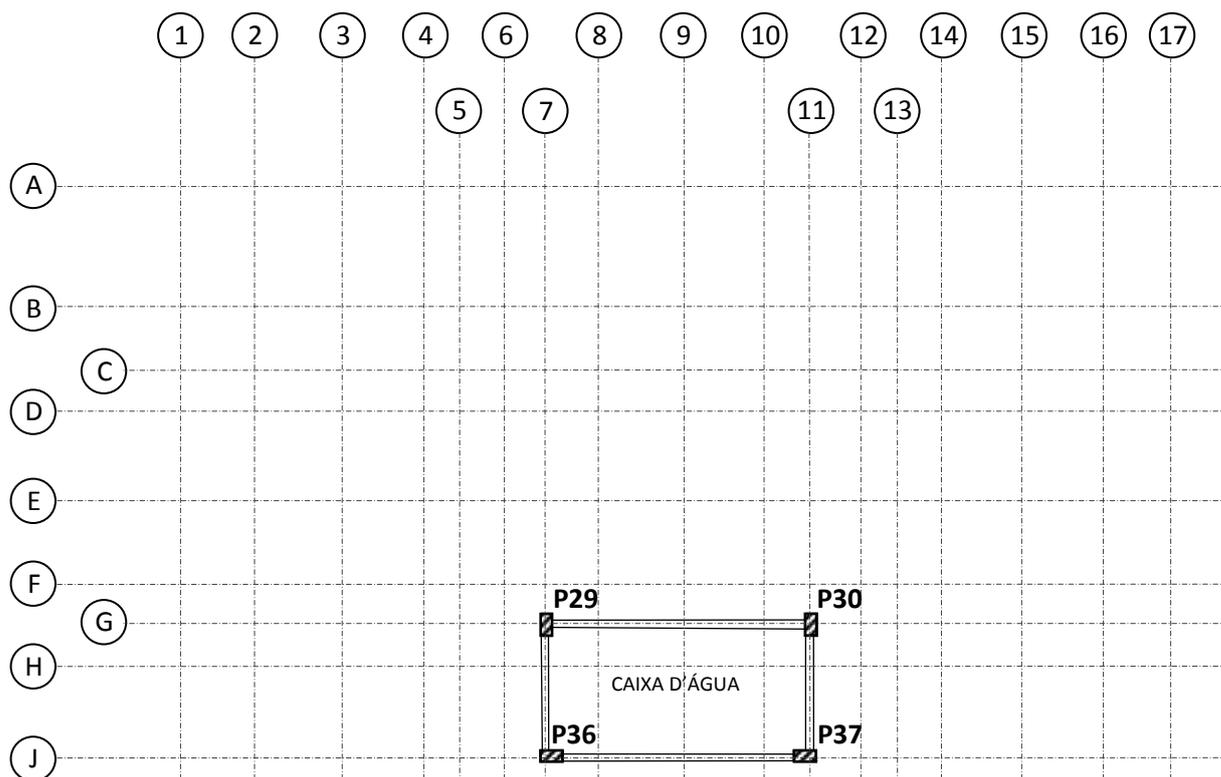


Figura 3.2 c – PILARES DA CAIXA D'ÁGUA – LOCAÇÃO

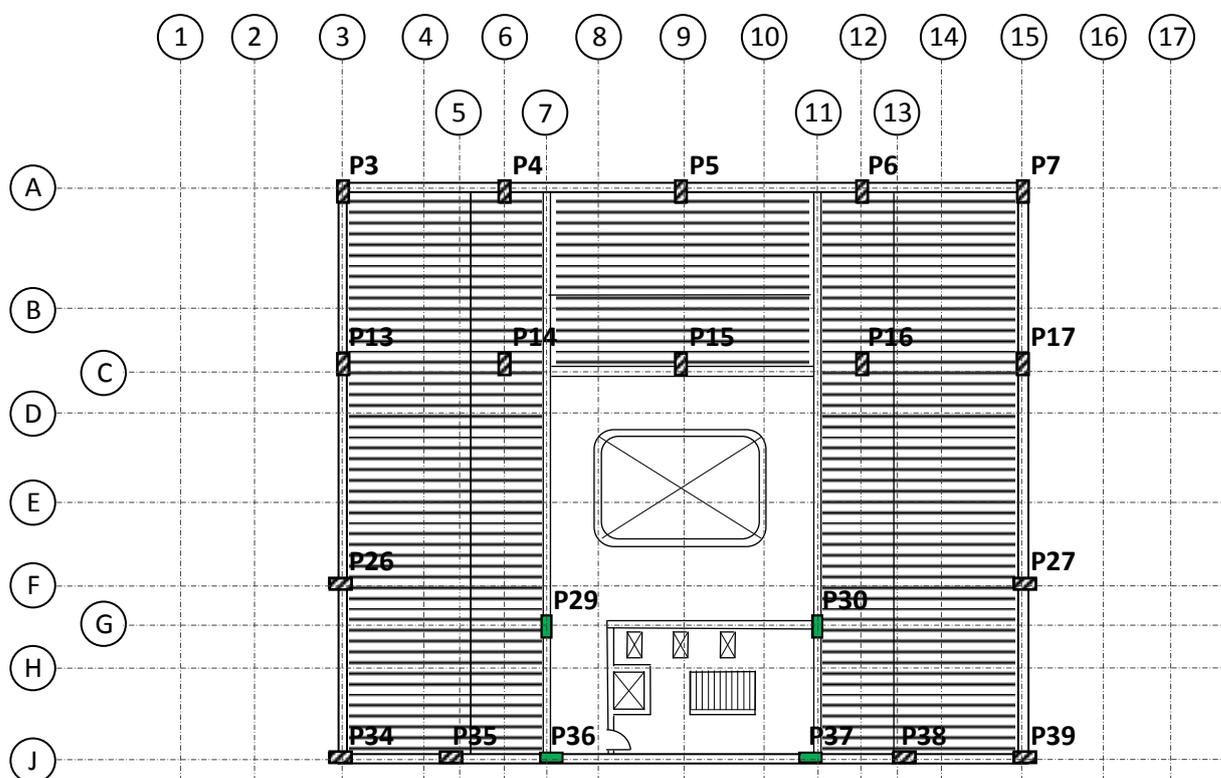


Figura 3.2 d – PILARES DA COBERTURA – LOCAÇÃO

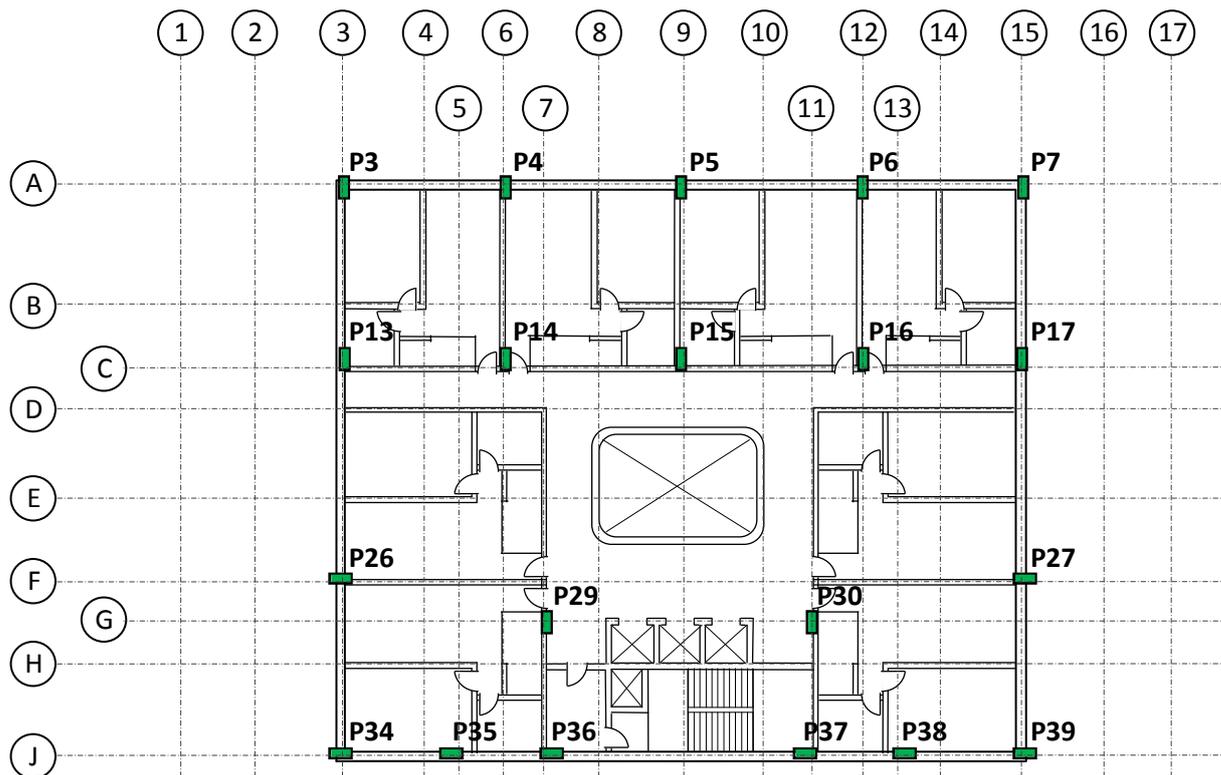


Figura 3.2 e – PILARES DO 17º AO 35º PAVIMENTO TIPO – LOCAÇÃO

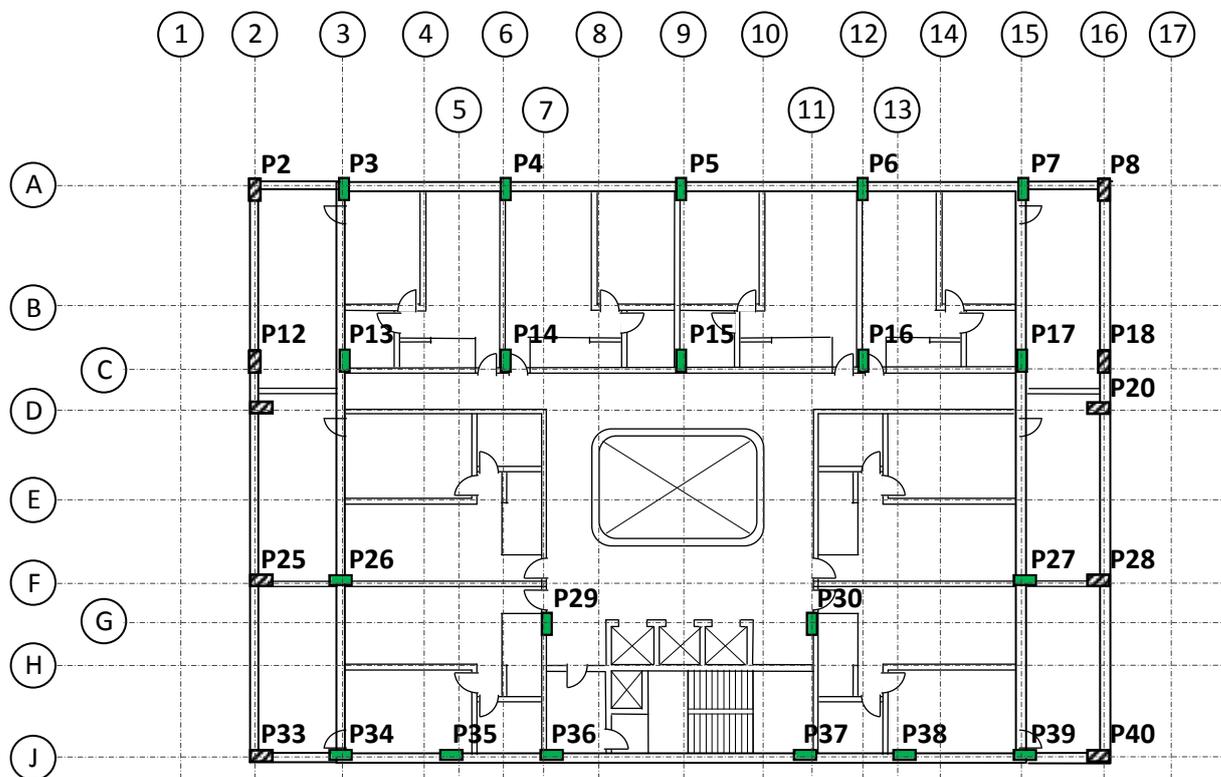


Figura 3.2 f – PILARES DO 16º PAVIMENTO – LOCAÇÃO

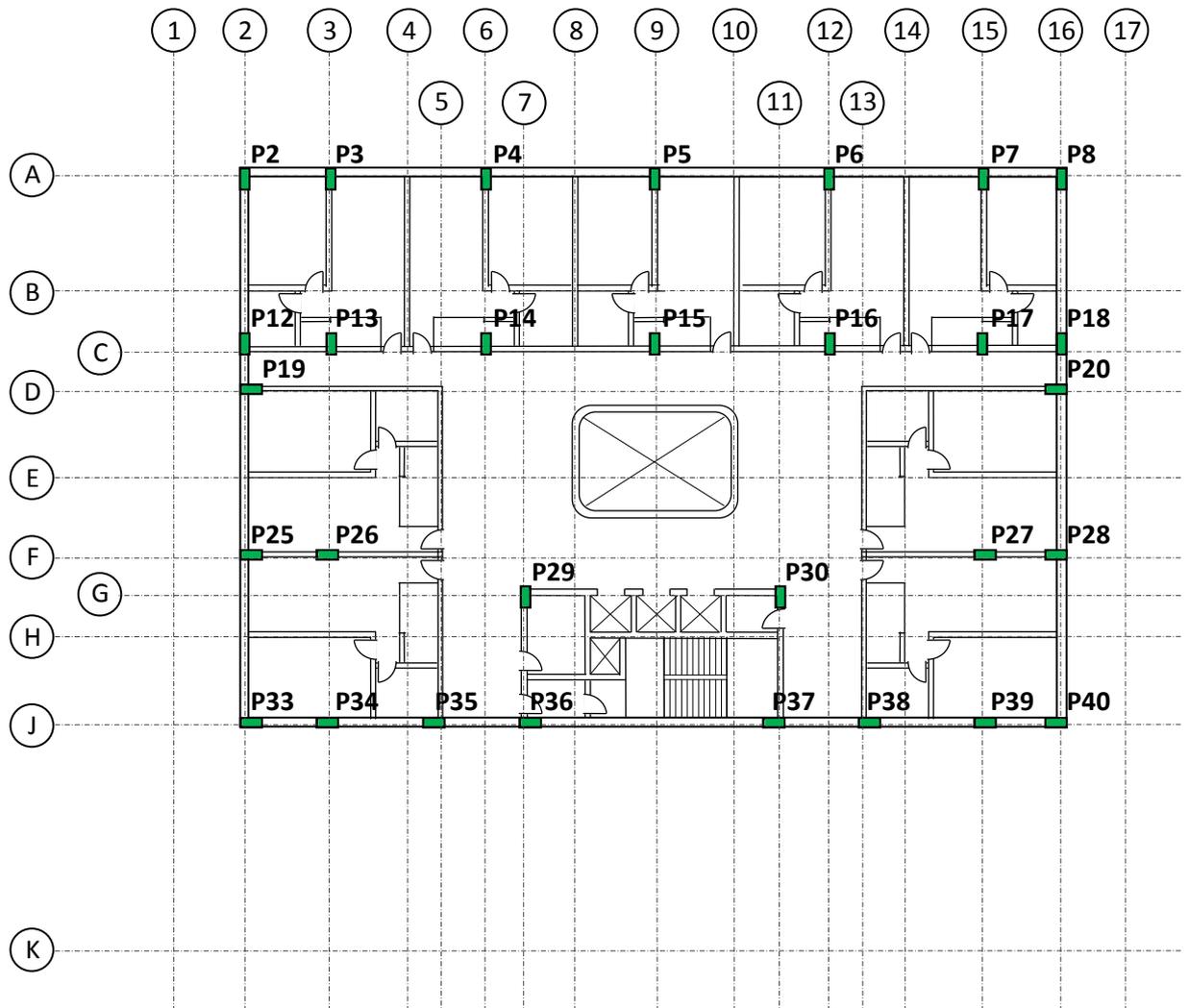


Figura 3.2 g – PILARES DO 5º AO 15º PAVIMENTO TIPO - LOCAÇÃO

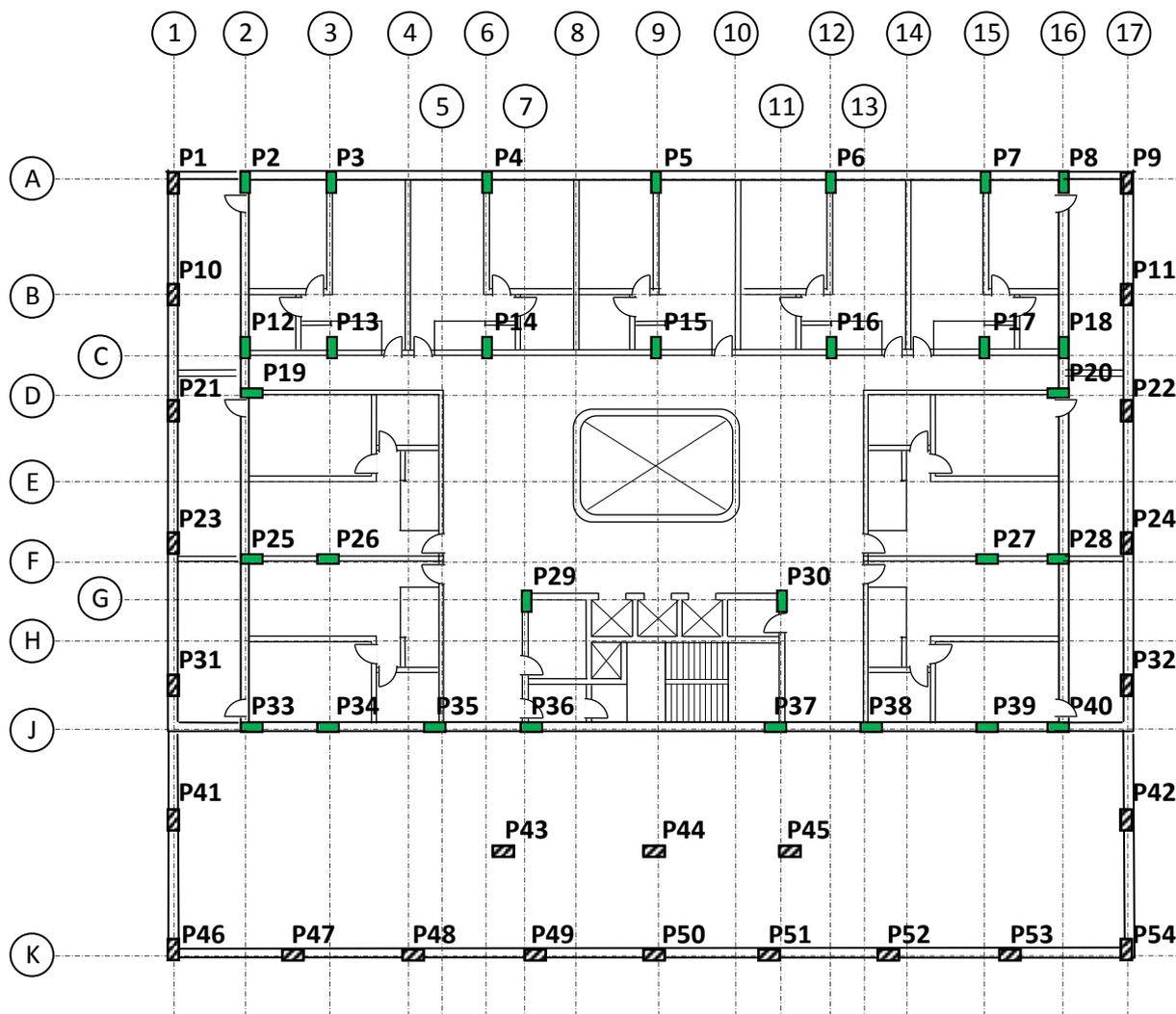


Figura 3.2 h – PILARES DO 4º PAVIMENTO – LOCAÇÃO

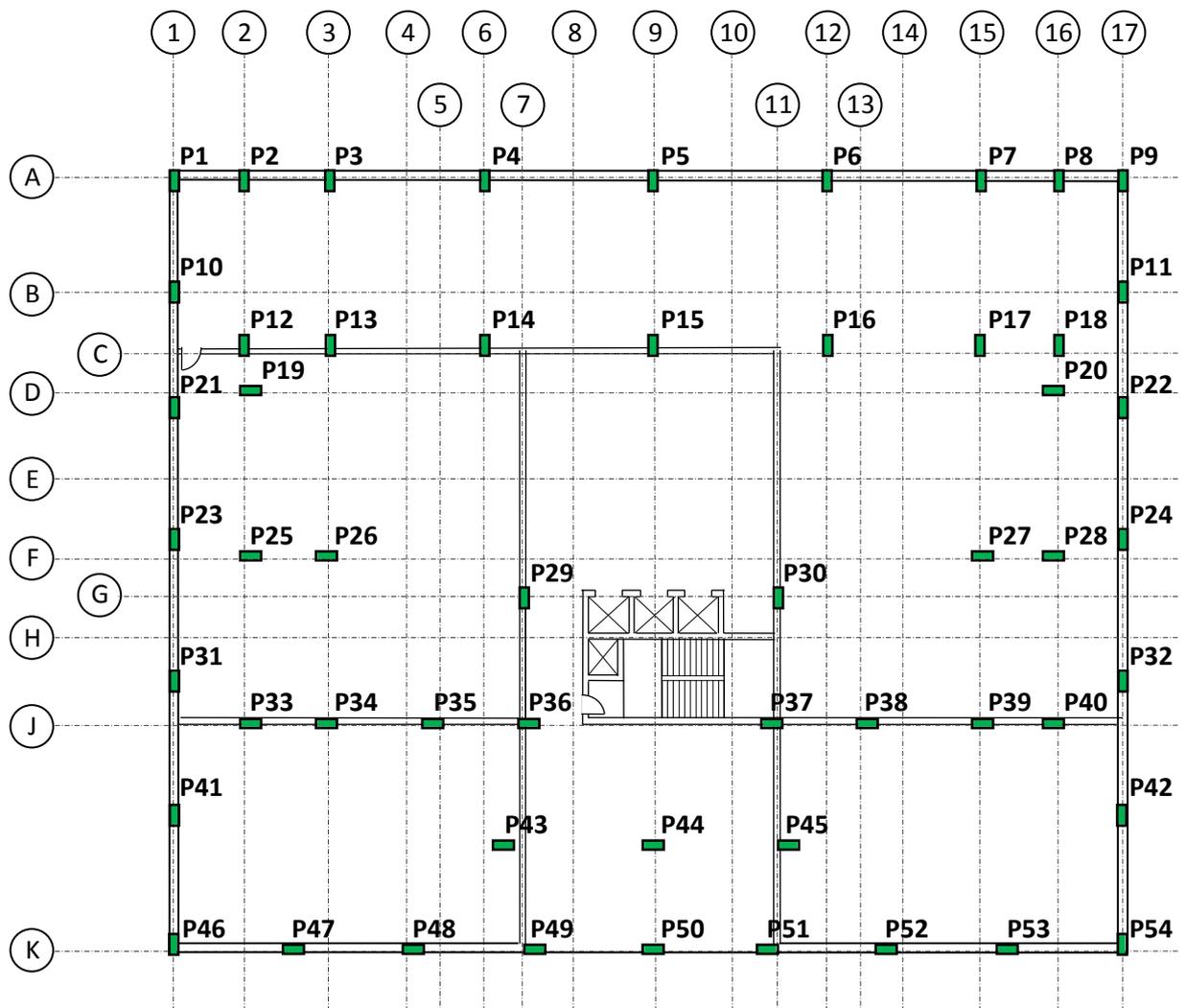


Figura 3.2 i – PILARES DO 3º PAVIMENTO - LOCAÇÃO

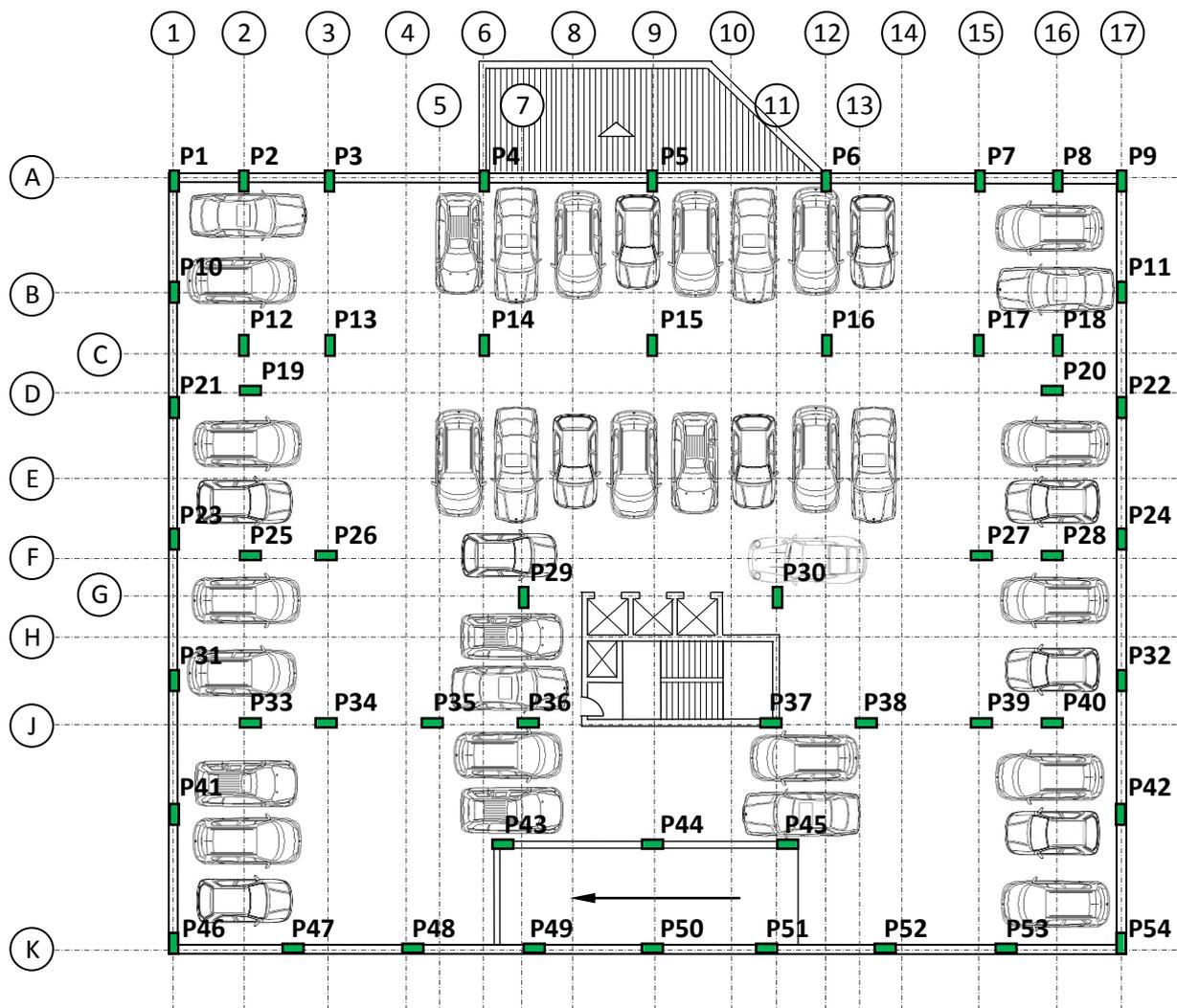


Figura 3.2 j – PILARES DO 2º PAVIMENTO - LOCAÇÃO

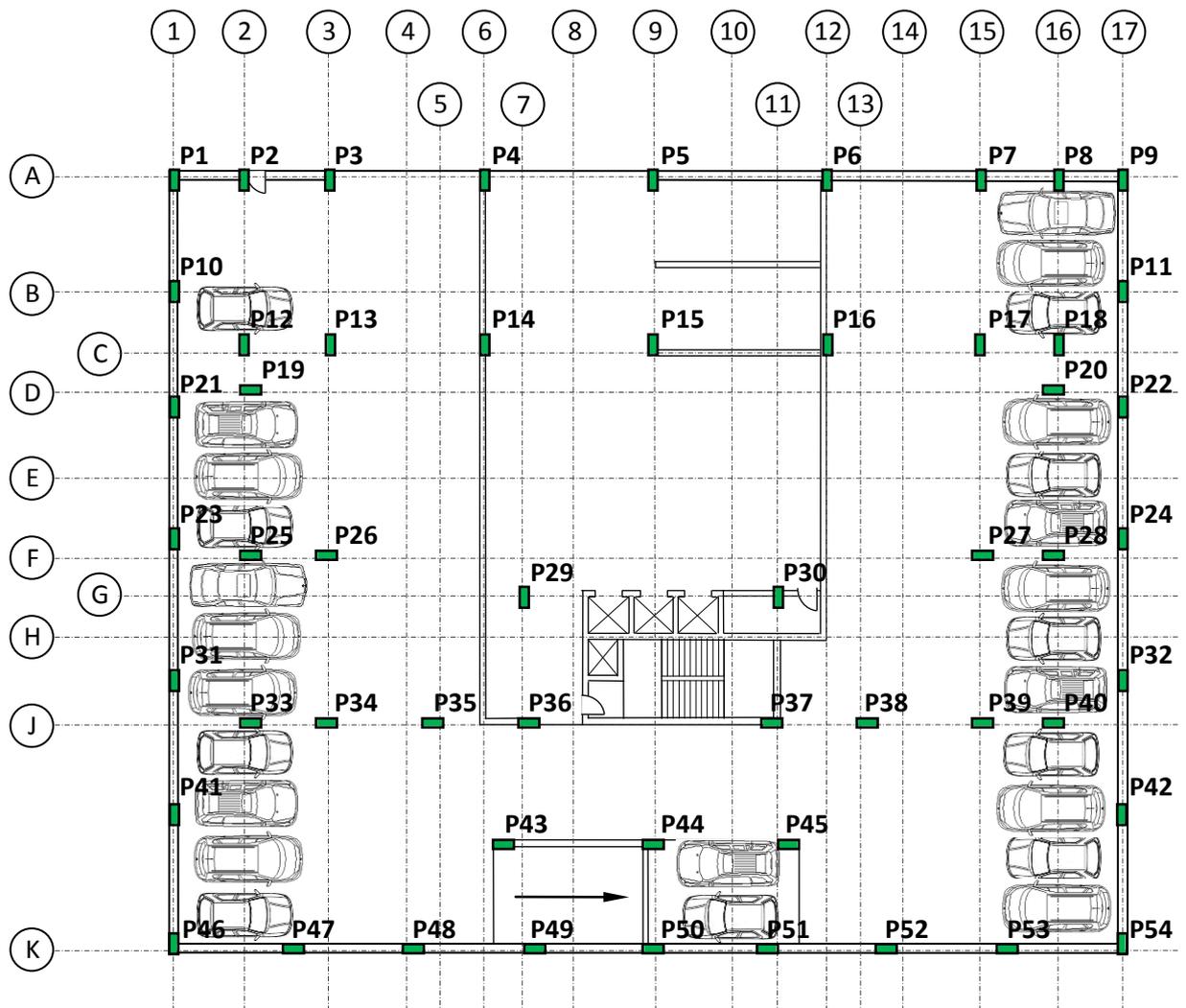


Figura 3.2 k – PILARES DO PAVIMENTO TÉRREO - LOCAÇÃO

3.3 VIGAS E CINTAS

Este item apresenta o lançamento das vigas e cintas da estrutura do edifício. Foram considerados todos os alinhamentos possíveis entre as alvenarias e as vigas dos diferentes pavimentos.

A convenção mais utilizada de apresentação de vigas é apresentá-las em vista inferior, ou seja, mostradas de baixo para cima, de modo a vemos as arestas do fundo das vigas. Por exemplo, as vigas do 5^o pavimento são as vigas do teto do 5^o pavimento, ou piso do 6^o pavimento.

As cintas são os últimos elementos estruturais apresentados e estas são apresentadas em vista superior, ou seja, mostradas de cima para baixo. As fundações não são objeto de estudo neste trabalho.

A seguir seguem as disposições em planta das vigas do edifício.

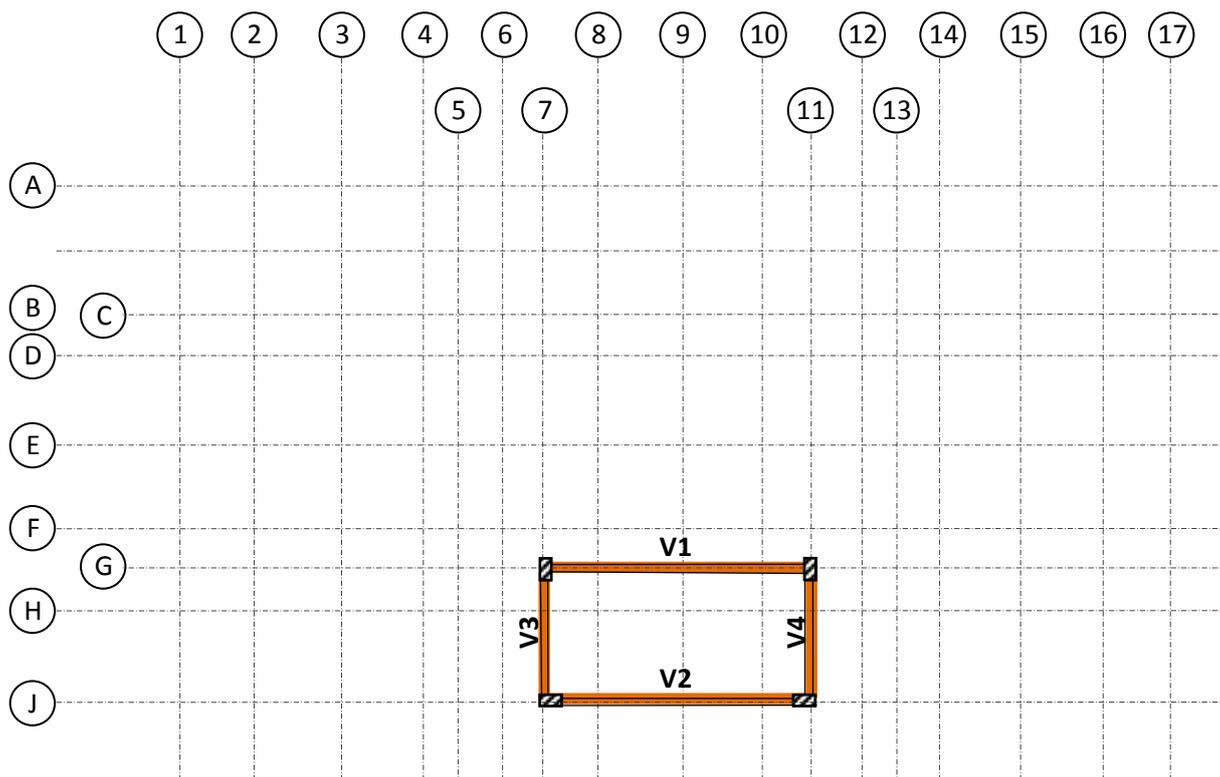


Figura 3.3 a – VIGAS DA COBERTURA (CAIXA D'ÁGUA)

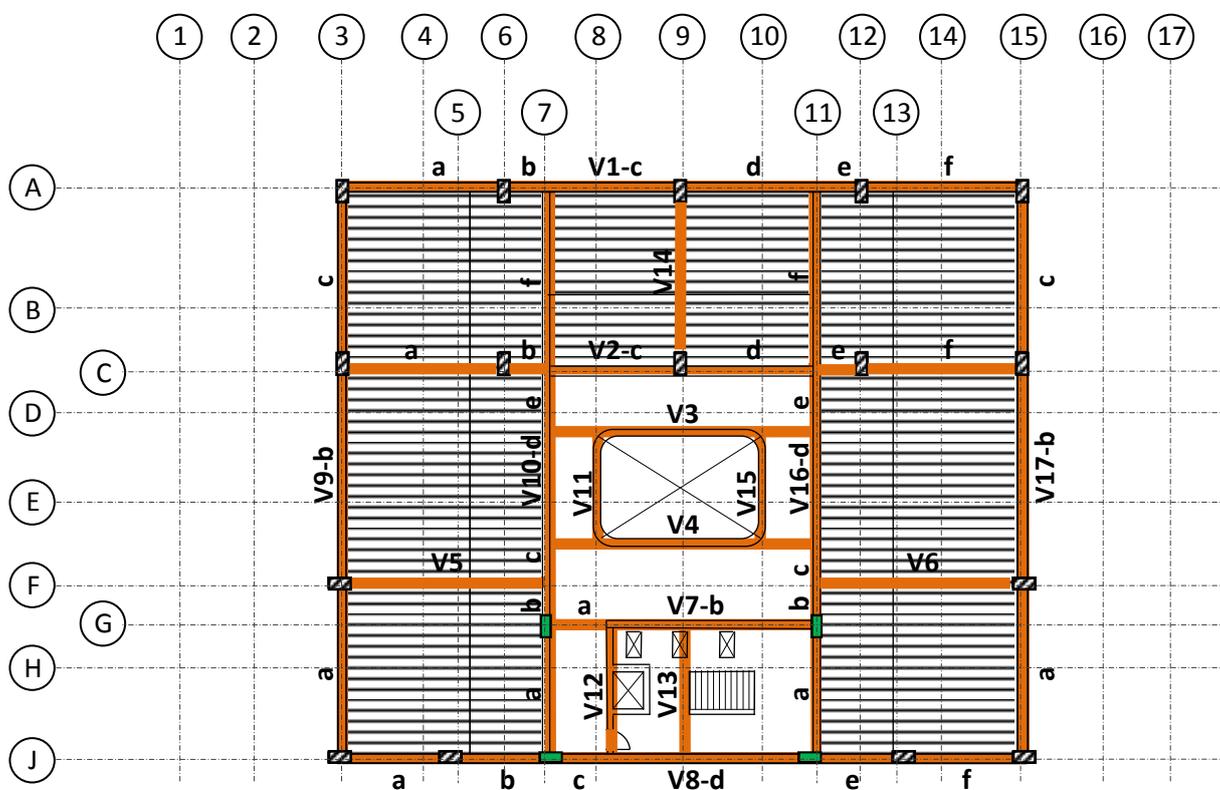


Figura 3.3 b – VIGAS DO 35º PAVIMENTO (VIGAS DO PISO DA COBERTURA)

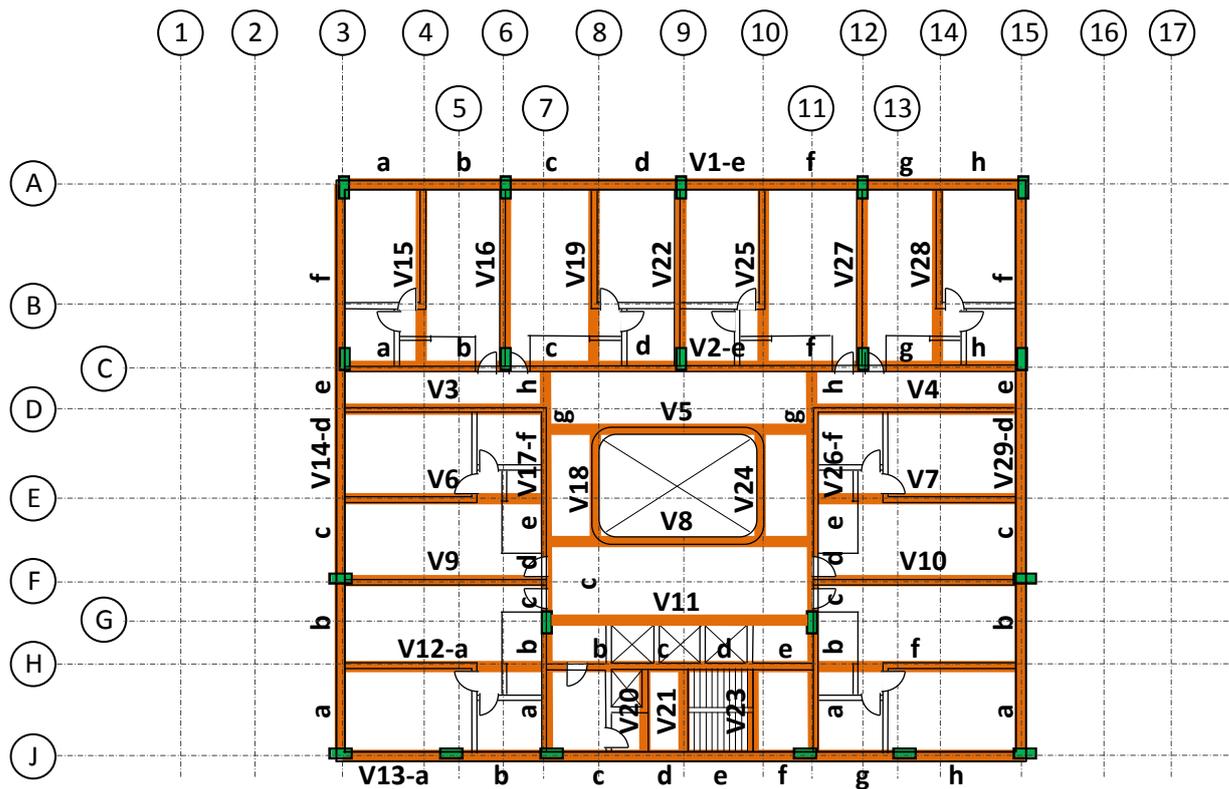


Figura 3.3 c – VIGAS DO 16º AO 34º PAVIMENTO TIPO

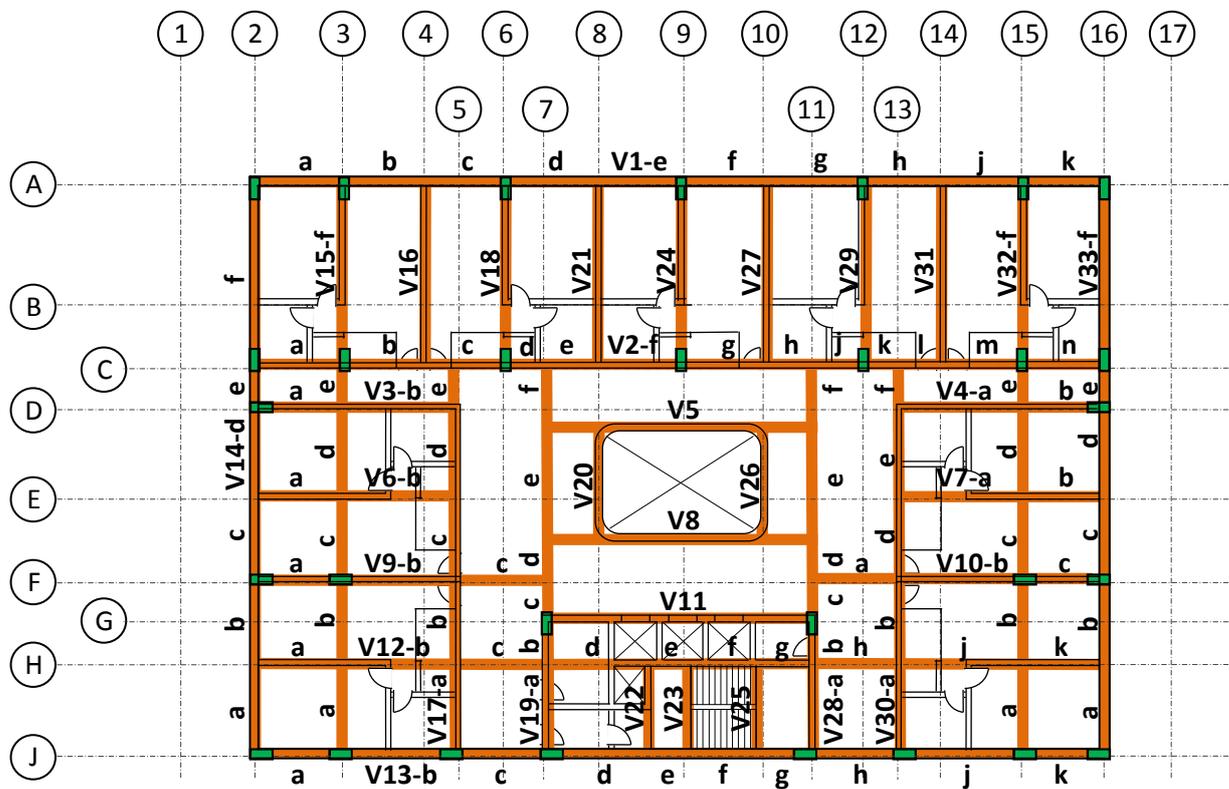


Figura 3.3 d – VIGAS DO 4º AO 15º PAVIMENTO TIPO

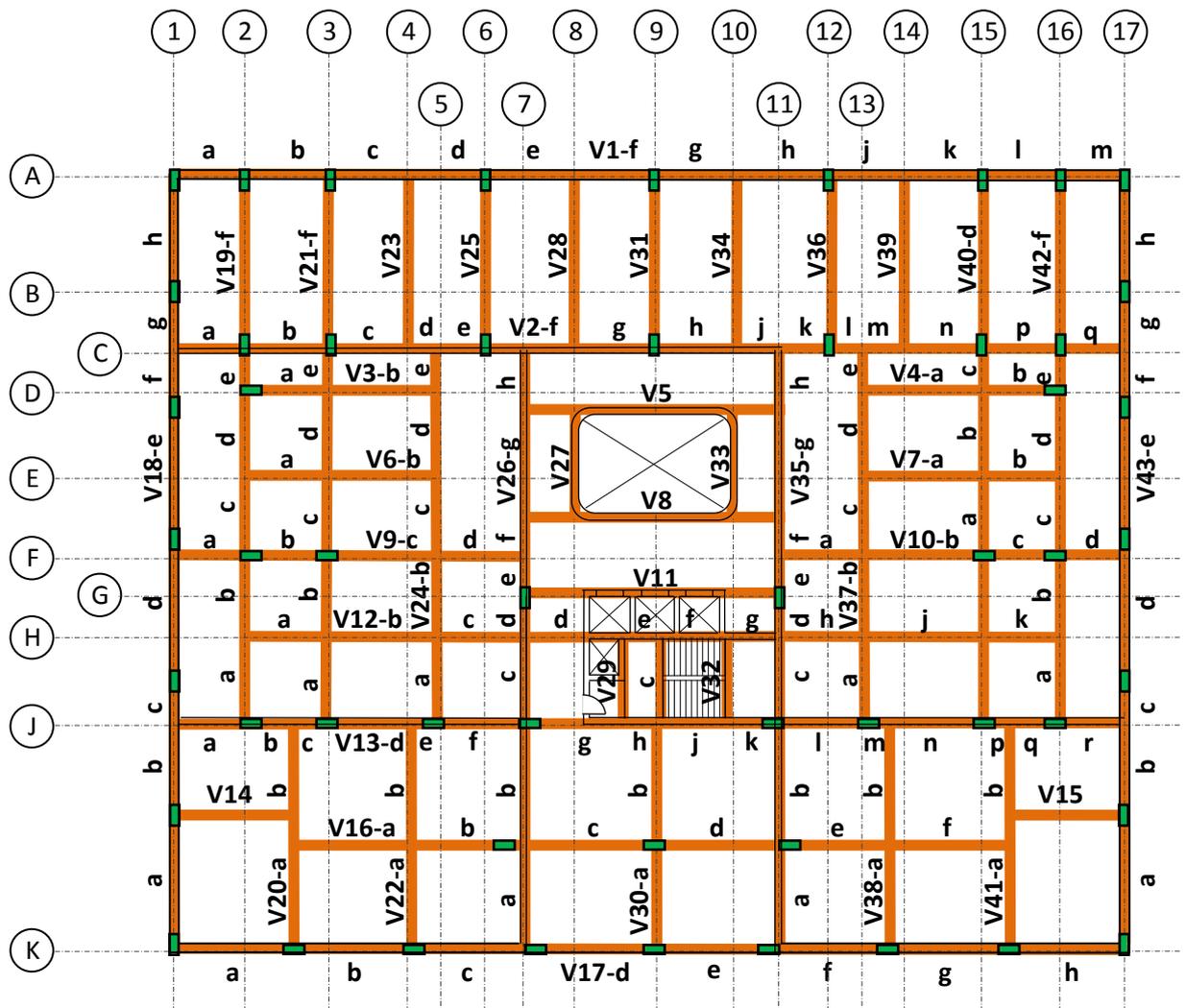


Figura 3.3 e – VIGAS DO 3º PAVIMENTO (VIGAS DO PISO DO 4º PAVIMENTO)



Figura 3.3 f – VIGAS DO 2º PAVIMENTO (VIGAS DO PISO DO 3º PAVIMENTO)

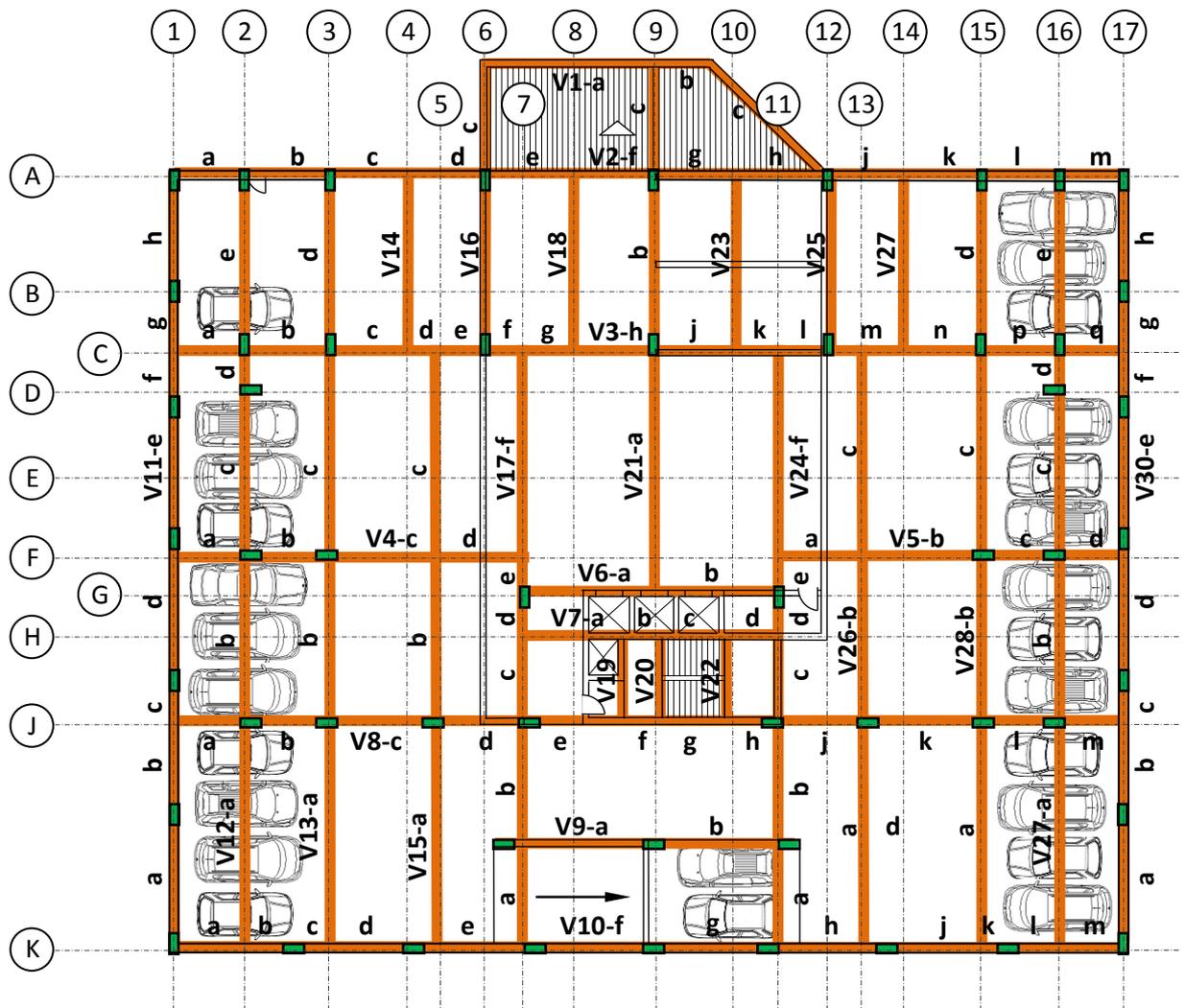


Figura 3.3 g – VIGAS DO PAVIMENTO TÉRREO
(VIGAS DO PISO DO 2º PAVIMENTO)

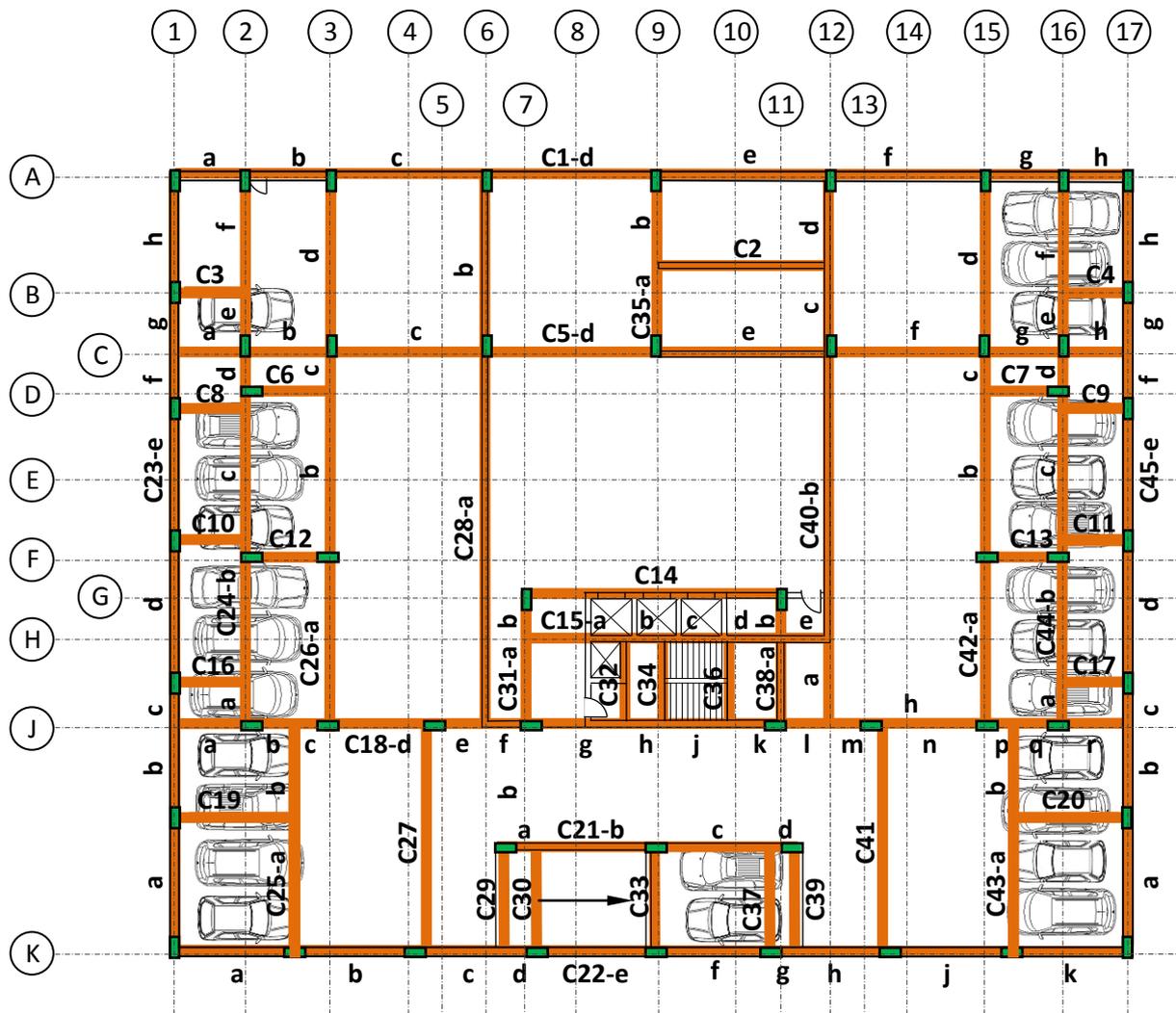


Figura 3.3 h – CINTAS (VIGAS DO PISO DO 1º PAVIMENTO)

3.4 ANÁLISE ESTRUTURAL NO PROGRAMA SAP 2000

3.4.1 Carregamentos

CARREGAMENTOS BÁSICOS		
IDENTIFICAÇÃO	DESCRIÇÃO	CARREGAMENTO
PP	Definido automaticamente no SAP 2000	25,0 kN/m ³
REV	Revestimento dos pisos	0,5 kN / m ²
PAR	Paredes de bloco cerâmico vazado = 13 [kN/m ³] x 0,15 [m] x 2,8 [m]	5,46 kN / m
CXDA	Caixa d'água = 10 [kN/m ³] x 5,0 [m]	50 kN / m ²
SOBR	Sobrecarga acidental	1,5 kN / m ²
TELH	Telhado + Revestimento + Sobrecarga = 1,0 + 0,6 + 0,5 [kN/m ²]	2,1 kN / m ²
MAQ	Casa de Máquinas	7,5 kN / m ²
LAZR	Sobrecarga no pavimento com utilizações diversas: lazer, jogos, festas e convenções	5,0 kN / m ²
GARG	Garagens	3,0 kN / m ²
VX ^[1]	Vento na direção X	ver item 3.4.1.1
VY ^[2]	Vento na direção Y	ver item 3.4.1.1

Tabela 3.4.1 – Carregamentos básicos

3.4.1.1 Vento

De acordo com a Norma Brasileira NBR 6123, a determinação das forças estáticas a serem consideradas para o carregamento de vento deve seguir a seguinte sequência:

- a) Determina-se a velocidade básica do vento, V_0 , de acordo com o local onde a estrutura será construída;
- b) Multiplica-se a velocidade básica do vento pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 para que seja obtida a velocidade característica do vento V_k :

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

- c) Determina-se a pressão dinâmica do vento através da velocidade característica do vento pela expressão:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

A velocidade básica do vento foi definida para uma estrutura situada na cidade de Natal, RN:

$$V_0 = 30 \text{ m/s}$$

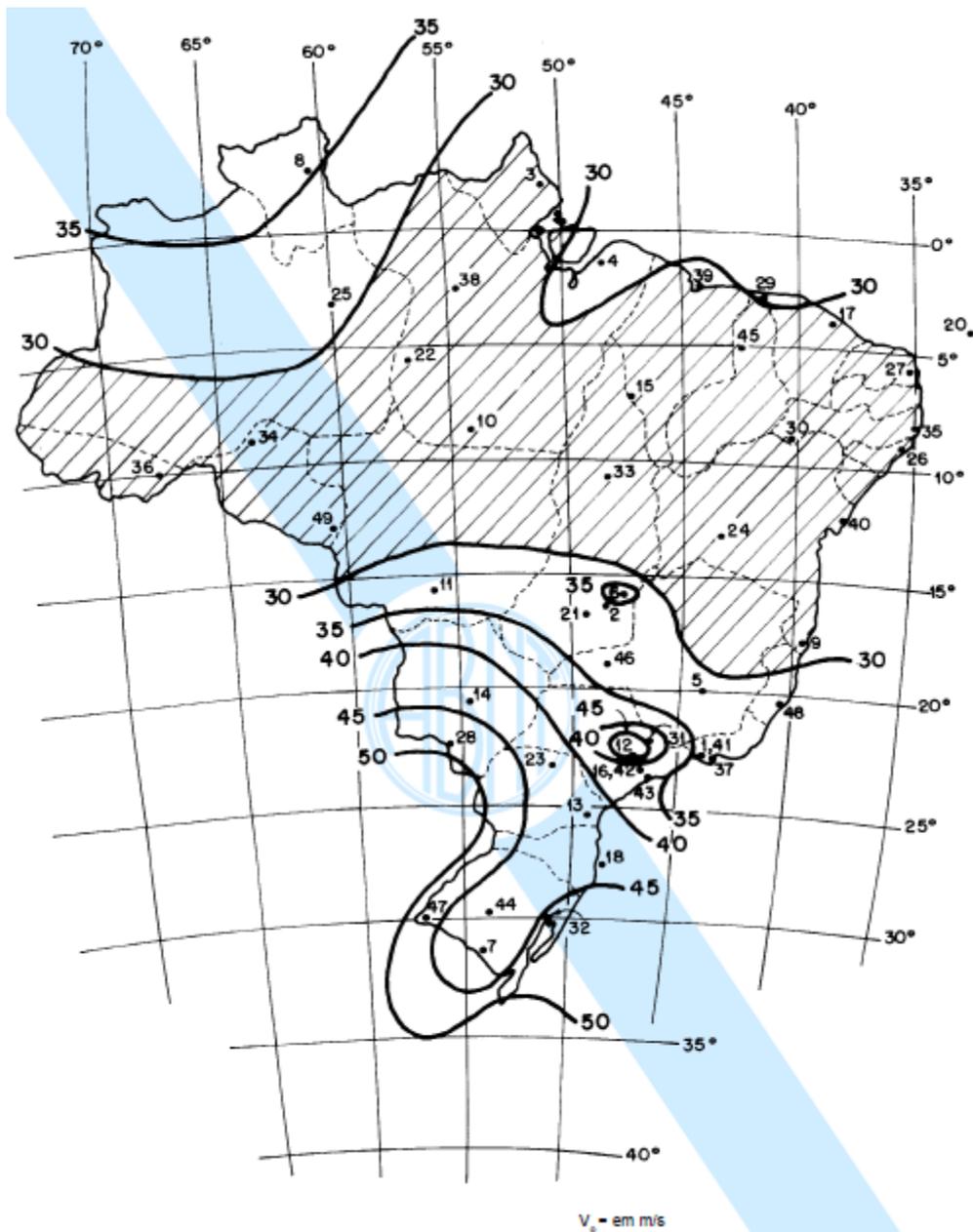


Figura 3.4.1.1 a – Isopletas de velocidade básica

O fator topográfico S_1 é determinado pelas variações do relevo do terreno. Para a estrutura considerada, foi escolhido um terreno plano ou fracamente acidentado. Então:

$$S_1 = 1,0$$

O fator S_2 combina os efeitos da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação considerada.

A rugosidade do terreno considerada foi a de categoria V, que corresponde a terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, como os centros de cidades.

As dimensões da edificação a classificam como Classe C, que corresponde a edificações em que a maior dimensão horizontal ou vertical (superfície frontal) exceda 50m.

De posse dessas informações, são determinados os parâmetros meteorológicos b, p e F_R , apresentados na tabela 1 da NBR 6123 e a seguir reproduzidos.

Categoria	z_s (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Figura 3.4.1.1 b – Tabela de parâmetros meteorológicos

Com isso, o fator S_2 é finalmente determinado por:

$$S_2 = b \times F_R \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad \begin{cases} b = 0,71 \\ p = 0,175 \\ F_R = 1,0 \end{cases}$$

$$z = 21 \text{ m} \rightarrow S_2 = 0,71 \times 1,0 \times (21 / 10)^{0,175} = 0,81$$

$$z = 42 \text{ m} \rightarrow S_2 = 0,71 \times 1,0 \times (42 / 10)^{0,175} = 0,91$$

$$z = 57 \text{ m} \rightarrow S_2 = 0,71 \times 1,0 \times (57 / 10)^{0,175} = 0,96$$

$$z = 105,8 \text{ m} \rightarrow S_2 = 0,71 \times 1,0 \times (105,8 / 10)^{0,175} = 1,07$$

O fator estatístico S3 considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Foi considerada um edificação do Grupo 2, então:

$$S_3 = 1,0$$

Grupo	Descrição	S ₃
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Figura 3.4.1.1 c –Valores mínimos do fator S3

De posse de todos esses valores, as pressões dinâmicas do vento são determinadas, como apresentado na tabela a seguir:

Z [m]	V ₀ [m]	S1	S2	S3	q [kN/m ²]
21	30	1,0	0,81	1,0	0,361
42	30	1,0	0,91	1,0	0,456
57	30	1,0	0,96	1,0	0,508
105,8	30	1,0	1,07	1,0	0,632

Tabela 3.4.1.1 a – Pressões dinâmicas do vento

A seguir são determinados os coeficientes de arrasto para o cálculo das pressões efetivas nas faces do edifício para o vento em diferentes direções.

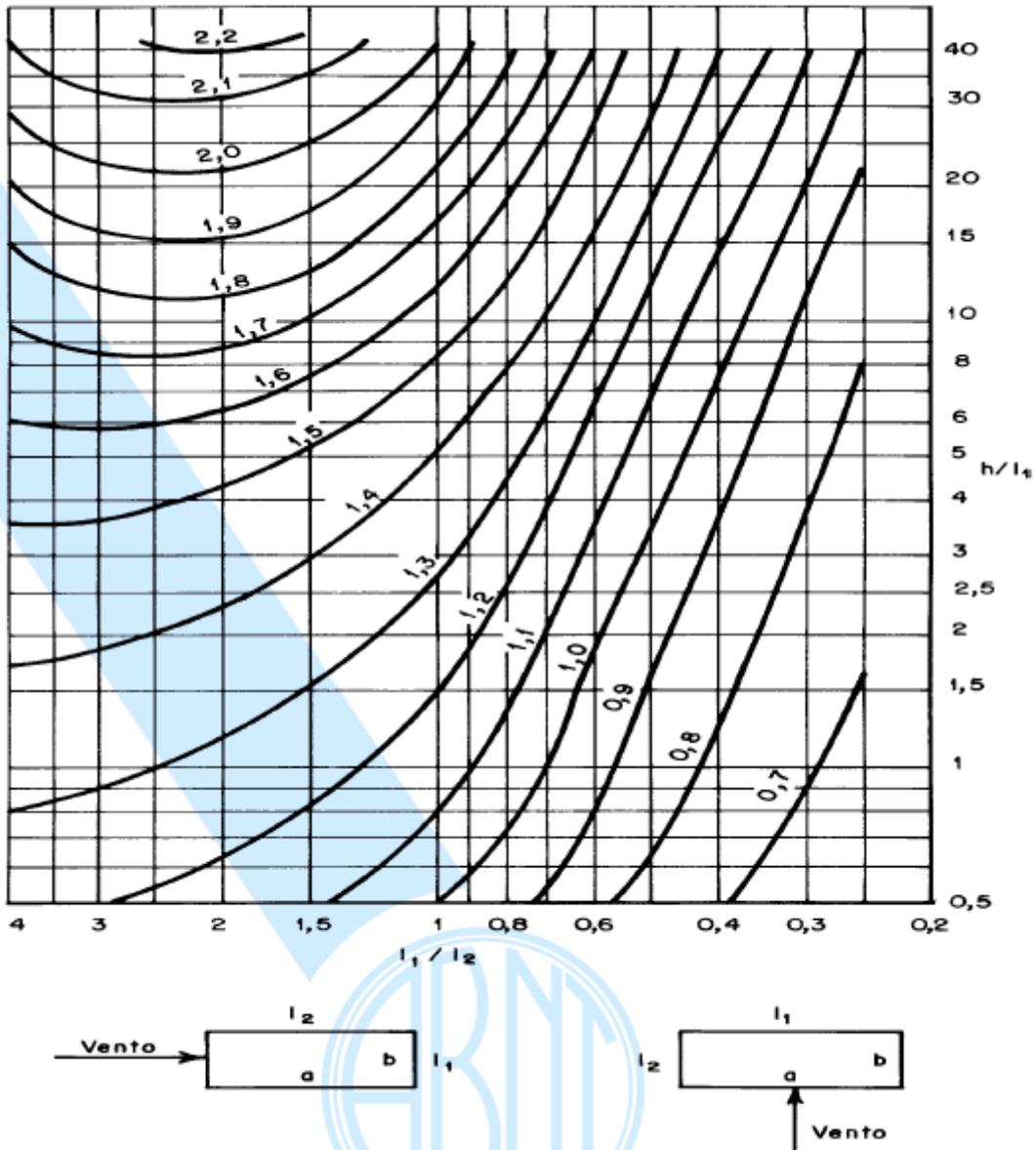


Figura 3.4.1.1 d – Gráfico para determinação do coeficiente de arrasto C_A , para edificações paralelepípedicas

Para o vento na direção 0°/180°, correspondente à atuação na face com a menor largura, tem-se que:

$$l_1 / l_2 \approx 0,83$$

$$h / l_1 = 105,8 / 22,0 = 4,81$$

$$C_{A,0/180} = 1,39$$

Z [m]	q [kN/m ²]	CA 0° / 180°	q ₀ [kN/m ²]
21	0,361	1,39	0,501
42	0,456	1,39	0,633
57	0,508	1,39	0,706
105,8	0,632	1,39	0,878

Tabela 3.4.1.1 b – Pressão do vento atuante na direção 0°/180°

Para o vento na direção 90°/270°, correspondente à atuação na face com a maior largura, tem-se que:

$$l_1 / l_2 \approx 1,2$$

$$h / l_1 = 105,8 / 26,0 = 4,07$$

$$C_{A,0/180} = 1,32$$

Z [m]	q [kN/m ²]	CA 90° / 270°	q ₀ [kN/m ²]
21	0,361	1,32	0,476
42	0,456	1,32	0,601
57	0,508	1,32	0,670
105,8	0,632	1,32	0,834

Tabela 3.4.1.1 b – Pressão do vento atuante na direção 90°/270°

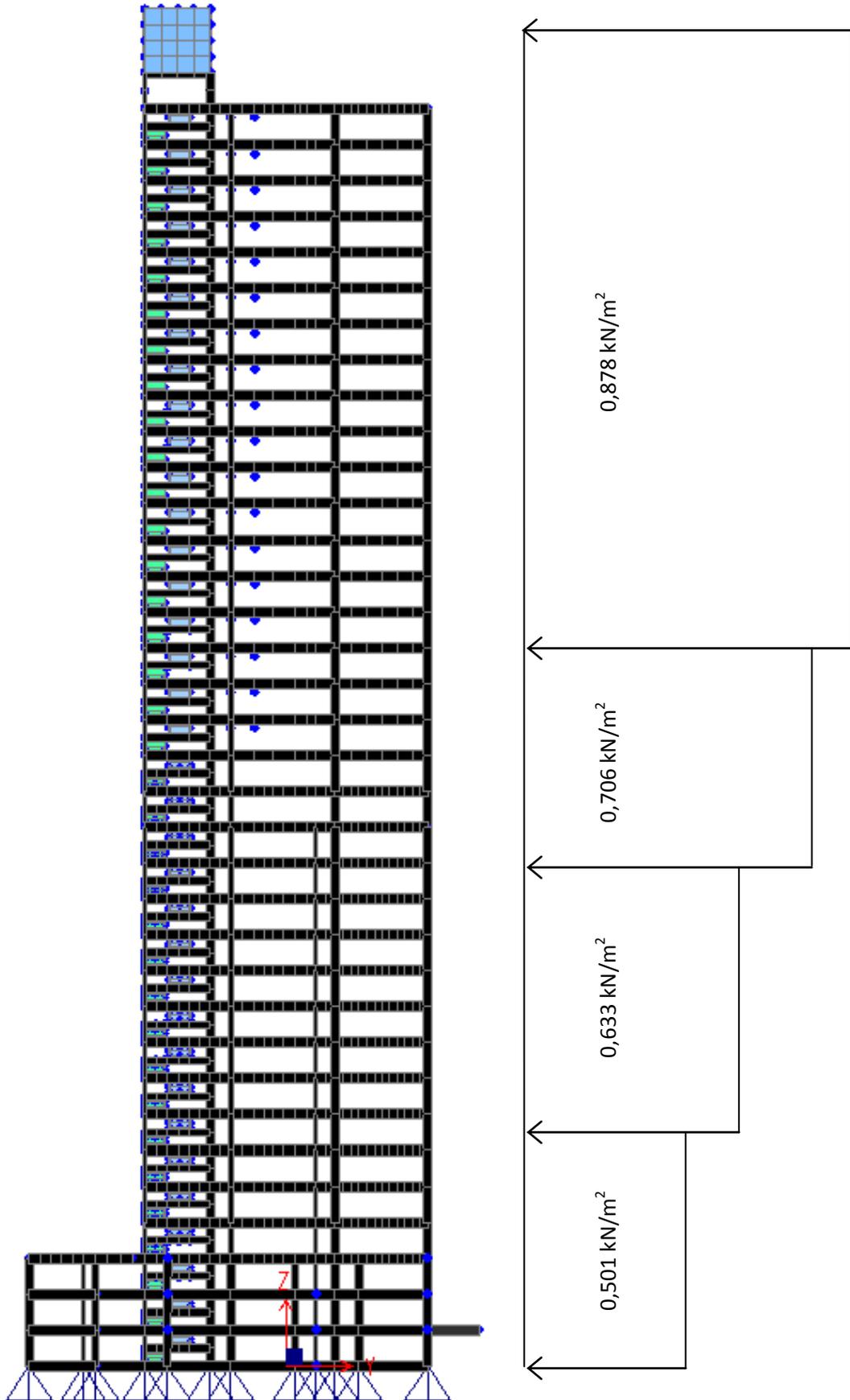


Figura 3.4.1.1 e – Carregamento de vento na direção $0^\circ/180^\circ$

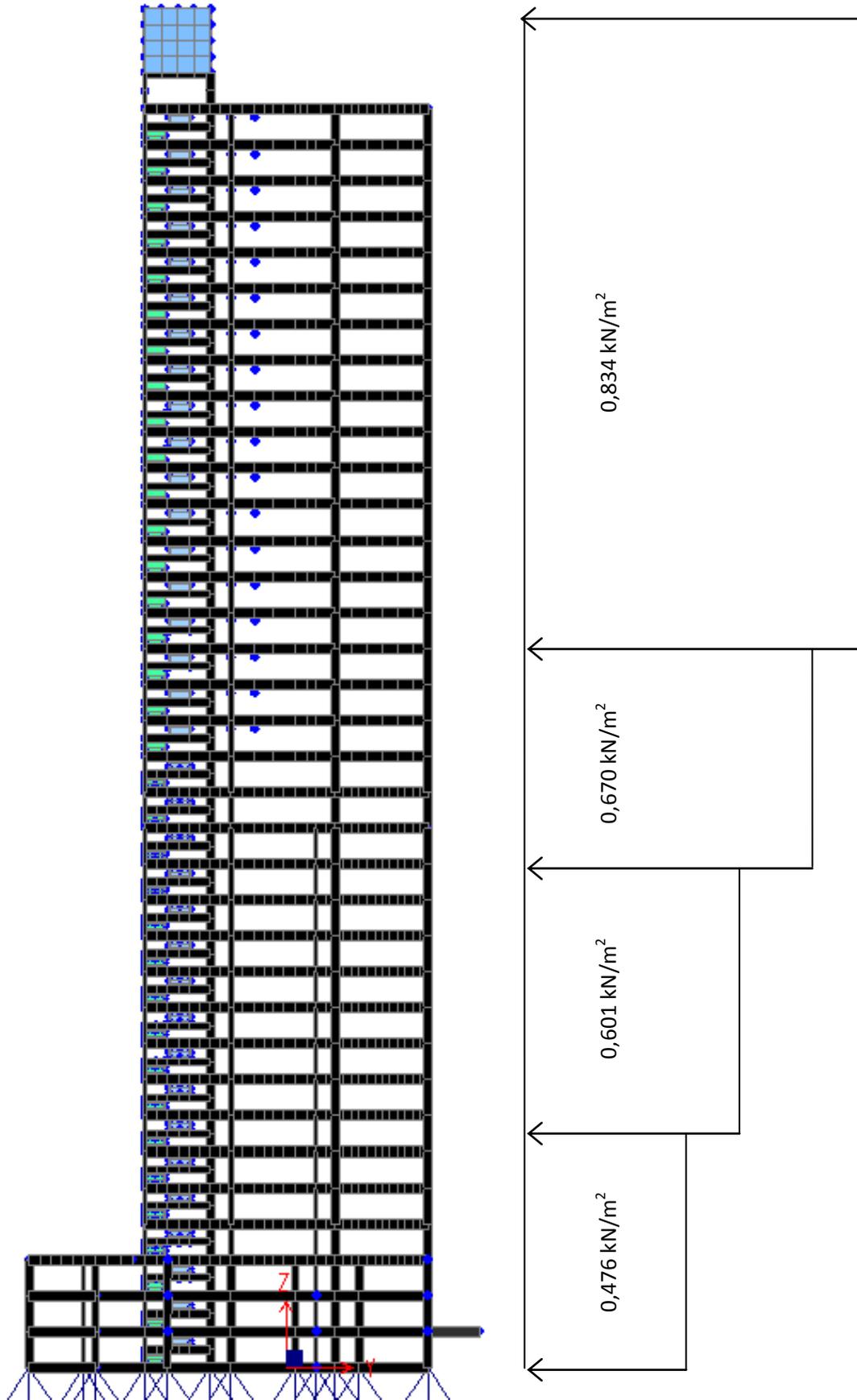


Figura 3.4.1.1 f – Carregamento de vento na direção 90°/270°

3.4.2 Combinações de Carregamentos

COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS			
CARREGAMENTOS BÁSICOS	FATORES		
	COMB1 ^[1] (pilares e fundações sem vento)	COMB2 ^[2] (vigas e lajes)	COMB3 ^[1] (pilares e fundações com vento)
PP	1,0	1,0	1,0
REV	1,0	1,0	1,0
PAR	1,0	1,0	1,0
CXDA	1,0	1,0	1,0
SOBR	0,40	1,0	1,0
TELH	1,0	1,0	1,0
MAQ	1,0	1,0	1,0
LAZR	0,40	1,0	1,0
GARG	1,0	1,0	1,0
VX ^[3]	0	1,0	1,0
VY ^[3]	0	1,0	1,0

Tabela 3.4.2 – Combinações de carregamentos

[1]: Para a obtenção dos esforços nos pilares e fundações, foi considerado somente 40% das sobrecargas atuando concomitantemente nos pavimentos;

[2]: A “COMB2” é utilizada no dimensionamento das lajes e vigas.

3.4.3 Pré-Dimensionamento

A) LAJES

$$h_{\text{LAJES}} \approx \ell / 31 = 380 / 31 \approx 12 \text{ cm}$$

$$\text{Sobrecarga máxima nas lajes} = 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{Peso próprio nas lajes} = 25 \times 0,12 = 3,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{Total} = 8,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{Momento fletor máximo} = (8,0 \times 3,8^2) / 8 = 14,4 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$A_s \approx \phi 8 \text{ c } 7,5$$

B) VIGAS

$$h_{\text{VIGAS}} \approx \ell / 12 = 700 / 12 \approx 60 \text{ cm}$$

$$b \geq 12 \text{ cm}$$

3.4.4 Modelo Matemático

As análises estruturais foram feitas com o auxílio do programa SAP 2000. A seguir estão representados os diversos pavimentos e pavimentos tipo.

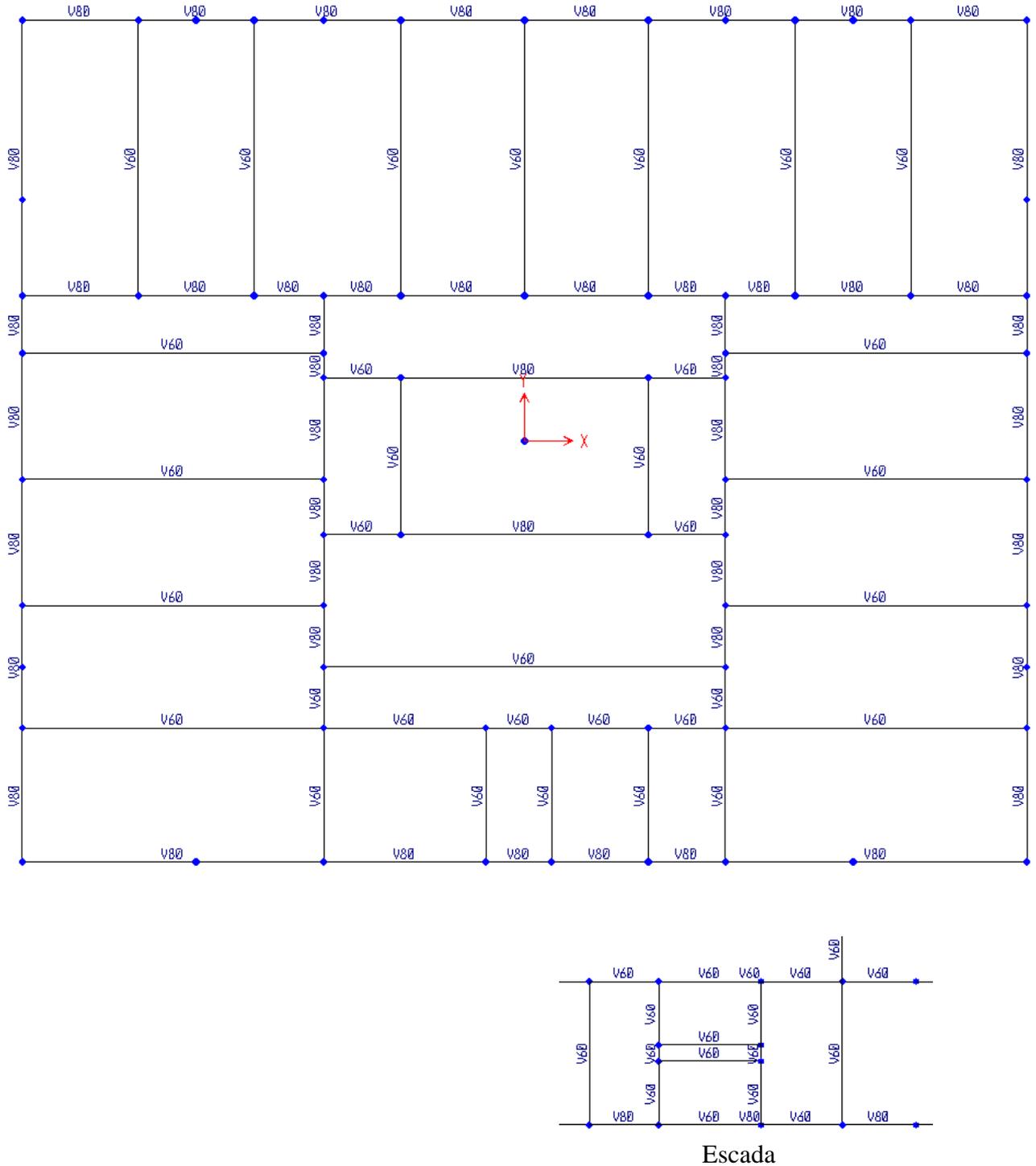


Figura 3.4.4 a – VIGAS DO 17º AO 35º PAVIMENTO TIPO – PLANTA

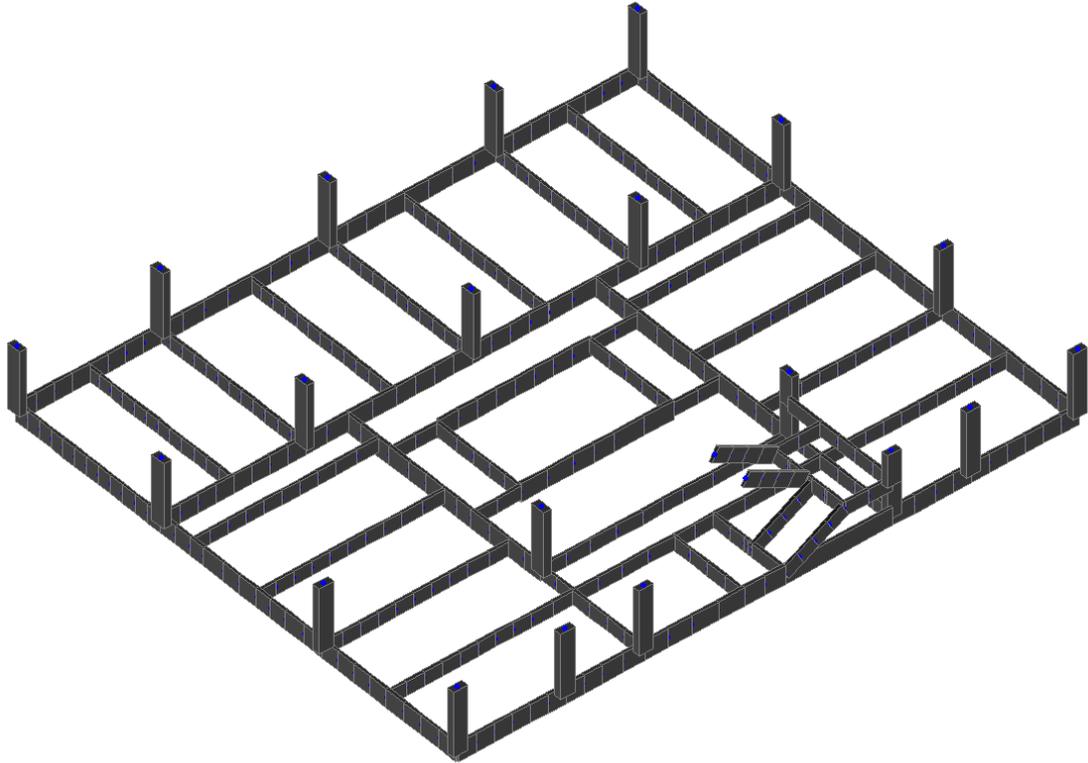


Figura 3.4.4 b – VIGAS E PILARES DO 17º AO 35º PAVIMENTO TIPO – PERSPECTIVA

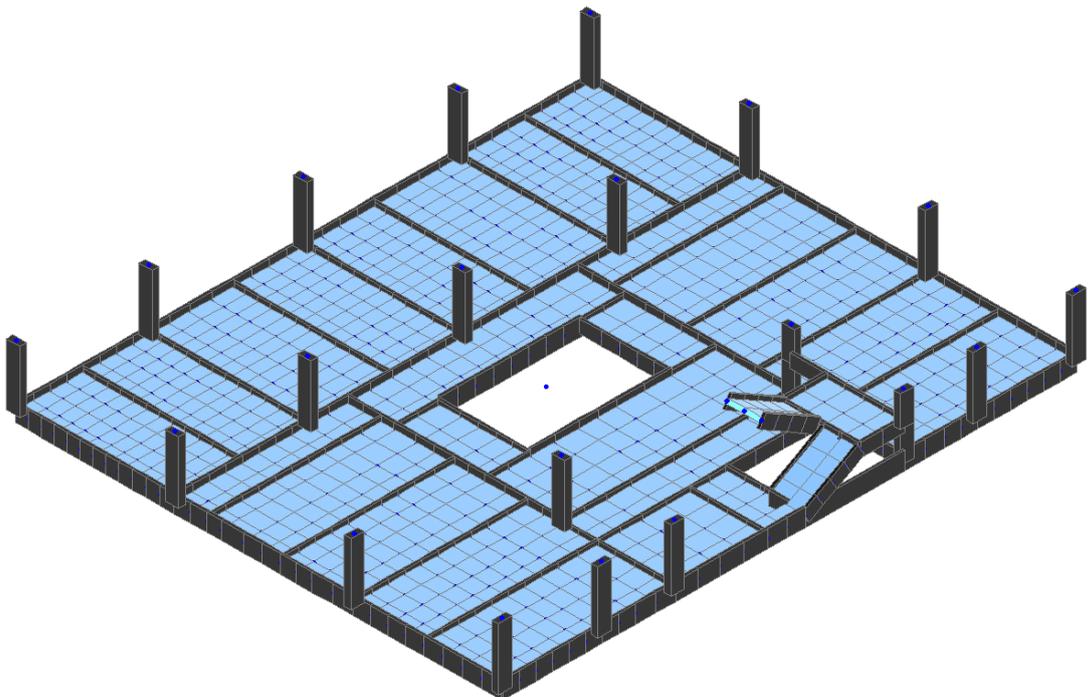


Figura 3.4.4 c – VIGAS, PILARES E LAJES DO 17º AO 35º PAVIMENTO TIPO – PERSPECTIVA

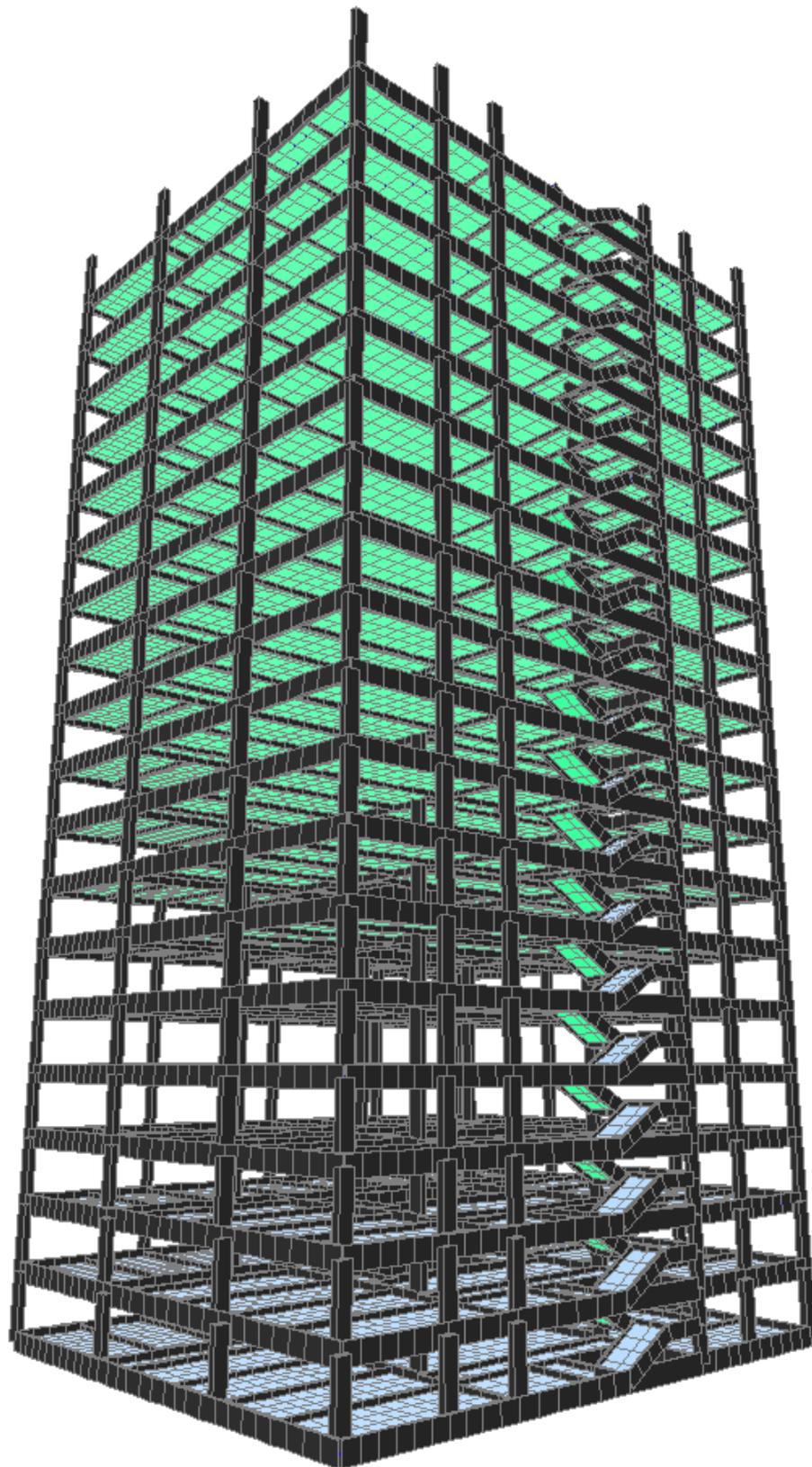


Figura 3.4.4 d – 17° AO 35° PAVIMENTO TIPO – PERSPECTIVA

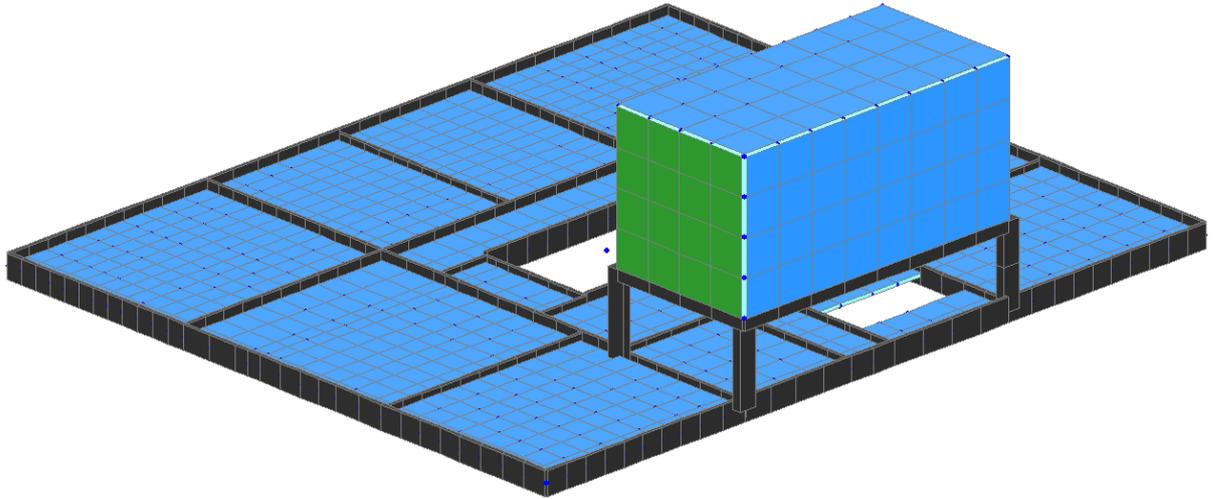


Figura 3.4.4 e – VIGAS, PILARES E LAJES DA COBERTURA E CAIXA D'ÁGUA

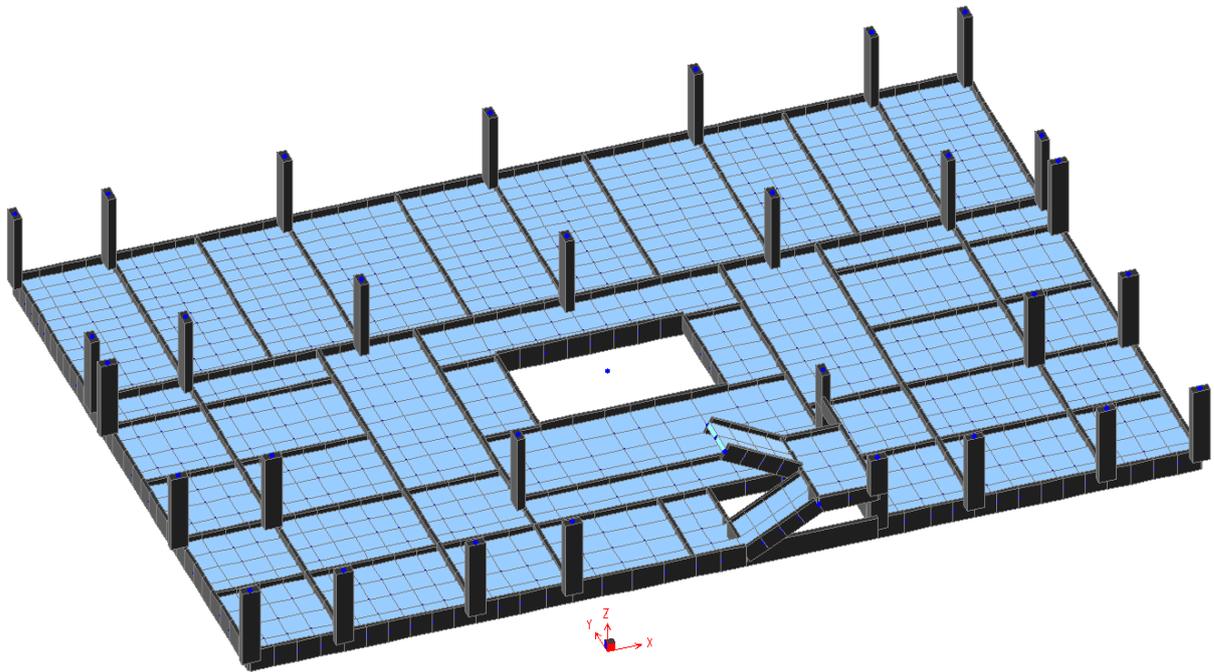


Figura 3.4.4 f – VIGAS, PILARES E LAJES DO 5º AO 16º PAVIMENTO TIPO – PERSPECTIVA

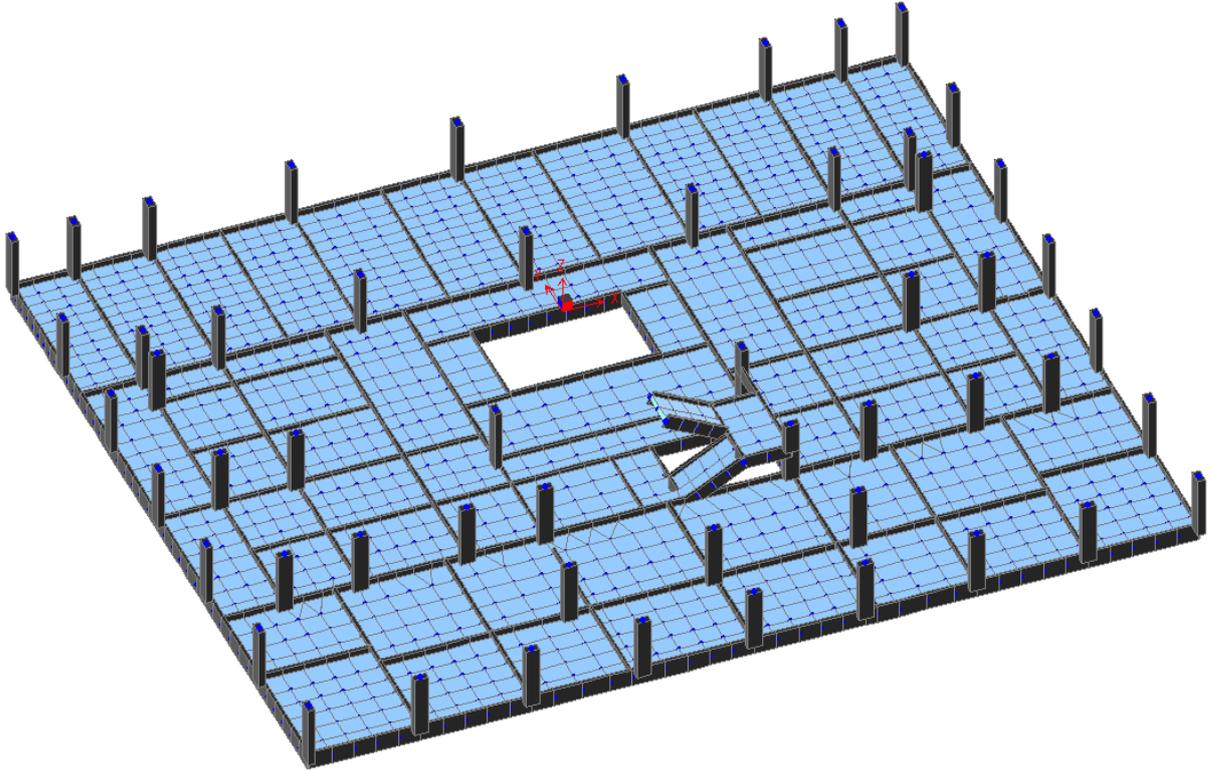


Figura 3.4.4 g – VIGAS, PILARES E LAJES DO 4º PAVIMENTO – PERSPECTIVA

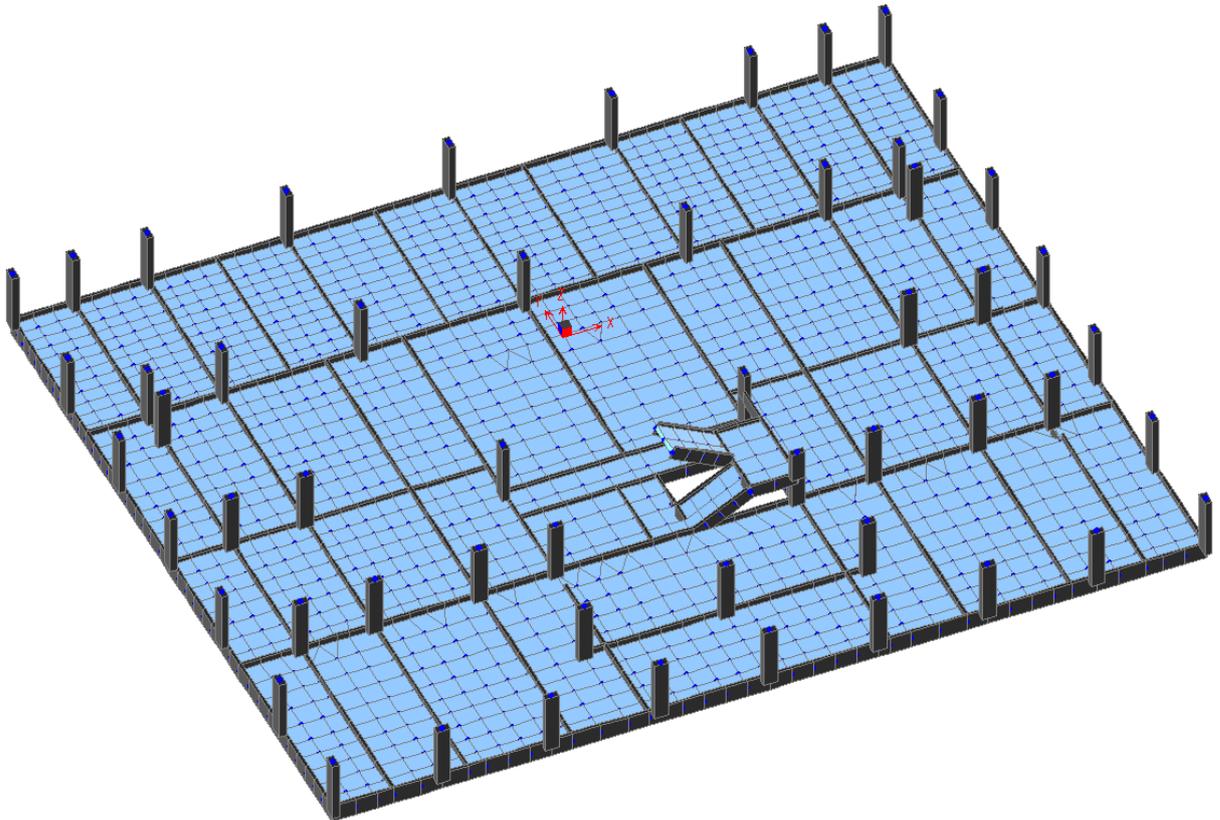


Figura 3.4.4 h – VIGAS, PILARES E LAJES DO 3º PAVIMENTO – PERSPECTIVA

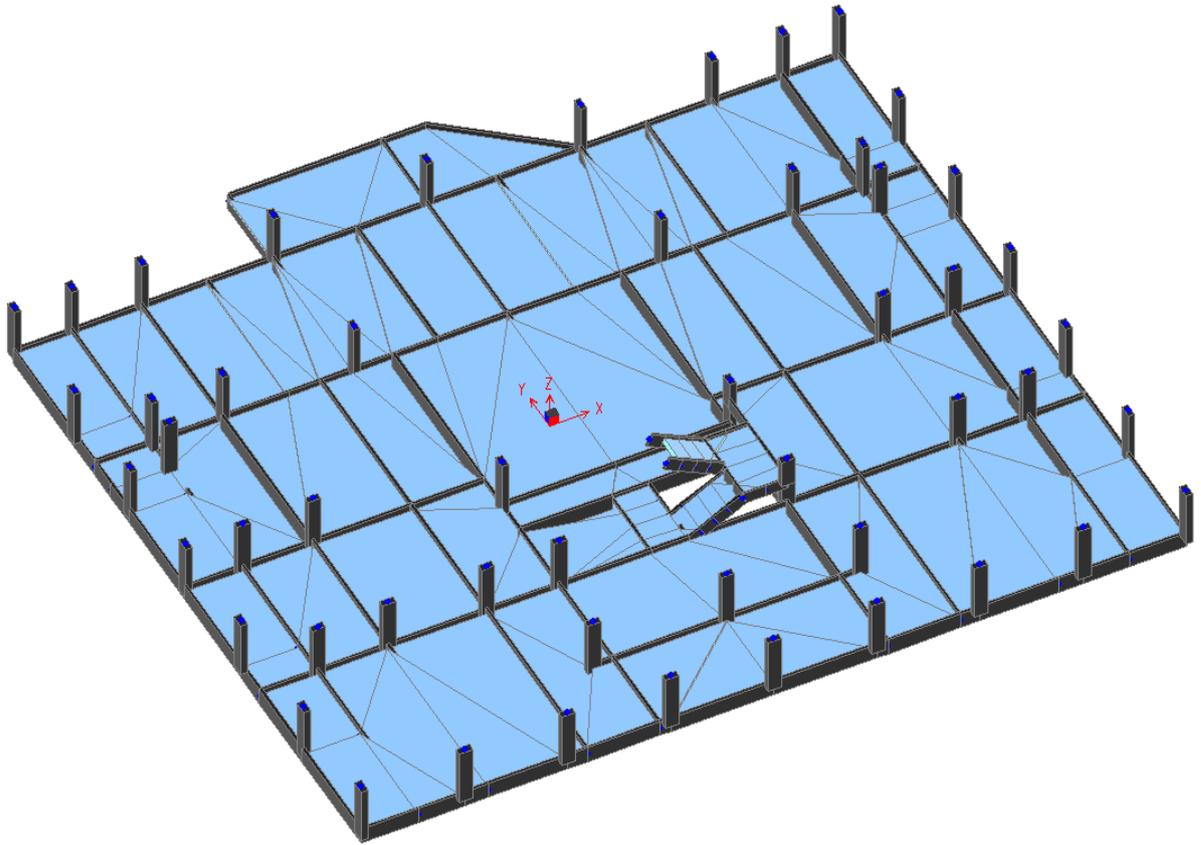


Figura 3.4.4 i – VIGAS, PILARES E LAJES DO 2º PAVIMENTO – PERSPECTIVA

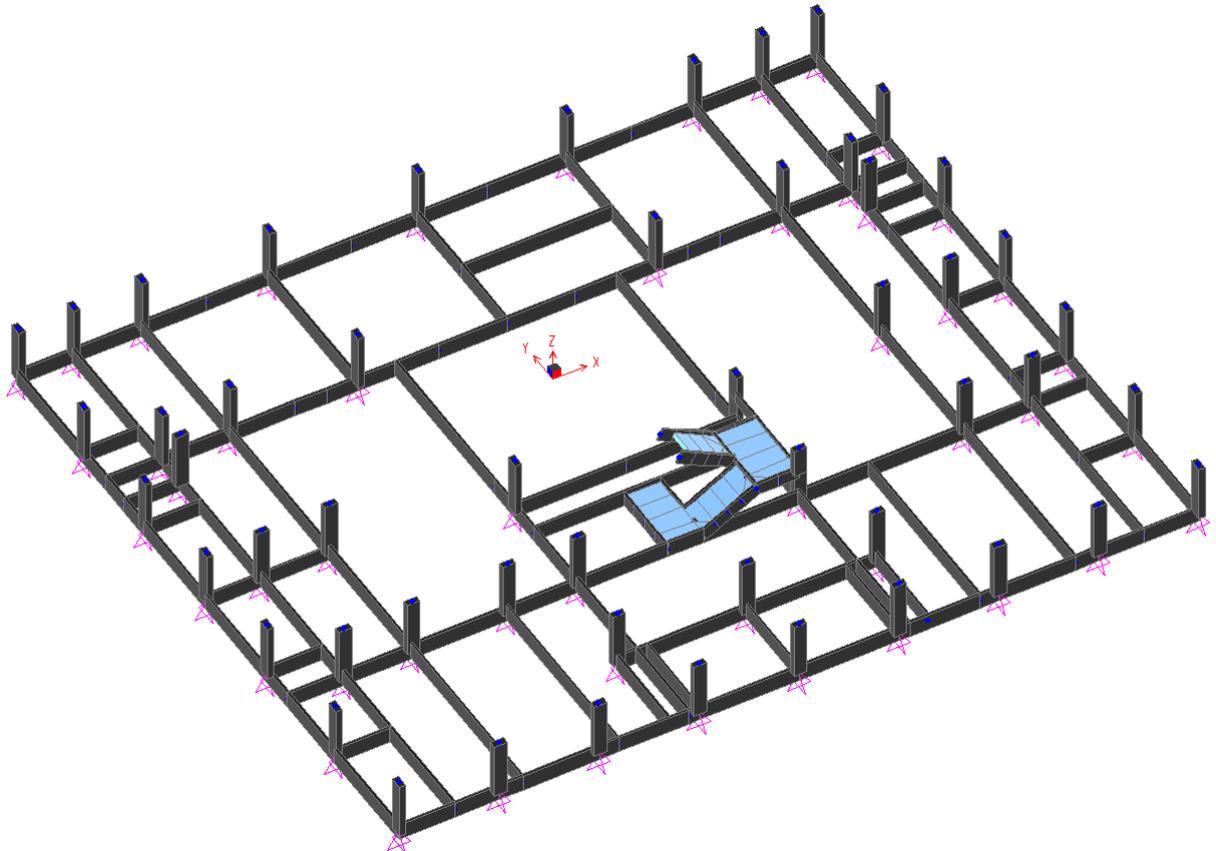


Figura 3.4.4 j – CINTAS, PILARES E LAJES DO 1º PAVIMENTO – PERSPECTIVA

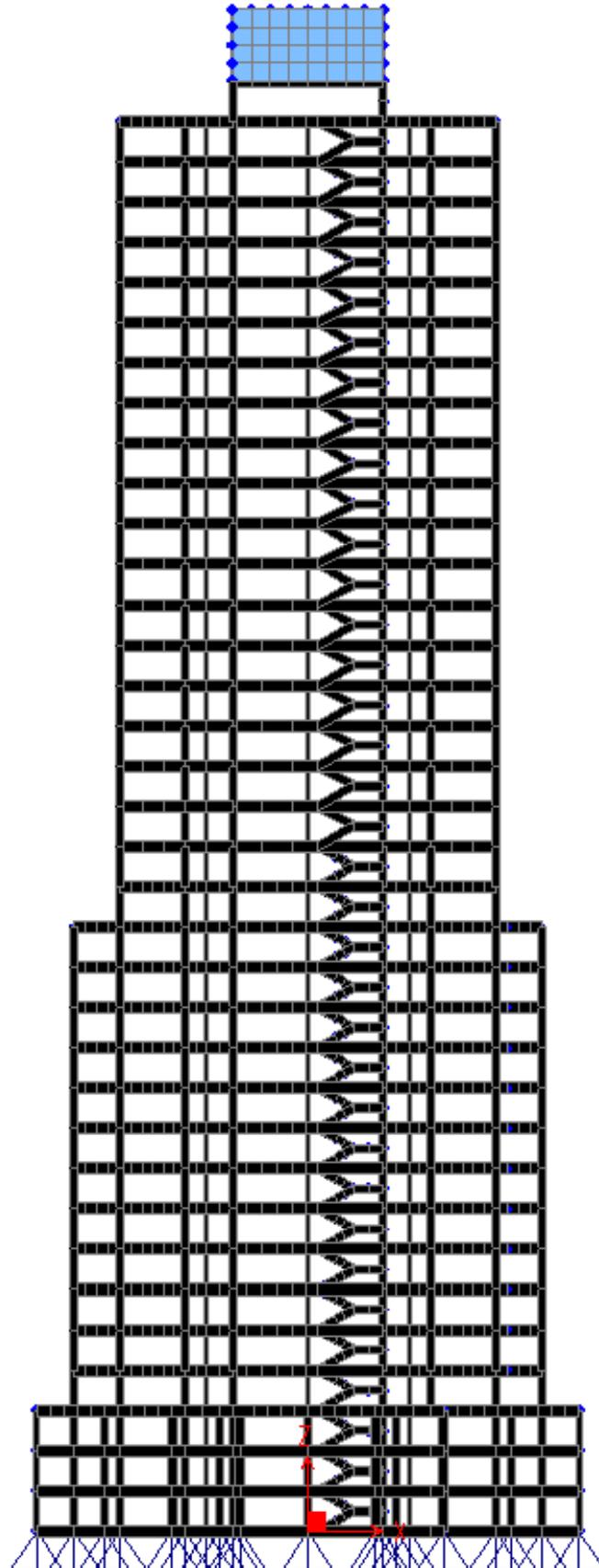


Figura 3.4.4 k – EDIFICAÇÃO COMPLETA – VISTA FRONTAL

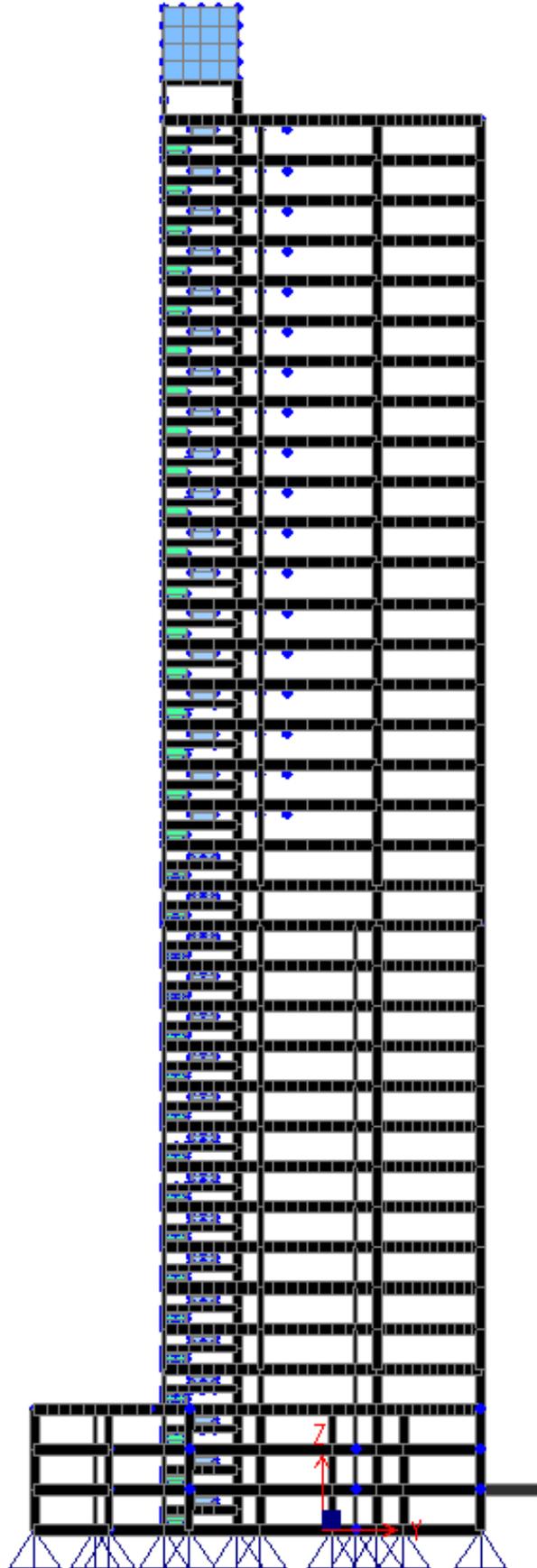


Figura 3.4.4 1 – EDIFICAÇÃO COMPLETA – VISTA LATERAL

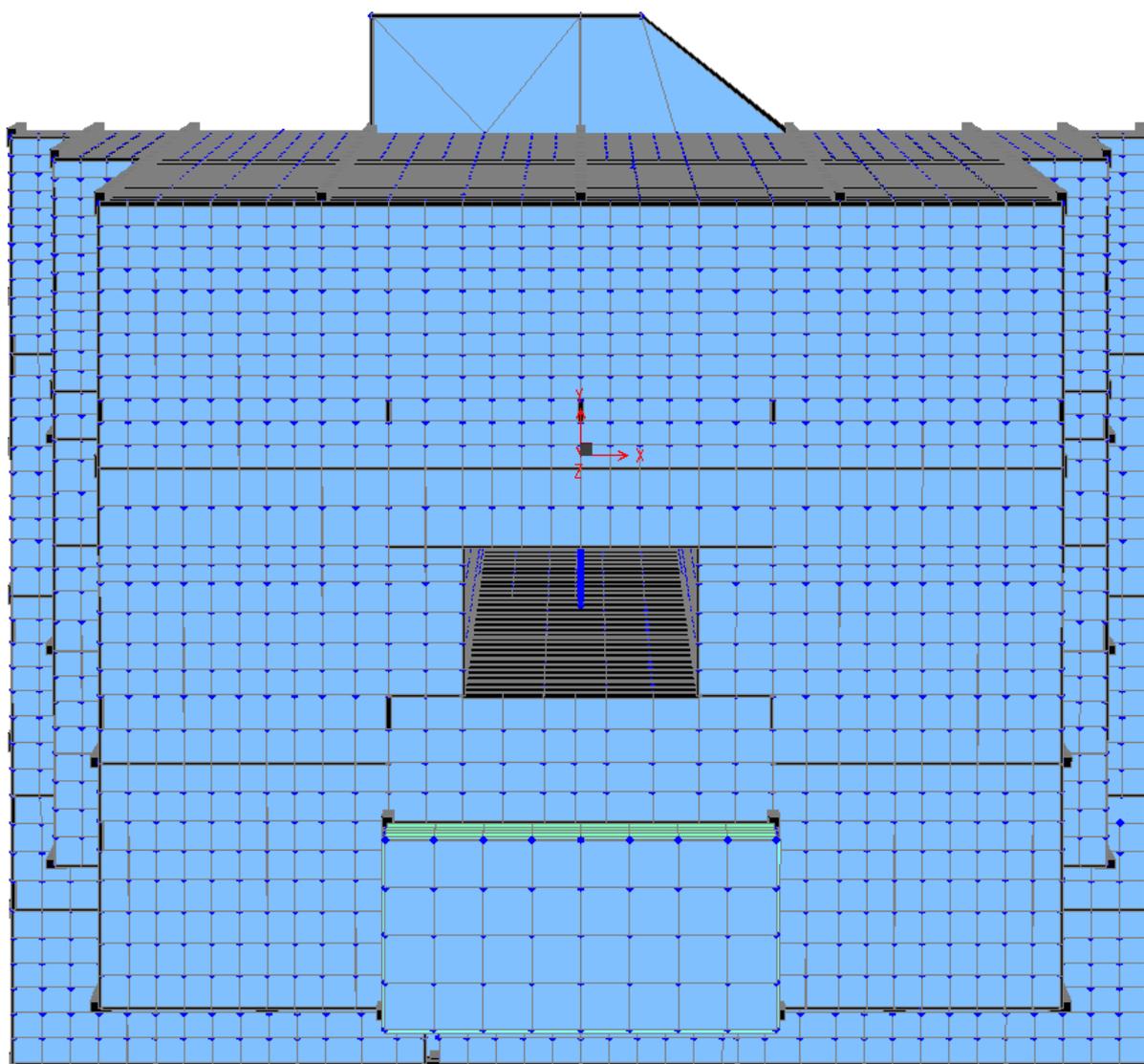


Figura 3.4.4 m – EDIFICAÇÃO COMPLETA – VISTA SUPERIOR

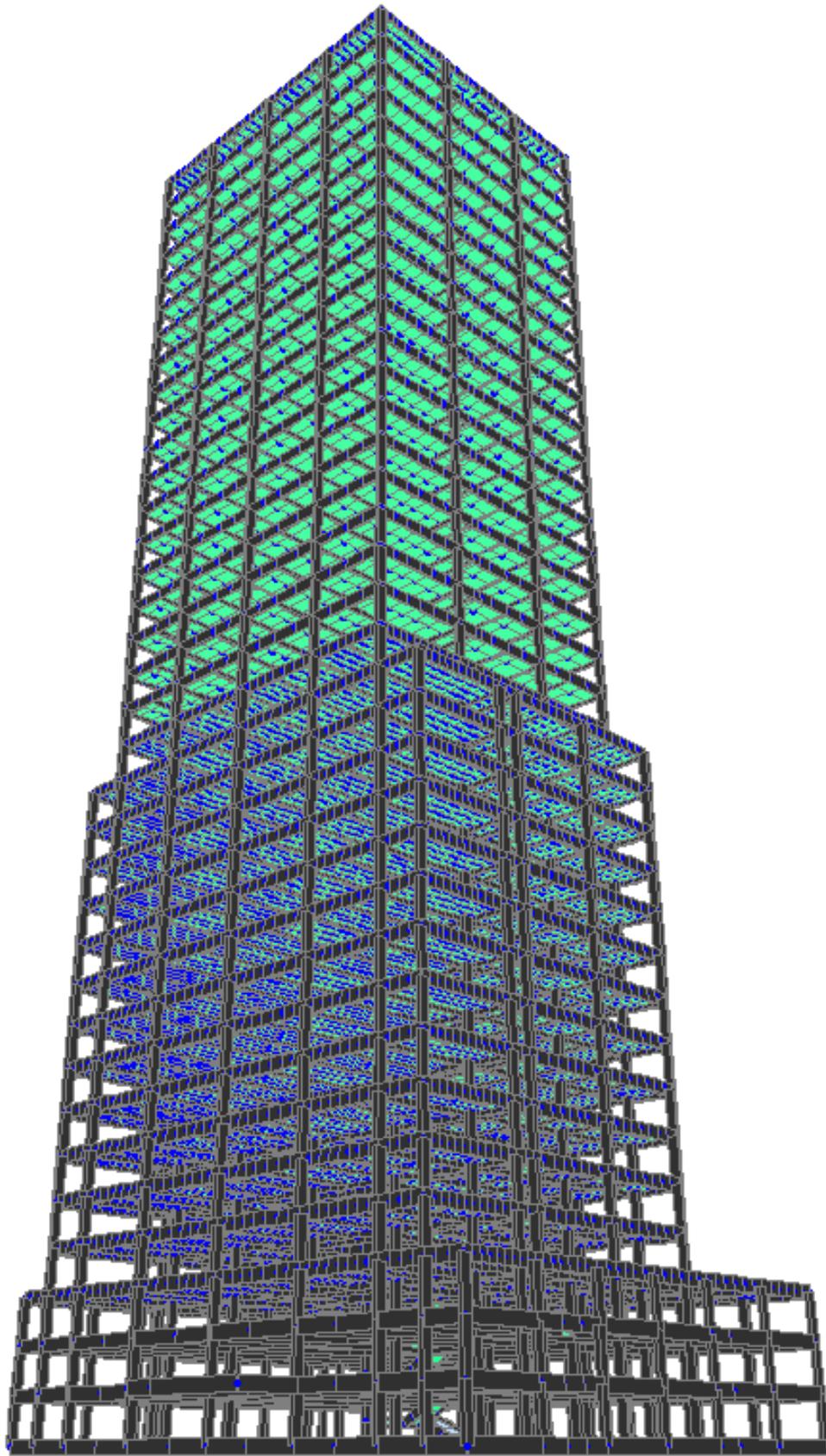


Figura 3.4.4 n – EDIFICAÇÃO COMPLETA – PERSPECTIVA – FRENTE

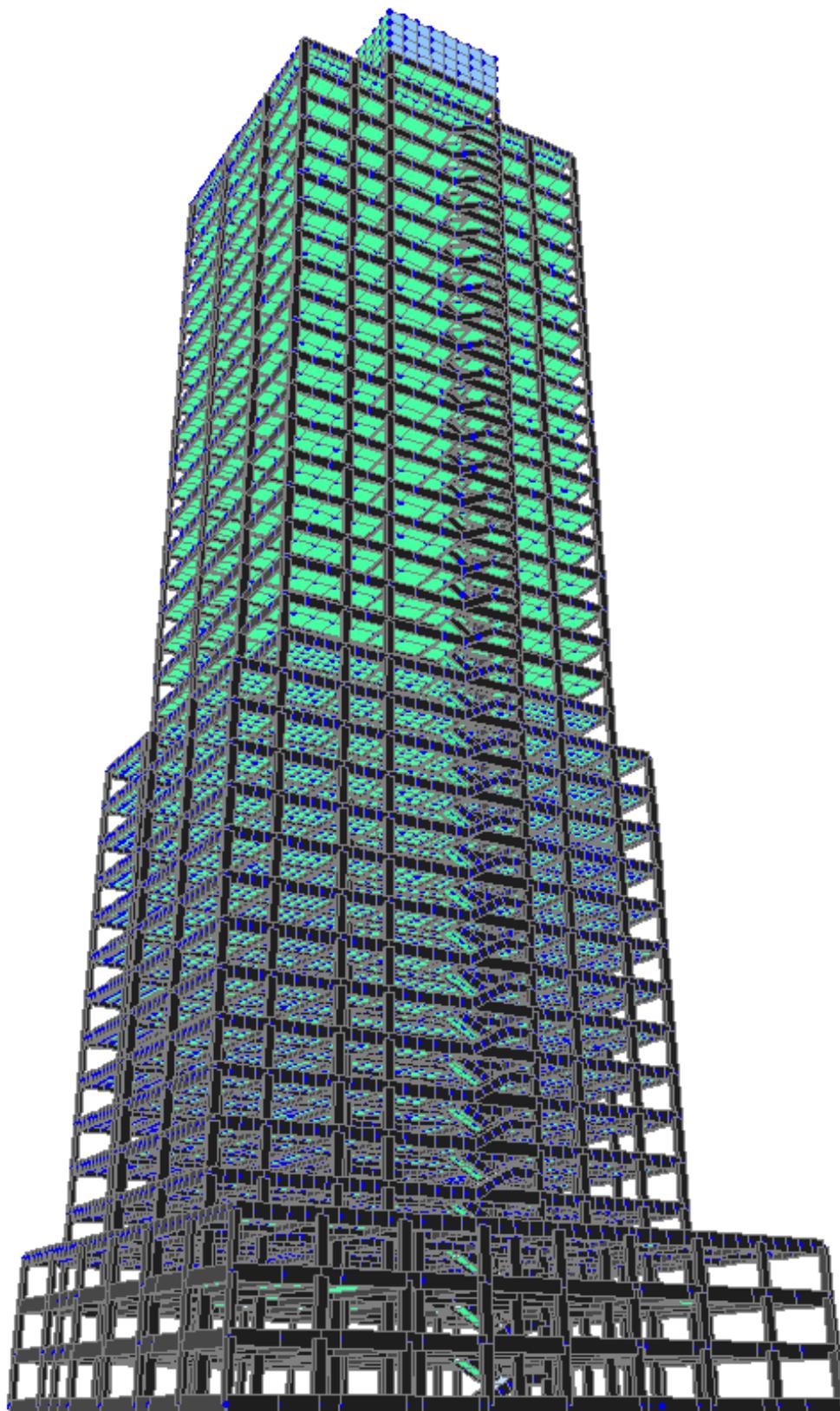


Figura 3.4.4 o – EDIFICAÇÃO COMPLETA – PERSPECTIVA – FUNDOS

3.4.5 Resultados

DEFORMADA DO CONJUNTO

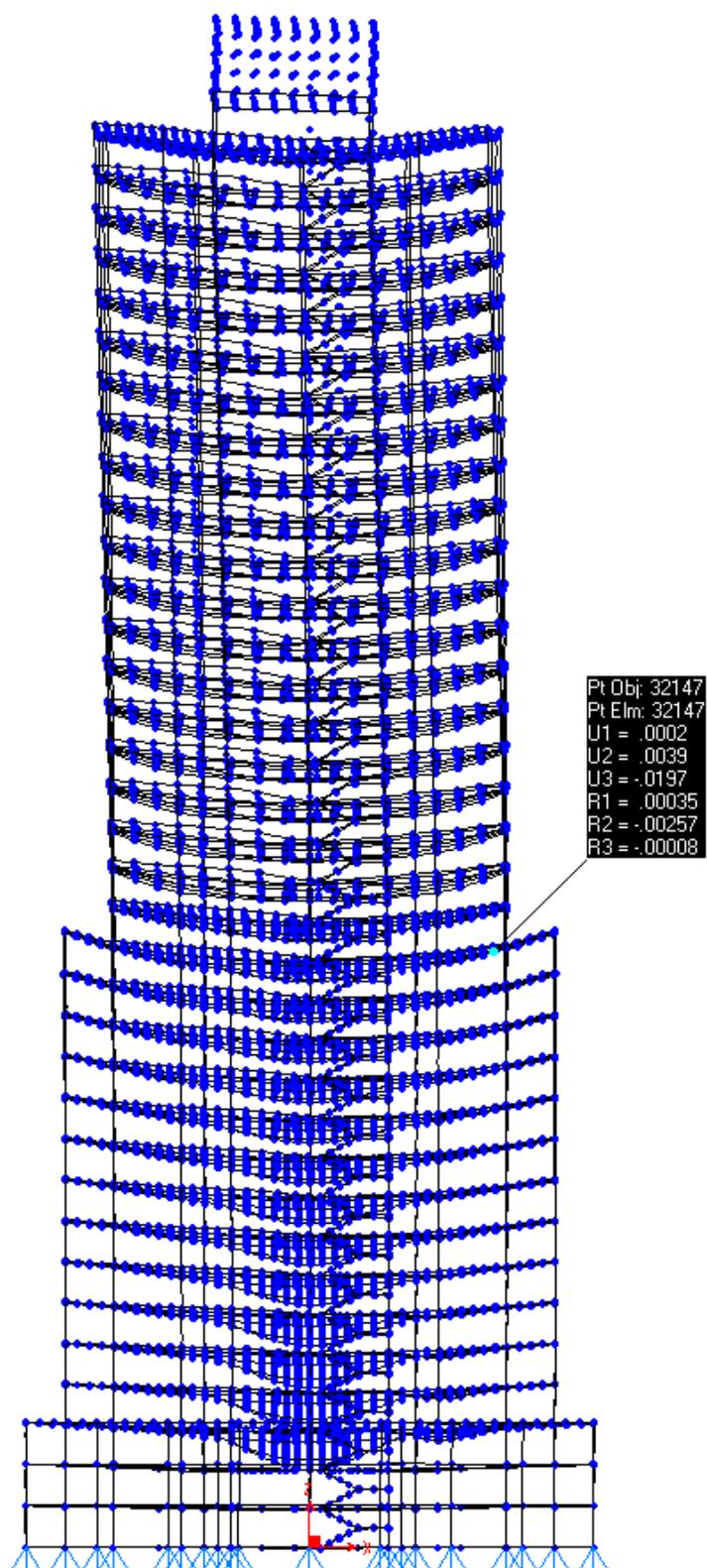


Figura 3.4.5 a – Deslocamentos devidos às sobrecargas acidentais.

a) **LAJES**

Como exemplo foram selecionados alguns esforços nas lajes dos pavimentos 17 a 35.

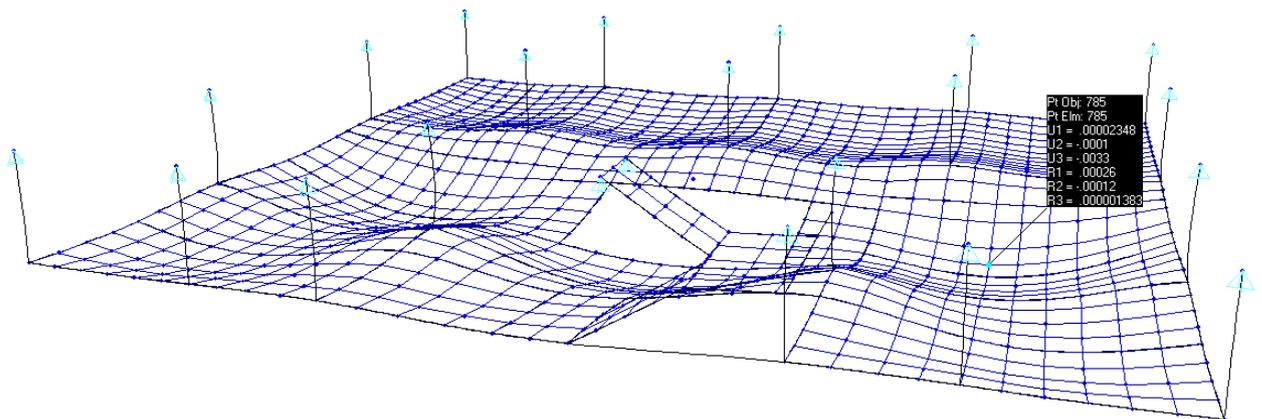


Figura 3.4.5 b – Deslocamentos máximos devidos à combinação “COMB2”.

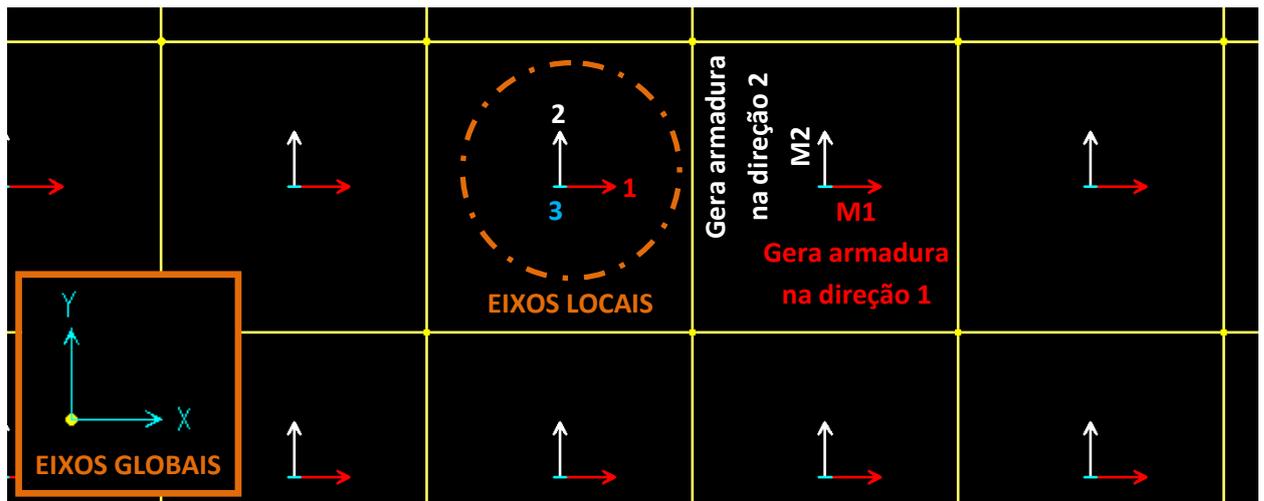


Figura 3.4.5 c – Convenção de eixos locais das placas.

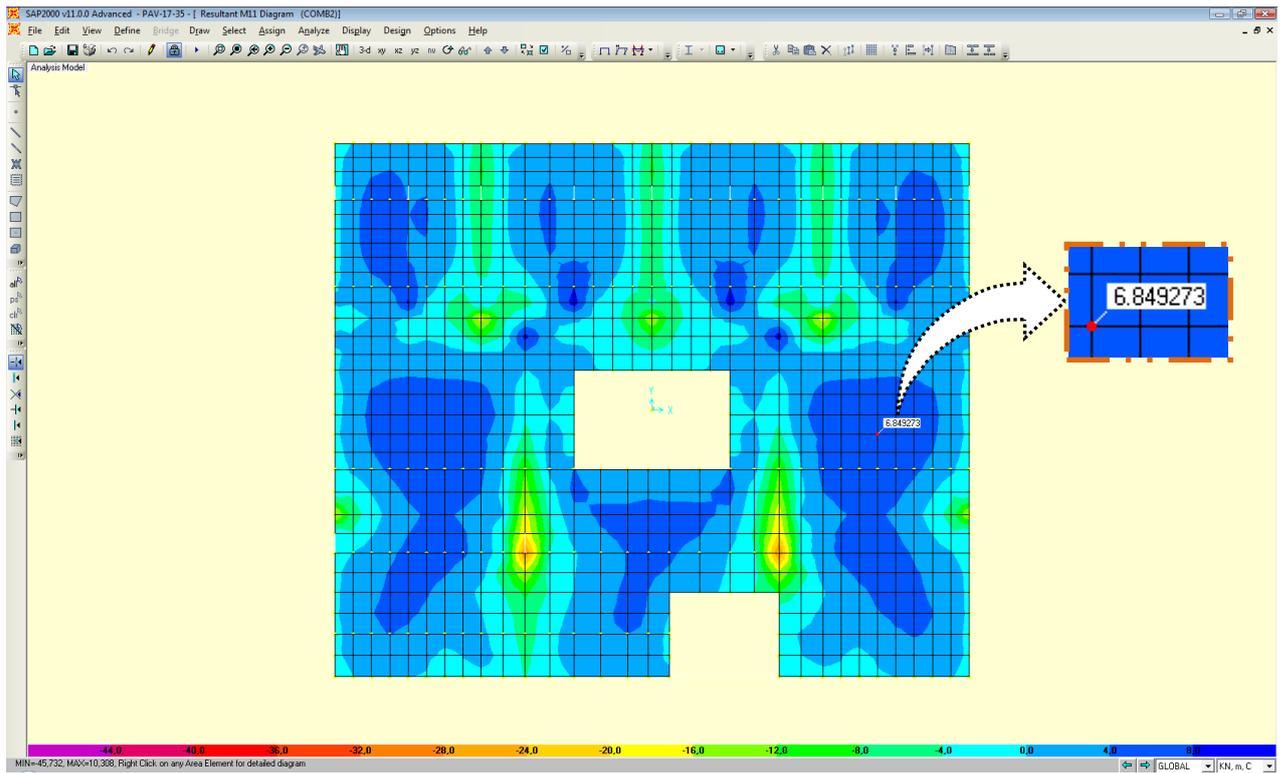


Figura 3.4.5 d – Momentos fletores M11 máximos devidos à combinação “COMB2”.

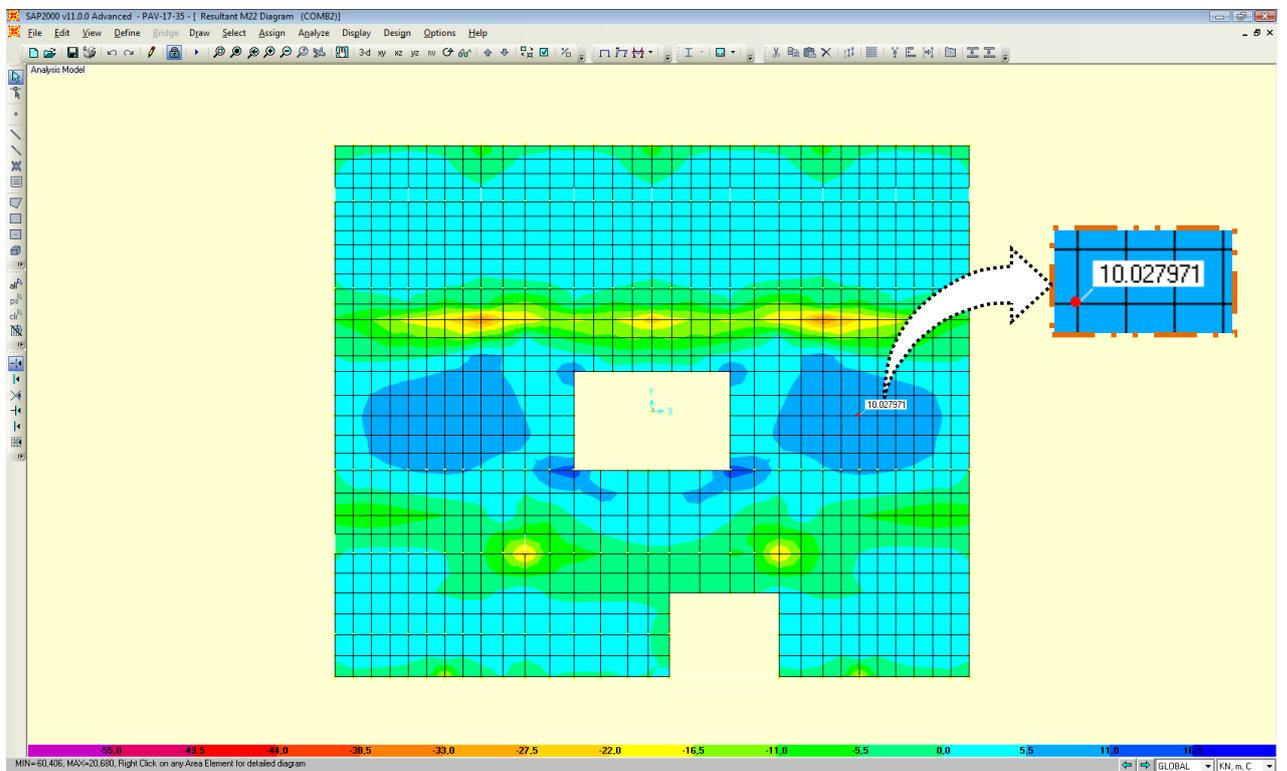


Figura 3.4.5 e – Momentos fletores M22 máximos devidos à combinação “COMB2”.

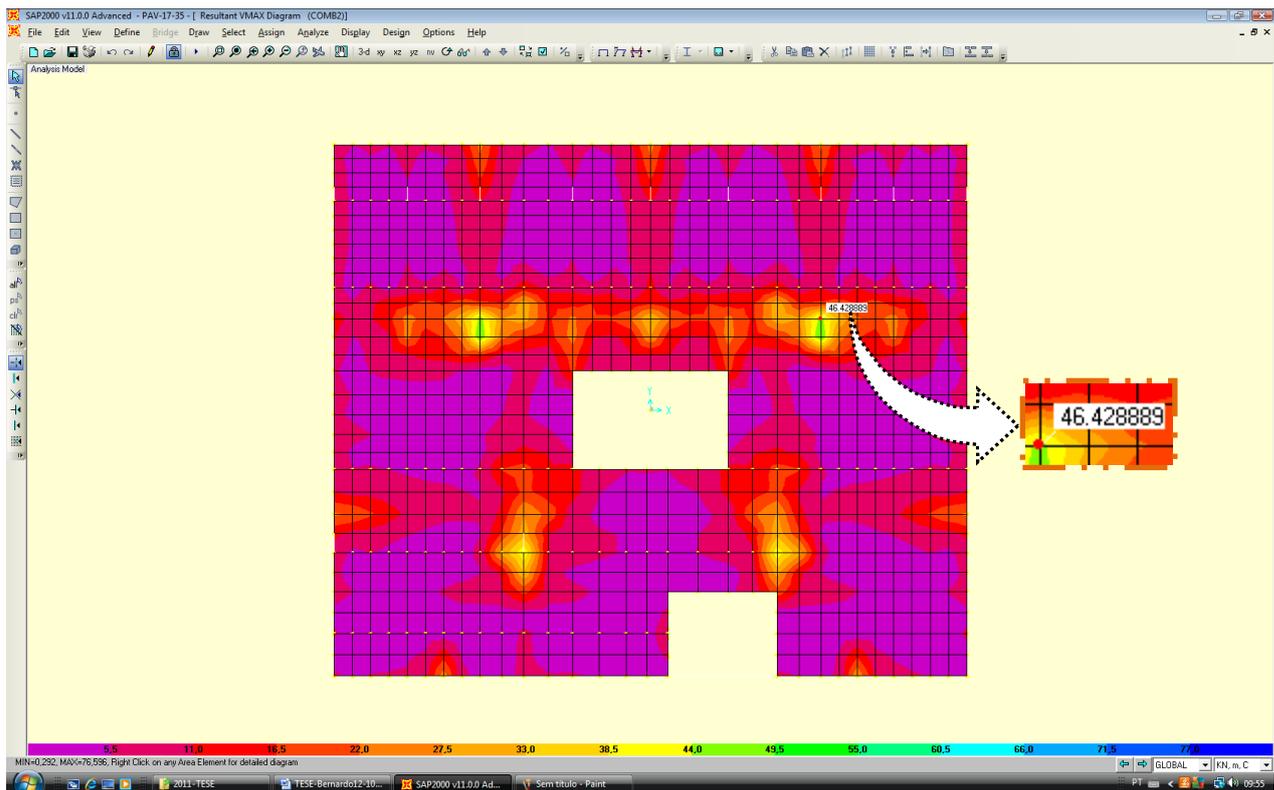


Figura 3.4.5 f – Esforços cortantes Vmax devidos à combinação “COMB2”.

LAJES - RESUMO DOS ESFORÇOS	
M11	6,8 kN.m / m
M22	10,0 kN.m / m
Vmax	46,4 kN / m

Tabela 3.4.5 a – LAJES - Resumo de esforços nos pavimentos 17 a 35.

b) **VIGAS**

Como exemplo foram selecionados alguns esforços nas vigas dos pavimentos 17 a 35.

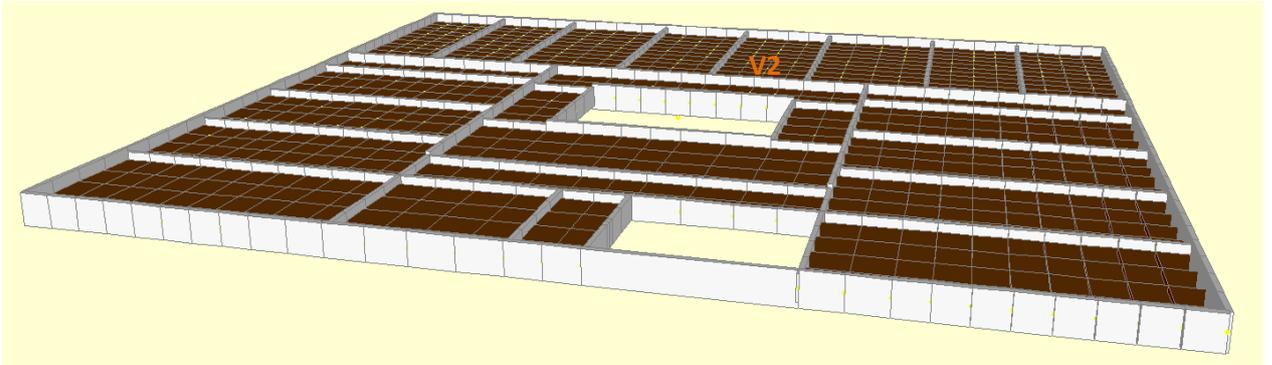


Figura 3.4.5 g – Vigas indeformadas.

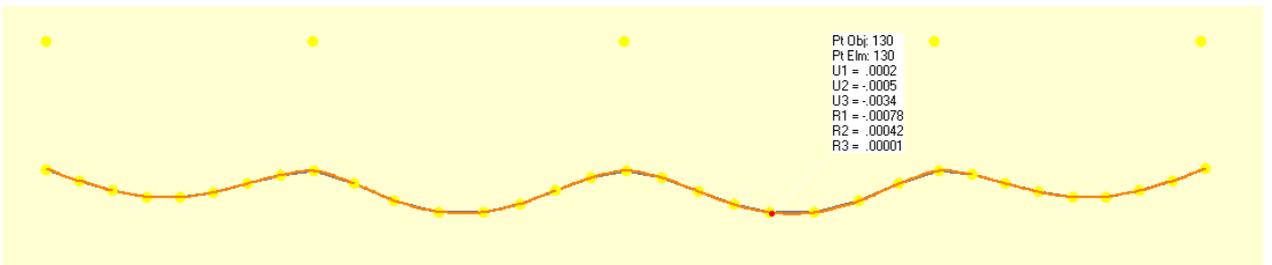


Figura 3.4.5 h – Deslocamentos máximos na viga “V2” devidos à combinação “COMB2”.

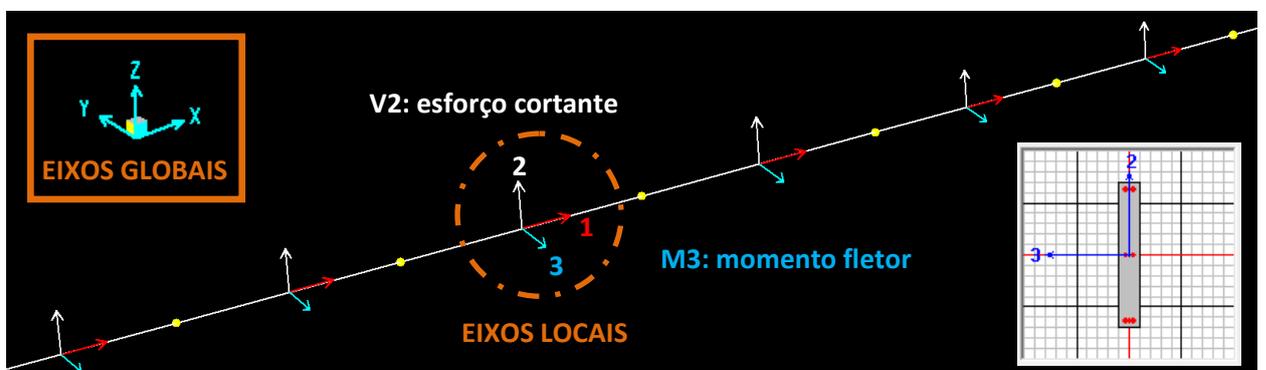


Figura 3.4.5 i – Convenção de eixos locais das vigas.

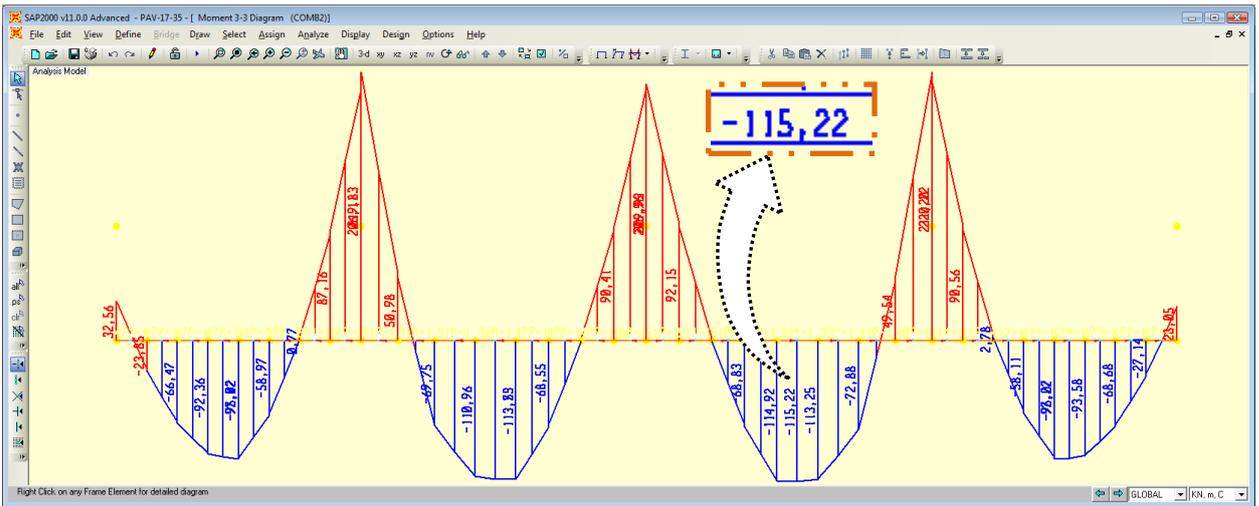


Figura 3.4.5 j – Momentos fletores na viga “V2” devidos à combinação “COMB2”.

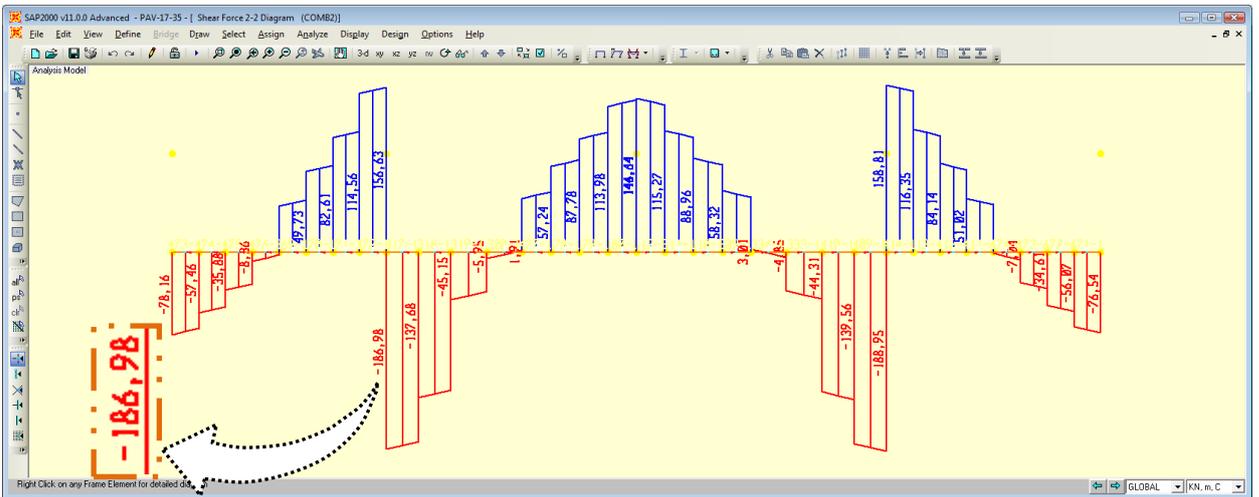


Figura 3.4.5 k – Esforços cortantes na viga “V2” devidos à combinação “COMB2”.

VIGAS - RESUMO DOS ESFORÇOS	
M 3-3	115 kN.m
Vmax	186 kN

Tabela 3.4.5 b – VIGAS - Resumo de esforços na viga “V2” devidos à combinação “COMB2”.

c) **PILARES**

c1) **Esforços**

São apresentados alguns resultados, privilegiando a combinação de carga COMB1 que não inclui os efeitos de vento. A razão desta escolha é a de se obter resultados em situações em que o dimensionamento à flexão composta reta e oblíqua se dê com grande preponderância de compressão (domínio 5). Assim a comparação de resultados com concretos de diferentes categorias se mostra mais representativa, o que não ocorreria se consideradas as combinações com o vento, nas quais a flexão é dominante e a relevância da resistência do concreto se mostrou muito pequena. Considerou-se assim que o dimensionamento com pequenos esforços de compressão ou na flexão simples (domínios 2, 3 e 4) já está suficientemente coberto pelos estudos de lajes e vigas.

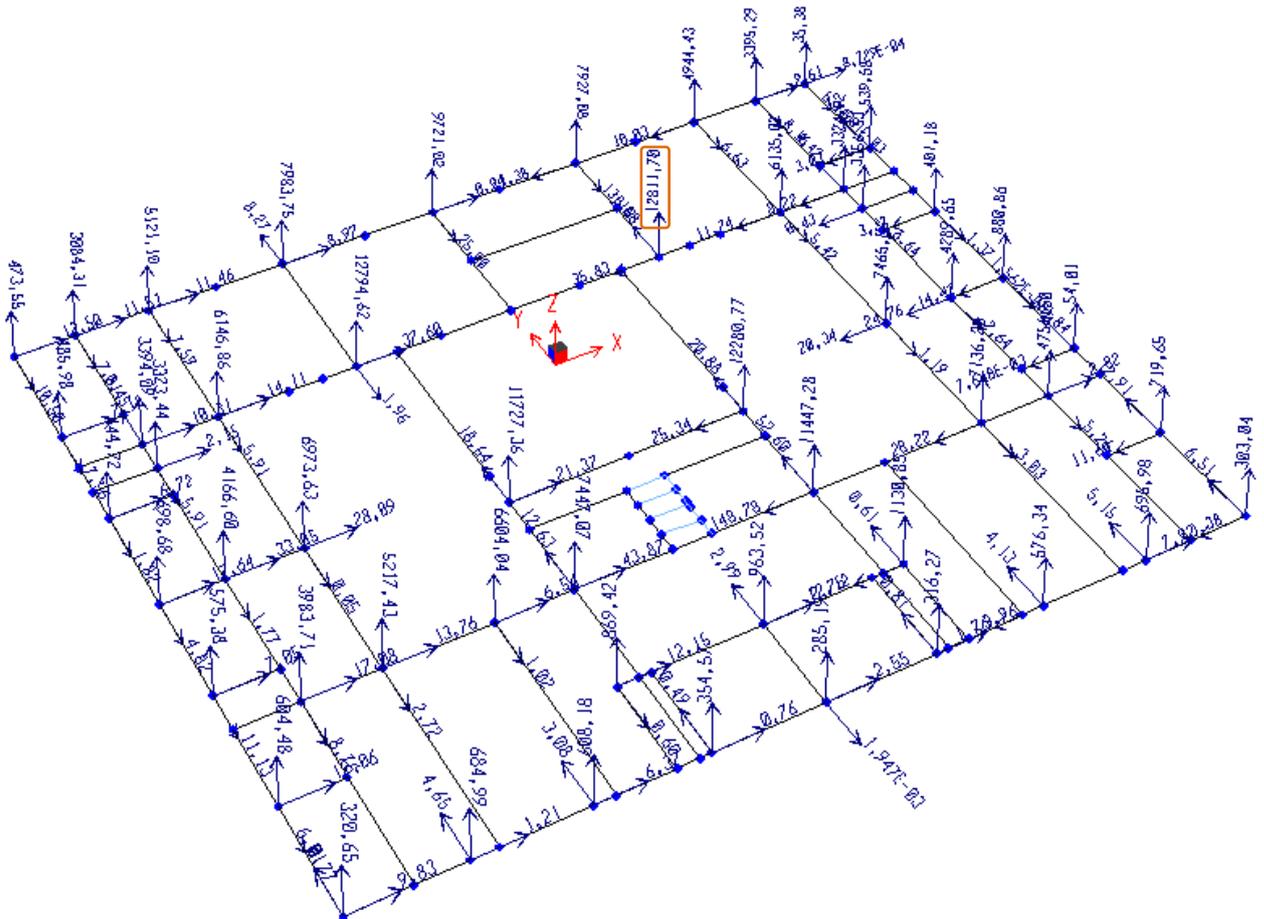


Figura 3.4.5 1 – PILARES – Reações de apoio

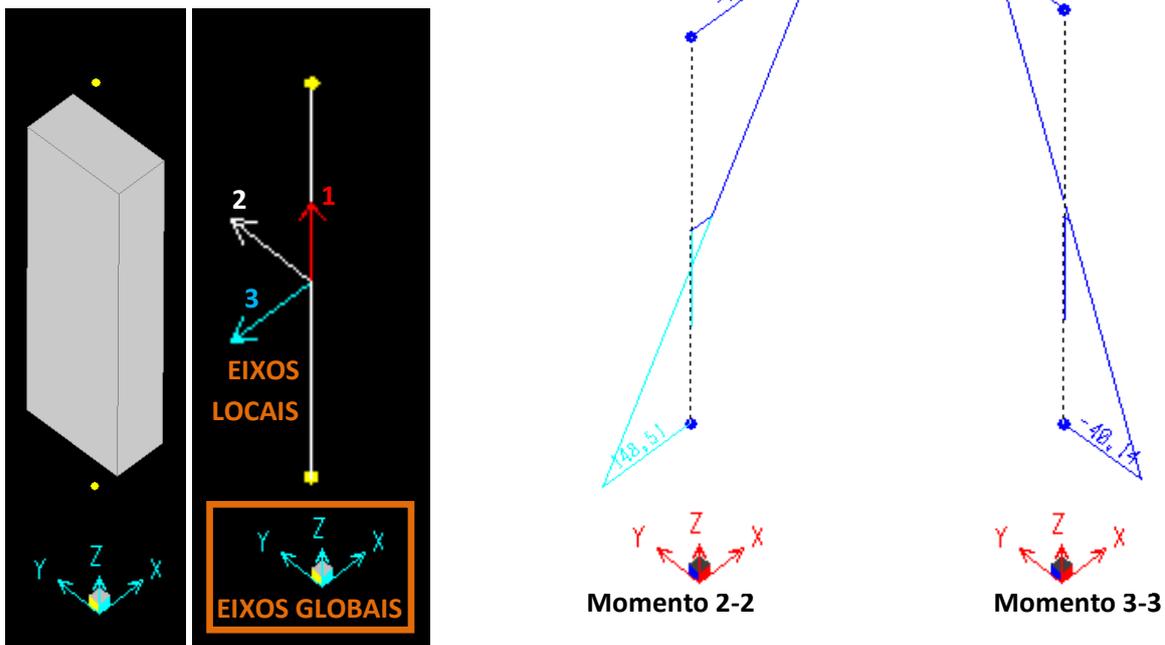


Figura 3.4.5 m – PILARES - Momentos fletores no pilar mais solicitado

TABLE: Joint Reactions		
Joint	OutputCase	F3
Text	Text	KN
2162	COMB1	5121,097
2164	COMB1	5217,429
2167	COMB1	7983,755
2170	COMB1	9721,015
2173	COMB1	6146,863
2176	COMB1	6973,634
2181	COMB1	12794,624
2194	COMB1	11727,364
2196	COMB1	7447,068
2198	COMB1	6604,044
2214	COMB1	4944,426
2215	COMB1	7136,204
2216	COMB1	7927,079
2217	COMB1	6135,067
2218	COMB1	7465,556
2222	COMB1	12280,769
2224	COMB1	11447,279
2233	COMB1	3084,307
2234	COMB1	3983,706
2236	COMB1	12811,697
2258	COMB1	3394,089
2259	COMB1	3323,439
2260	COMB1	4166,6
2261	COMB1	3395,291
2262	COMB1	4756,503
2263	COMB1	3374,924
2264	COMB1	3356,53
2265	COMB1	4289,651
2266	COMB1	320,647
2267	COMB1	303,036
2268	COMB1	684,992
2269	COMB1	608,18
2270	COMB1	354,574
2271	COMB1	285,193
2272	COMB1	316,27
2273	COMB1	576,336
2274	COMB1	695,982
2275	COMB1	963,515
2276	COMB1	869,417
2277	COMB1	1130,85
2280	COMB1	698,681
2281	COMB1	444,721
2282	COMB1	575,382
2283	COMB1	485,984
2286	COMB1	880,864
2287	COMB1	401,181
2288	COMB1	54,011
2289	COMB1	539,579
2290	COMB1	35,38
2291	COMB1	473,551
2300	COMB1	604,476
2301	COMB1	719,645
		12811,697

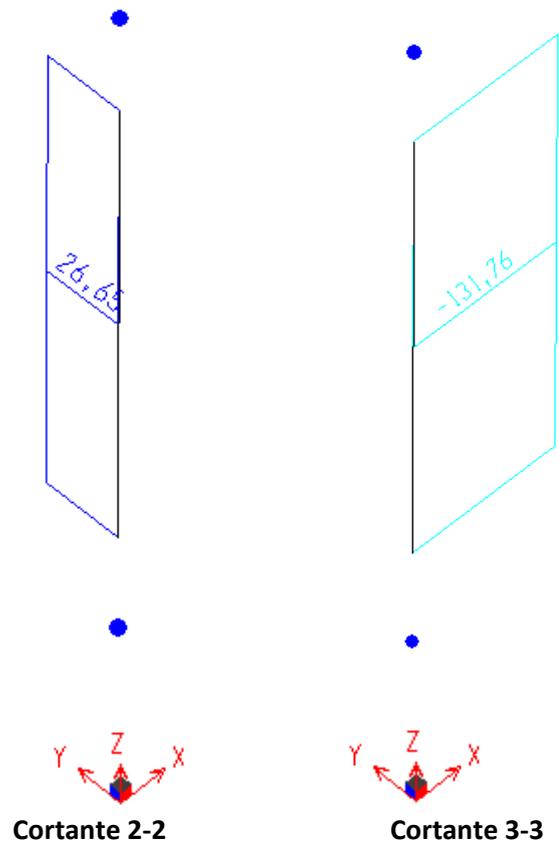


Figura 3.4.5 n – PILARES –
 Esforços cortantes no pilar mais
 Solicitado, sem esforços de vento

Tabela 3.4.5 c – PILARES – SEM VENTO – Compressão máxima

PILARES – SEM VENTO – Maiores esforços			
	SAP 2000	Convenção usual	Esforço
	F1	N	12811 kN
	F2	Vy	26 kN
	F3	Vx	131 kN
	M2	My	220 kN.m 148 kN.m
	M3	Mx	34 kN.m 40 kN.m

Tabela 3.4.5 d – Esforços no pilar mais solicitado – Pilar “P16” no pavimento térreo.

c2) Verificação da estabilidade global

Com relação às verificações de efeitos de segunda ordem nos pilares, a primeira verificação a ser feita é se a estrutura atende aos requisitos normativos de estruturas de nós fixos. Sendo atendidos estes requisitos, as verificações de segunda ordem podem ser realizadas a nível de efeitos locais, considerando como comprimento de flambagem as dimensões de piso a piso da edificação.

Será considerado o critério do parâmetro de instabilidade, definido no item 15.5 da NBR 6118.

Deve ser inicialmente avaliado o parâmetro α :

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(E_{ci} \cdot I_c)}}$$

$H_{tot} = 105,8\text{m}$ (valor considerado para a altura total da edificação)

$N_k = 241508,8\text{ kN}$ (valor característico da soma de todas as cargas verticais atuantes na estrutura)

I_c – inércia de um pilar equivalente, com seção constante, engastado na base e livre no topo, com comprimento igual a H_{tot} , que quando submetido à combinação de cargas preponderante para o projeto da estrutura, forneça o mesmo deslocamento horizontal no topo.

E_{ci} – módulo de elasticidade do concreto, que pode ser tomado como o tangente inicial
O valor da rigidez ($E_{ci} \cdot I_c$) será obtido de forma indireta e aproximada, através da aplicação de uma carga unitária no nível da cobertura do prédio.

A deformação decorrente da aplicação de uma carga concentrada na extremidade de uma viga em balanço é dada por:

$$\delta = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

$\delta = 3,933 \cdot 10^{-5}$ m (deformação horizontal obtida no modelo para uma carga unitária aplicada na cobertura)

$P = 1$ kN (carga unitária)

($E \cdot I$) tem o mesmo significado de ($E_{ci} \cdot I_c$) da expressão anterior.

Sendo assim:

$$(E_{ci} \cdot I_c) = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot \delta} = \frac{1 \cdot 105,8^3}{3 \cdot 3,933 \cdot 10^{-5}} = 1,004 \cdot 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha = 105,8 \cdot \sqrt{\frac{241508,8}{1,004 \cdot 10^{10}}} = 0,519$$

O limite da NBR 61118 para estruturas compostas exclusivamente por pórticos é $\alpha_1 = 0,5$. Porém para estruturas compostas por associações de pórticos e pilares-parede o limite passa a ser $\alpha_1 = 0,6$, o que faria com que a estrutura atendesse ao critério de estrutura de nós fixos.

Em sendo assim, a estrutura é enrijecida com a criação de diversos pilares-parede, basicamente no entorno de escadas e poços de elevador.

A estrutura assim enrijecida é apresentada no item 5 (“Edificação Otimizada”). Ressalte-se que não houve outro processamento para esta estrutura otimizada, tendo em vista que se considerou que as alterações esforços nos elementos estruturais a seguir analisados seriam de pequena monta.

CAPÍTULO 4 - DIMENSIONAMENTO DA EDIFICAÇÃO

4.1 CONCRETO COM $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Neste item estão apresentados os dados utilizados para o dimensionamento de elementos estruturais representativos da edificação.

Laje escolhida: $h = 11 \text{ cm}$ (reduzida com relação ao pré-dimensionamento inicial);
 $M^+_{MÁX} = 10,0 \text{ kN.m/m}$; $V_{MÁX} = 46,4 \text{ kN/m}$; $d=0,08\text{m}$

Viga escolhida: $b = 12 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $M^+_{MÁX} = 115 \text{ kN.m}$; $V_{MÁX} = 186 \text{ kN}$

Pilar escolhido: $b = 60 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$; $l = 280 \text{ cm}$; $N = 12811 \text{ kN}$; $V_{MÁX} = 131 \text{ kN}$;
 $M^x_{MÁX} = 34 \text{ e } 40 \text{ kN.m}$; $M^y_{MÁX} = 220 \text{ e } 148 \text{ kN.m}$

4.1.1 Lajes

Flexão (As):

$$KMD = M_d / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 0,102; kz = 0,936$$

$$A_s = M_d / (kz \cdot d \cdot \sigma_{sd}) = 4,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado } \phi 8 \text{ c}10 = 5,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,MÍN} = 0,173\% \cdot b_w \cdot h = 1,903 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esforço cortante (Asw):

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 30^{2/3} = 2,89 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \times 2,89 = 2,02 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 2,02 / 1,4 = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{RD} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \times 1,44 = 0,36 \text{ MPa} = 362,05 \text{ kPa}$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 5,0 / (100 \times 8) = 0,00625$$

$$K = 1,6 - d = 1,6 - 0,08 = 1,52$$

σ_{CP} : somente utilizado para concreto protendido

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{rd1} = [362,05 \times 1,52 \times (1,2 + 40 \times 0,00625) + 0,15 \times 0] \times 1,00 \times 0,08 = 77,04 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = V_{MÁX} \cdot 1,4 = 46,4 \times 1,4 = 64,96 \text{ kN/m}$$

$V_{sd} < V_{rd1}$, logo não é necessária armadura de cisalhamento.

4.1.2 Vigas

Flexão (As):

$$KMD = M_d / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 0,20; \quad kz = 0,864$$

$$A_s = M_d / (kz \cdot d \cdot \sigma_{sd}) = 7,65 \text{ cm}^2 = 7 \phi 12,5; \quad A_{s,MÍN} = 0,173\% \cdot b_w \cdot h = 1,24 \text{ cm}^2$$

Esforço cortante (Asw):

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot (1 - f_{ck} / 250 \text{ MPa}) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,336 \text{ MPa} = 336,03 \text{ kPa}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,896 \text{ MPa} = 2896,46 \text{ kPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,027 \text{ MPa} = 2027,52 \text{ kPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 1,44 \text{ MPa} = 1448,23 \text{ kPa}$$

$$V_{sd} = (V_{MÁX} \cdot 1,4) = 260 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{rd2}$, o concreto resiste ao esmagamento devido à compressão.

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 57 \text{ kN}$$

$$V_c = V_{c0} \text{ (flexão simples)}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 202$$

$V_{sw} > 0$, logo é necessária armadura de cisalhamento.

$$A_{sw} = V_{sw} / (0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}) = 9,41 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Adotado } \phi 8 \text{ c } 10$$

$$A_{swmín} = (0,2 \cdot f_{ct,m} / f_{ywk}) \cdot b = 1,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.1.3 Pilares

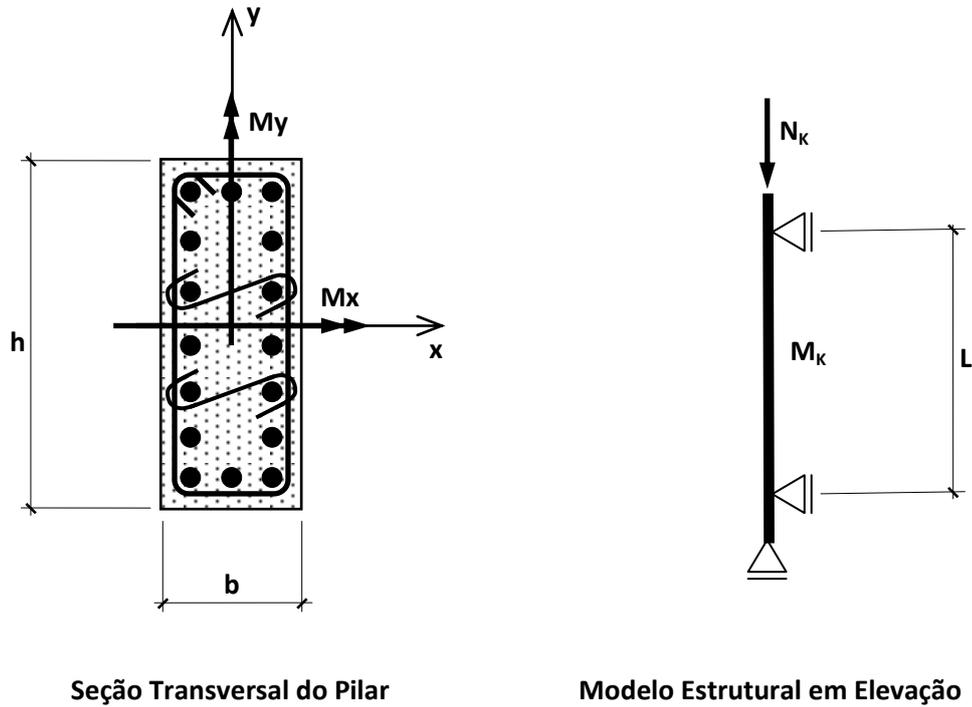


Figura 4.1.3 a – – Definição dos modelos de cálculo e da seção transversal

- Dimensões:

$$L = 2,8 \text{ m}; b = 0,60 \text{ m}; h = 1,00 \text{ m}$$

- Esforços (de acordo com o item 3.4.5c):

$$N_k = 12811 \text{ kN}$$

$$M_{kx} = 40 \text{ kN.m}$$

$$M_{ky} = 220 \text{ kN.m}$$

1) Comprimentos efetivos de flambagem

$$L_{\text{PILAR}} = 2,80 \text{ m}$$

$$L_{\text{efx}} = K_Y \cdot L = 1,0 \times 2,80 = 2,80 \text{ m}$$

$$L_{\text{efy}} = 1,0 \times 2,80 = 2,80 \text{ m}$$

2) Excentricidades de 1ª Ordem

$$e_{1x} = \left| \frac{M_{ky}}{N_k} \right| \quad e_{1x} = 0,017 \text{ m}$$

$$e_{1y} = \left| \frac{M_{kx}}{N_k} \right| \quad e_{1y} = 0,003 \text{ m}$$

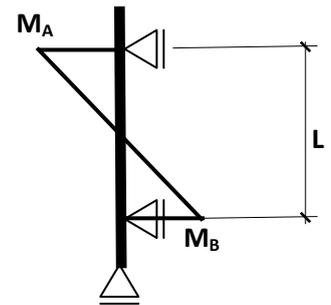
3) Definição do parâmetro (α_b)

$$\alpha_{bx} = 0,60 + 0,40 \cdot (M_B / M_A) = 0,60 + 0,40 \cdot (34 / 40) = 0,94$$

$$\alpha_{by} = 0,60 + 0,40 \cdot (148 / 220) = 0,869$$

Sendo “ M_A ” o maior valor absoluto e

$$1,0 \leq \alpha_b \leq 0,4$$



4) Índices de esbeltez limite (λ_1)

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_{1x}}{b_{\text{pilar}}} \right)}{\alpha_{bx}} \quad \lambda_{1x} = 27,00 \quad \text{Adotado } \lambda_{1x} = 35$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_{1y}}{h_{\text{pilar}}} \right)}{\alpha_{by}} \quad \lambda_{1y} = 28,81 \quad \text{Adotado } \lambda_{1y} = 35$$

Se “ λ_1 ” for menor do que 35, deve ser adotado $\lambda_1 = 35$.

Sendo $35 < \lambda_1 < 90$

5) Índices de esbeltez (λ)

$$\lambda_x = \sqrt{12} \cdot \frac{L_{efx}}{h_{pilar}} \quad \lambda_x = 9,69 \quad (\text{"gira em "x"})$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \cdot \frac{L_{efy}}{b_{pilar}} \quad \lambda_y = 16,16 \quad (\text{"gira em "y"})$$

Como $\lambda < \lambda_1$ não considerar efeitos locais de 2ª ordem.

6) Verificação dos índices de esbeltez para a existência de efeitos de 2ª ordem

Neste caso não há esforços de 2ª ordem.

7) Momentos mínimos de primeira ordem

$$M_{1dx.mín} = (N_k \cdot 1,4) \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h_{pilar}) \quad M_{1dx.mín} = 807 \text{ kNm}$$

$$M_{1dy.mín} = (N_k \cdot 1,4) \cdot (0,015 + 0,03 \cdot b_{pilar}) \quad M_{1dy.mín} = 591 \text{ kNm}$$

8) Momentos de cálculo (M_d)

Devem ser considerados os momentos aplicados (obtidos da análise estrutural) e os momentos mínimos.

$$\text{Dir. X} \left\{ \begin{array}{l} M_{dx} = 1,4 \cdot M_{kx} = 56 \text{ kNm} \\ M_{1dx.mín} = 807 \text{ kNm} \end{array} \right. \quad \text{Dir. Y} \left\{ \begin{array}{l} M_{dy} = 1,4 \cdot M_{ky} = 308 \text{ kNm} \\ M_{1dy.mín} = 591 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

Para os momentos aplicados há necessidade de verificação da flexão composta obíqua. Para os momentos mínimos deve ser feita a verificação da flexão composta reta nas duas direções.

9) Efeitos de 2ª ordem segundo o método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada

Neste caso não há esforços de 2ª ordem.

10) Armadura longitudinal – Ábacos adimensionais

Para a definição da armadura longitudinal são utilizados os ábacos adimensionais, de acordo com a apostila de SANTOS (2012). Segue exemplo da seção “tipo 2”, com o respectivo ábaco.

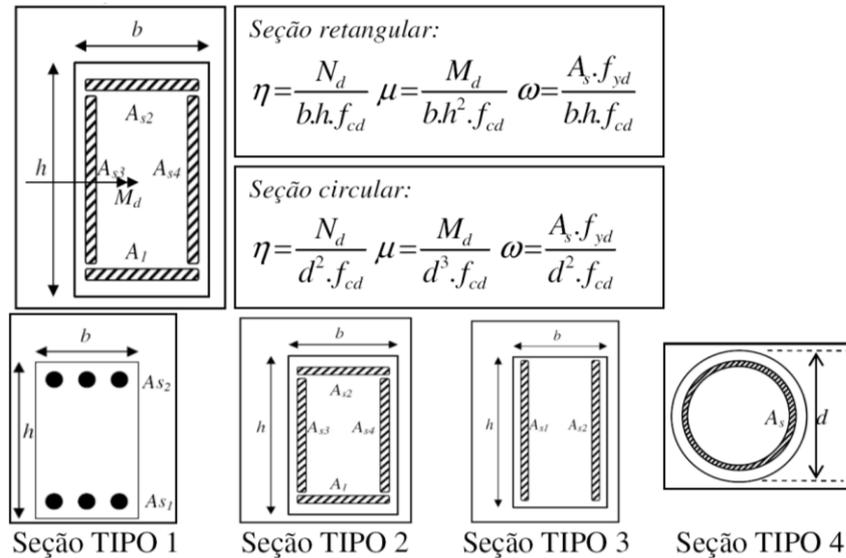


Figura 4.1.3 b – Formulação dos ábacos adimensionais (Santos, 2012).

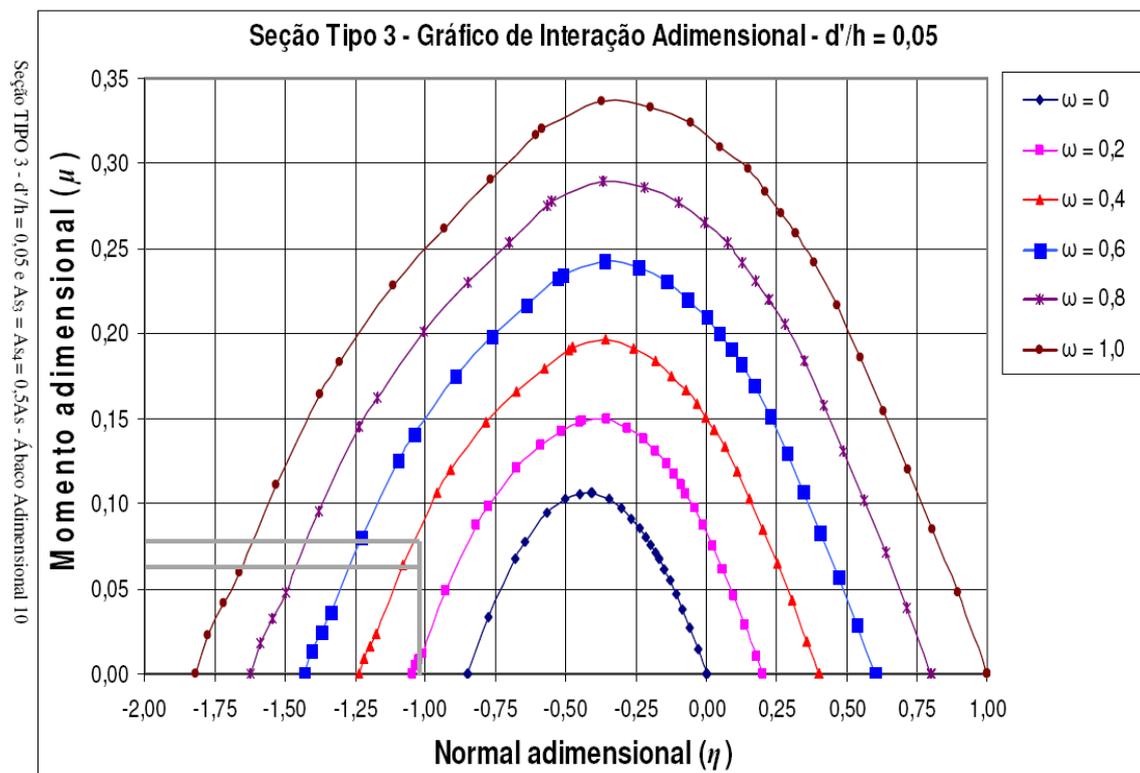


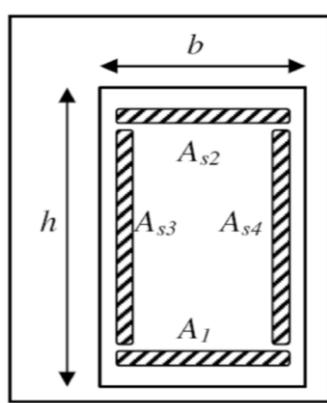
Figura 4.1.3 c – Exemplo do ábaco adimensional Tipo 2 (SANTOS, 2012).

$$N_d = 12811 \times 1,4 = 17935 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 807 \text{ kNm}$$

$$M_{dy} = 591 \text{ kNm}$$

Observar que na entrada do ábaco, a compressão deve ter sinal negativo.



$$\left. \begin{aligned} \eta_x &= N_d / (b \cdot h \cdot f_{cd}) = -1,395 \\ \mu_x &= M_{dx} / (b \cdot h^2 \cdot f_{cd}) = 0,063 \end{aligned} \right\} \omega_x = 0,35$$

$$\left. \begin{aligned} \eta_y &= N_d / (h \cdot b \cdot f_{cd}) = -1,395 \\ \mu_y &= M_{dy} / (h \cdot b^2 \cdot f_{cd}) = 0,077 \end{aligned} \right\} \omega_y = 0,39$$

Utilizando o maior valor de “ ω ”, temos:

$$\omega = (A_s \cdot f_{yd}) / (b \cdot h \cdot f_{cd}); A_s = 115 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0,15 \cdot N_d / f_{yd} > 0,004 \times b_w \times h = 62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,04 \times b_w \times h = 240 \text{ cm}^2$$

$$= 0,08 \times b_w \times h = 480 \text{ cm}^2 \text{ (na região das emendas)}$$

11) Armadura longitudinal – Flexo-compressão oblíqua

Para a definição da armadura longitudinal também são utilizadas planilhas de flexão composta reta (SANTOS, 2012), seguindo o critério aproximado da NBR 6118, item 17.2.5.2:

Através de iterações obtemos os momentos resistentes M_{res_x} e M_{res_y} que devem na curva nos gráficos apresentados a seguir:

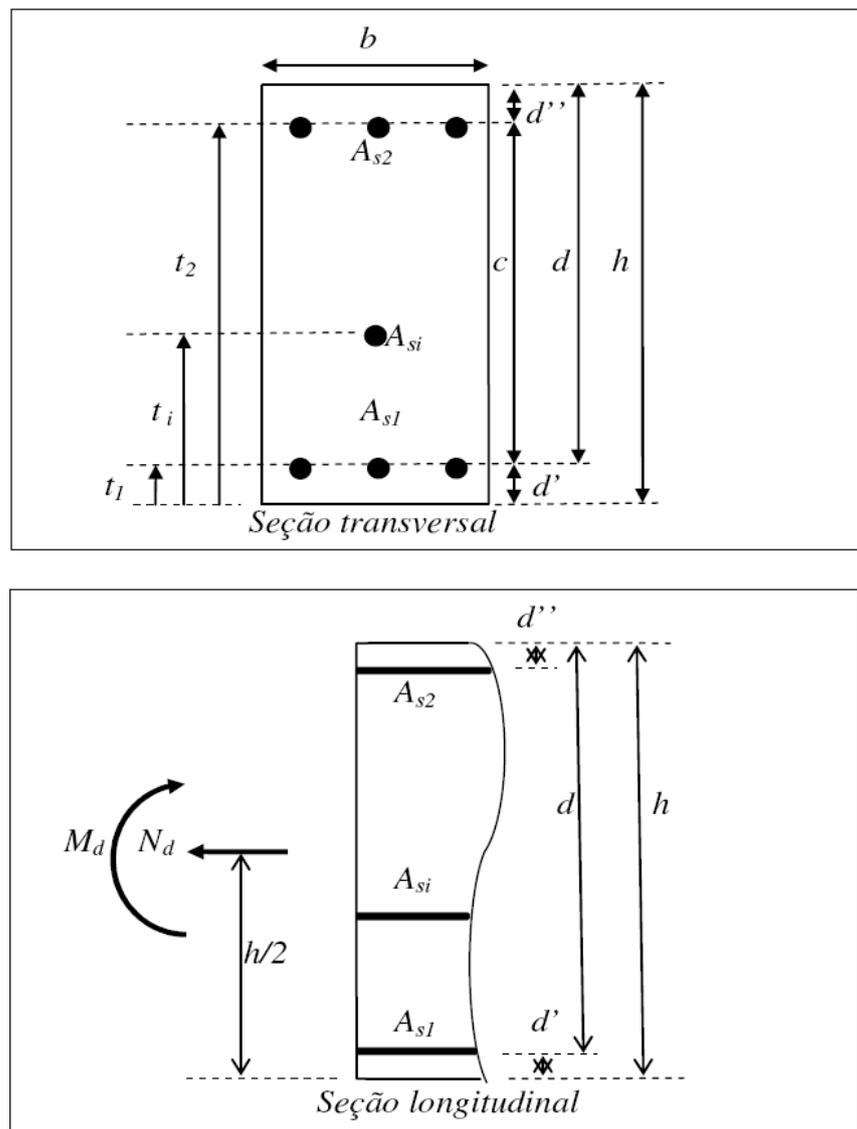


Figura 4.1.3 d – Disposição das armaduras e definições geométricas na planilha de flexo-compressão oblíqua (SANTOS, 2012).

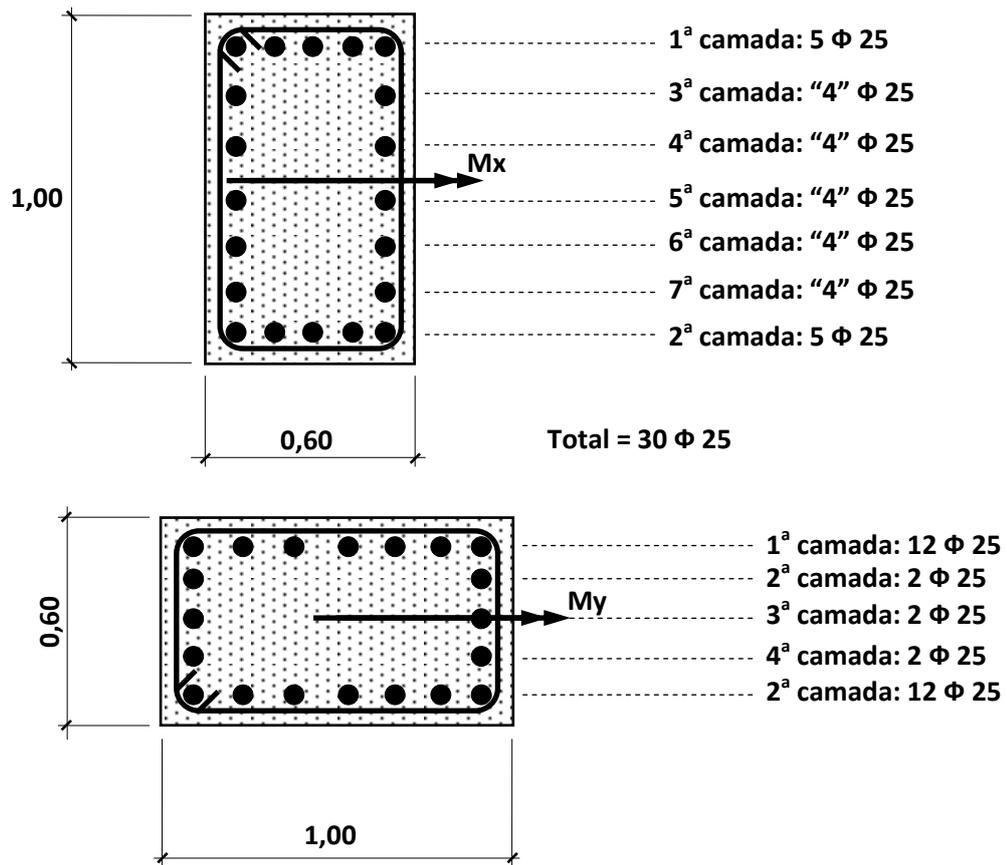


Figura 4.1.3 e – Disposição das armaduras na planilha de flexão composta reta (SANTOS, 2012).

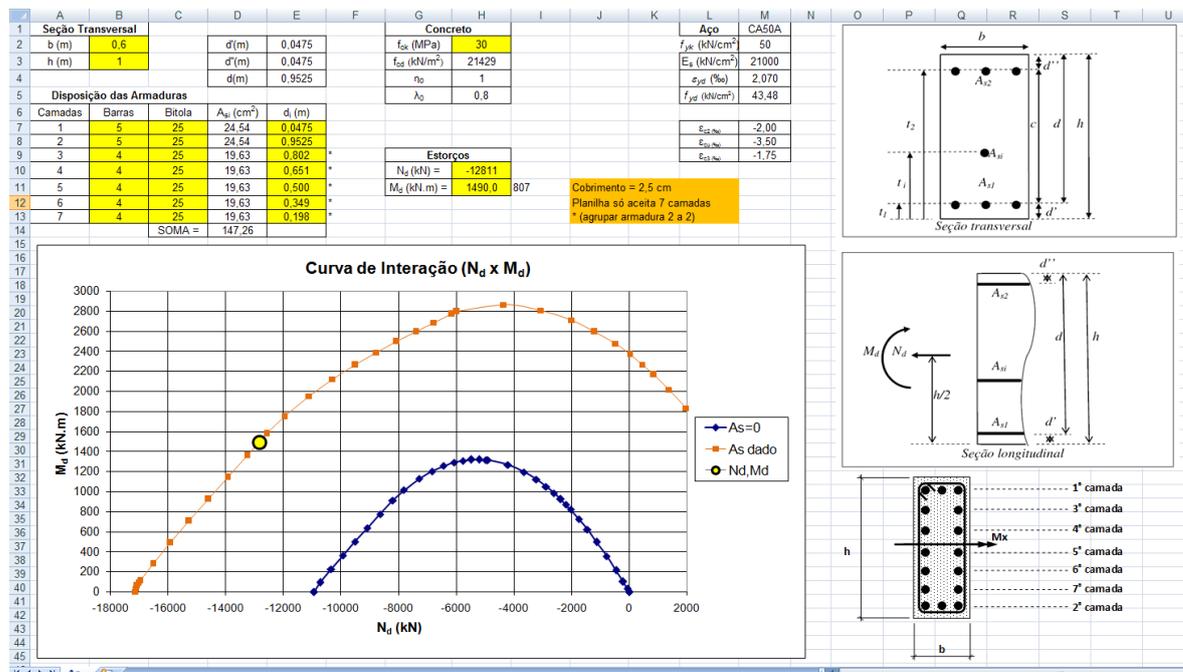


Figura 4.1.3 f – “Flexão Composta- f_{ck} 30- Mres-x.xlsx” (SANTOS, 2012)

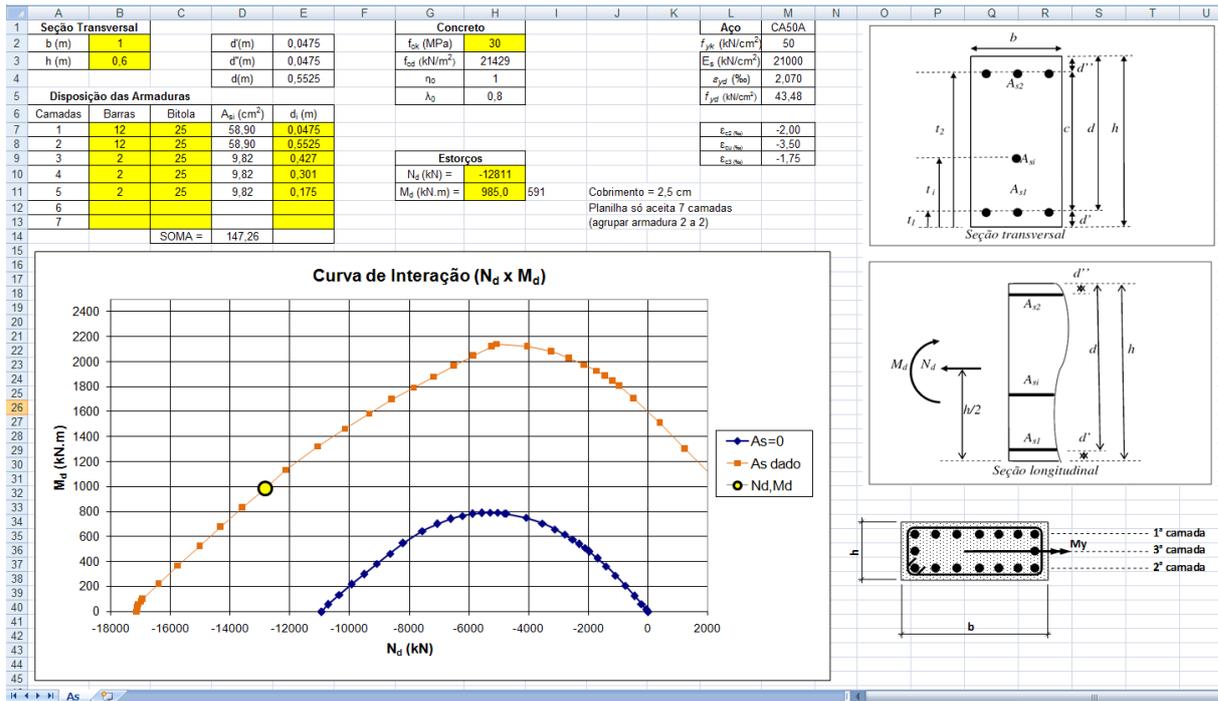


Figura 4.1.3 g – “Flexão Composta- $f_{ck}30$ - Mres-y.xlsx” (SANTOS. 2012)

A verificação da flexão-compressão oblíqua deve respeitar a equação abaixo:

$$\left(\frac{M_{2dx}}{M_{resx}}\right)^{1,2} + \left(\frac{M_{2dy}}{M_{resy}}\right)^{1,2} \leq 1,0$$

$$\left(\frac{56}{1490}\right)^{1,2} + \left(\frac{308}{985}\right)^{1,2} = 0,267 \leq 1,0 \rightarrow \text{ok.}$$

Onde: M_{2d} = Momentos atuantes nas duas direções

M_{res} = Momentos resistentes obtidos nas planilhas

12) Armadura transversal - detalhamento

Definição da armadura transversal:

$$\phi_{\text{transv}} \begin{cases} \geq 5 \text{ mm} \\ \geq 25\% \phi_{\text{longitud}} = 25\% \cdot 25 = 6,25 \text{ mm (adotado 10mm em função das dimensões da peça)} \end{cases}$$

$$e_T \begin{cases} \leq 20 \text{ cm} \\ \leq \text{menor dimensão da seção} = 60 \text{ cm} \\ \leq 12 \cdot \phi_{\text{longitud}} = 12 \times 2,5 = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{adotado} = e_T = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Verificação da influência dos grampos anti-flambagem ou dos estribos:

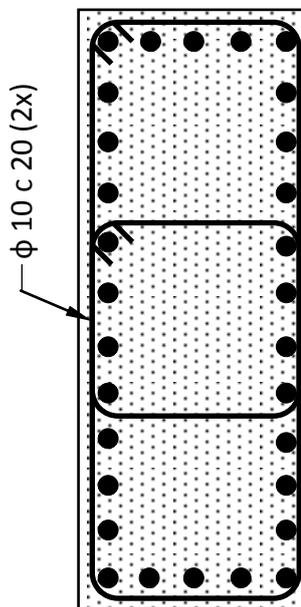


Figura 4.1.3 h – Pilares – detalhamento da armadura transversal

Espaçamento máximo entre os grampos = $20 \Phi_{\text{transv}} = 20 \times 1,00 = 20,0 \text{ cm (OK)}$

13) Armadura transversal – verificação do esforço cortante:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot (1 - f_{ck} / 250 \text{ MPa}) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 1,680 \text{ MPa} = 1680 \text{ kPa}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,900 \text{ MPa} = 2900 \text{ kPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,030 \text{ MPa} = 2030 \text{ kPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 1,45 \text{ MPa} = 1450 \text{ kPa}$$

$$V_{sd} = (V_{MÁX} \cdot 1,4); \quad V = 183 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{rd2}$, o concreto resiste ao esmagamento devido à compressão.

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 287 \text{ kN}$$

$$V_c = V_{c0} \text{ (flexão simples)}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = -104$$

$V_{sw} < 0$, logo não é necessária armadura de cisalhamento.

4.2 CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO COM $f_{ck} = 60$ MPa

Neste item estão apresentados os dados utilizados para o dimensionamento de elementos estruturais representativos da edificação, agora com concreto de alto desempenho.

Laje escolhida: $h = 11$ cm; $d = 0,08$ m; $M_{MÁX}^+ = 10,0$ kN.m/m; $V_{MÁX} = 46,4$ kN/m

Viga escolhida: $b = 12$ cm; $h = 60$ cm; $M_{MÁX}^+ = 115$ kN.m; $V_{MÁX} = 186$ kN

Pilar escolhido: $b = 50$ cm; $h = 90$ cm; $l = 280$ cm; $N = 12811$ kN; $V_{MÁX} = 131$ kN;
 $M_{MÁX}^x = 34$ e 40 kN.m; $M_{MÁX}^y = 220$ e 148 kN.m

4.2.1 Lajes

Flexão (As):

$$KMD = M_d / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 0,051; kz = 0,967$$

$$A_s = M_d / (kz \cdot d \cdot \sigma_{sd}) = 4,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado } \phi 8 \text{ c } 12 = 4,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,MÍN} = 0,234\% \cdot b_w \cdot h = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Esforço cortante (Asw):

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot 60) = 4,29 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \times 4,29 = 3,00 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 3,00 / 1,4 = 2,145 \text{ MPa}$$

$$\tau_{RD} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \times 2,145 = 0,53 \text{ MPa} = 536,25 \text{ kPa}$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 4,16 / (100 \times 8) = 0,0052$$

$$K = 1,6 - d = 1,6 - 0,08 = 1,52$$

$$\sigma_{CP} = 0$$

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{rd1} = [536,25 \times 1,52 \times (1,2 + 40 \times 0,0052) + 0,15 \times 0] \times 1,00 \times 0,08 = 91,81 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = V_{MÁX} \cdot 1,4 = 46,4 \times 1,4 = 64,96 \text{ kN/m}$$

$V_{sd} < V_{rd1}$, logo não é necessária armadura de cisalhamento.

4.2.2 Vigas

Flexão (As):

$$KMD = M_d / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 0,103; kz = 0,931$$

$$A_s = M_d / (kz \cdot d \cdot \sigma_{sd}) = 7,22 \text{ cm}^2 = 6 \phi 12,5; \quad A_{s,MÍN} = 0,234\% \cdot b_w \cdot h = 1,68 \text{ cm}^2$$

Esforço cortante (Asw):

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot (1 - f_{ck} / 250 \text{ MPa}) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,580 \text{ MPa} = 580,42 \text{ kPa}$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot 60) = 4,29 \text{ MPa} = 4299,67 \text{ kPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 3,00 \text{ MPa} = 3009,77 \text{ kPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 2,14 \text{ MPa} = 2149,83 \text{ kPa}$$

$$V_{sd} = (V_{MÁX} \cdot 1,4) = 260 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{rd2}$, o concreto resiste ao esmagamento devido à compressão.

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 85,13 \text{ kN}$$

$$V_c = V_{c0} \text{ (flexão simples)}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 174$$

$V_{sw} > 0$, logo é necessária armadura de cisalhamento.

$$A_{sw} = V_{sw} / (0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}) = 8,12 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Adotado } \phi 8 \text{ c } 12,5$$

$$A_{swmín} = (0,2 \cdot f_{ct,m} / f_{ywk}) \cdot b = 2,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.2.3 Pilares

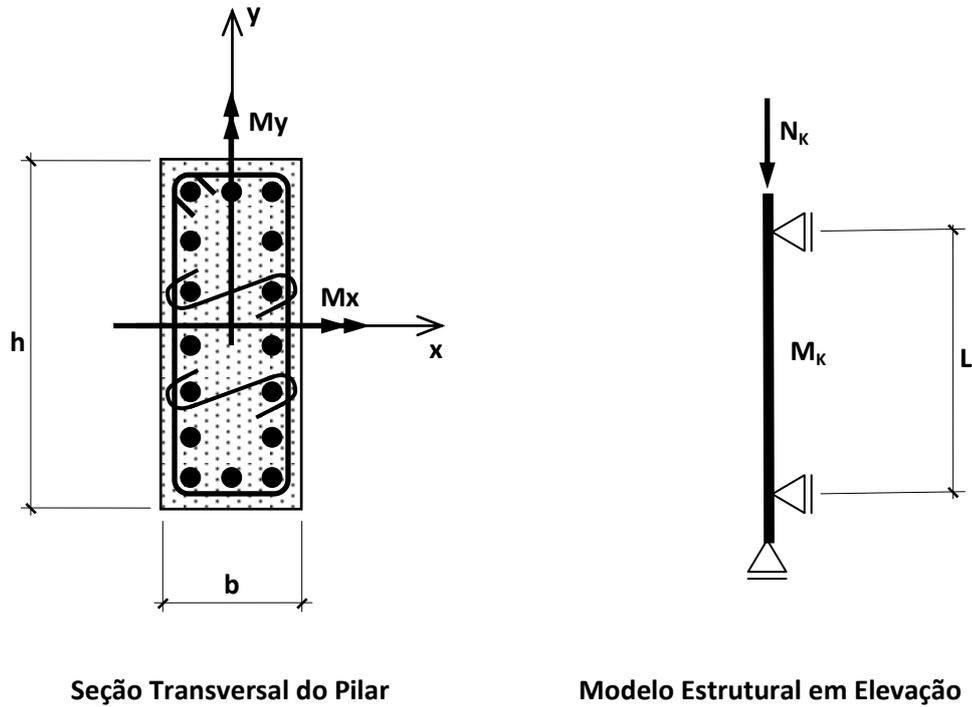


Figura 4.2.3 a – Definição dos modelos de cálculo e seção transversal

- Dimensões:

$$L = 2,8 \text{ m}; b = 0,50 \text{ m}; h = 0,90 \text{ m}$$

- Esforços (de acordo com o item 3.4.5 c):

$$N_k = 12811 \text{ kN}$$

$$M_{kx} = 40 \text{ kN.m}$$

$$M_{ky} = 220 \text{ kN.m}$$

1) Comprimentos efetivos de flambagem

$$L_{\text{PILAR}} = 2,80 \text{ m}$$

$$L_{\text{efx}} = K_Y \cdot L = 1,0 \times 2,80 = 2,80 \text{ m}$$

$$L_{\text{efy}} = 1,0 \times 2,80 = 2,80 \text{ m}$$

2) Excentricidades de 1ª Ordem

$$e_{1x} = \left| \frac{M_{ky}}{N_k} \right| \quad e_{1x} = 0,017 \text{ m}$$

$$e_{1y} = \left| \frac{M_{kx}}{N_k} \right| \quad e_{1y} = 0,003 \text{ m}$$

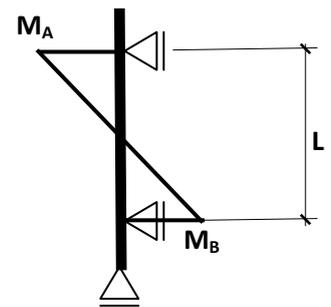
3) Definição do parâmetro (α_b)

$$\alpha_{bx} = 0,60 + 0,40 \cdot (M_B / M_A) = 0,60 + 0,40 \cdot (30 / 40) = 0,94$$

$$\alpha_{by} = 0,60 + 0,40 \cdot (148 / 220) = 0,869$$

Sendo “ M_A ” o maior valor absoluto e

$$1,0 \leq \alpha_b \leq 0,4$$



4) Índices de esbeltez limite (λ_1)

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_{1x}}{b_{\text{pilar}}} \right)}{\alpha_{bx}} \quad \lambda_{1x} = 27,04 \quad \text{Adotado } \lambda_{1x} = 35$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_{1y}}{h_{\text{pilar}}} \right)}{\alpha_{by}} \quad \lambda_{1y} = 25,04 \quad \text{Adotado } \lambda_{1y} = 35$$

Quando “ λ_1 ” for menor do que 35, adotar $\lambda_1 = 35$.

Sendo $35 < \lambda_1 < 90$

5) Índices de esbeltez (λ)

$$\lambda_x = \sqrt{12} \cdot \frac{L_{efx}}{h_{pilar}} \quad \lambda_x = 10,77 \quad (\text{"gira em "x"})$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \cdot \frac{L_{efy}}{b_{pilar}} \quad \lambda_y = 19,39 \quad (\text{"gira em "y"})$$

Quando $\lambda < \lambda_1$ não considerar efeito de 2ª ordem.

6) Verificação dos índices de esbeltez para a existência de efeitos de 2ª ordem

Neste caso não há esforços de 2ª ordem.

7) Momentos mínimos de primeira ordem

$$M_{1dx.mín} = (N_k \cdot 1,4) \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h_{pilar}) \quad M_{1dx.mín} = 753 \text{ kNm}$$

$$M_{1dy.mín} = (N_k \cdot 1,4) \cdot (0,015 + 0,03 \cdot b_{pilar}) \quad M_{1dy.mín} = 538 \text{ kNm}$$

8) Momentos de cálculo (M_d)

Devem ser considerados os momentos aplicados (obtidos da análise estrutural) e os momentos mínimos.

$$\text{Dir. X} \left\{ \begin{array}{l} M_{dx} = 1,4 \cdot M_{kx} = 56 \text{ kNm} \\ M_{1dx.mín} = 753 \text{ kNm} \end{array} \right. \quad \text{Dir. Y} \left\{ \begin{array}{l} M_{dy} = 1,4 \cdot M_{ky} = 308 \text{ kNm} \\ M_{1dy.mín} = 538 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

Para os momentos aplicados há necessidade de verificação da flexão composta obíqua. Para os momentos mínimos deve ser feita a verificação da flexão composta reta nas duas direções.

9) Efeitos de 2ª ordem segundo o método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada

Neste caso não há esforços de 2ª ordem.

10) Armadura longitudinal – Flexo-compressão oblíqua

Para a definição da armadura longitudinal também são utilizadas planilhas de flexão composta reta (SANTOS, 2012), seguindo o critério aproximado da NBR 6118, item 17.2.5.2.

Através de iterações obtemos os momentos resistentes M_{res_x} e M_{res_y} que devem estar na curva nos gráficos apresentados a seguir:

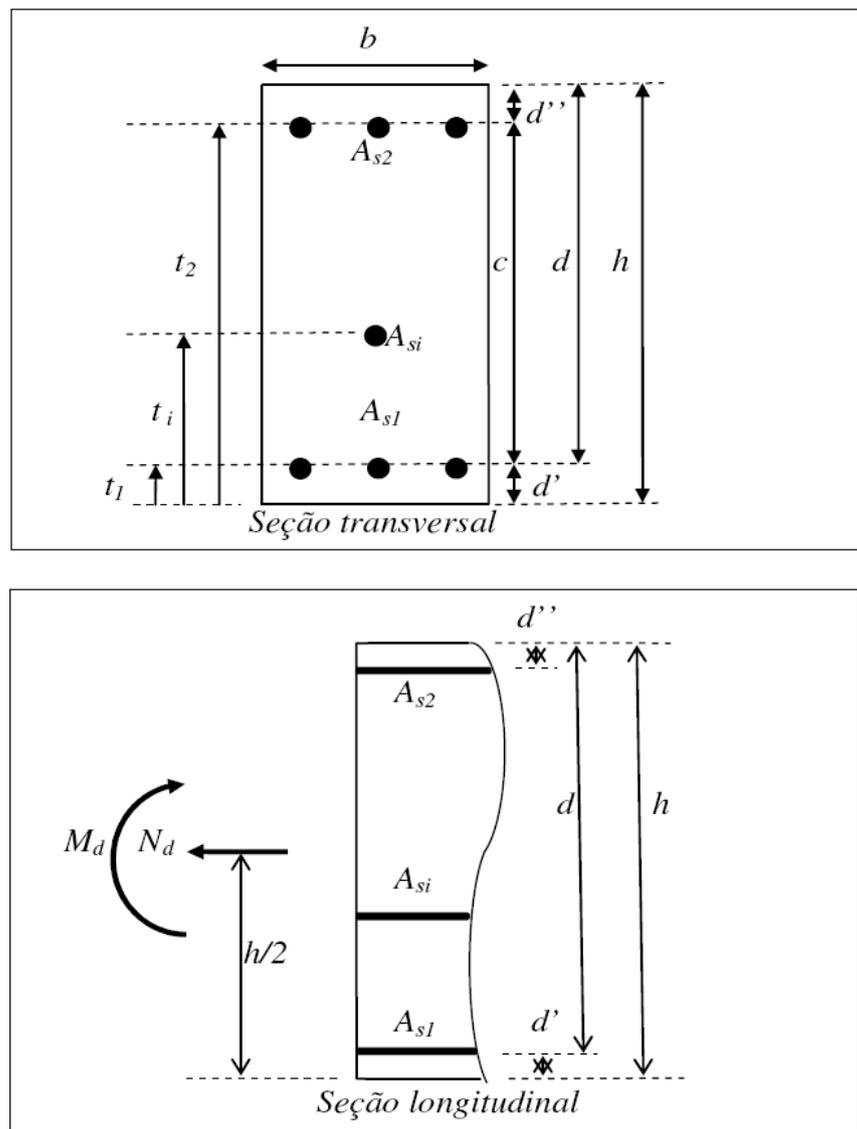


Figura 4.2.3 d – Disposição das armaduras e definições geométricas na planilha de flexo-compressão oblíqua (SANTOS, 2012).

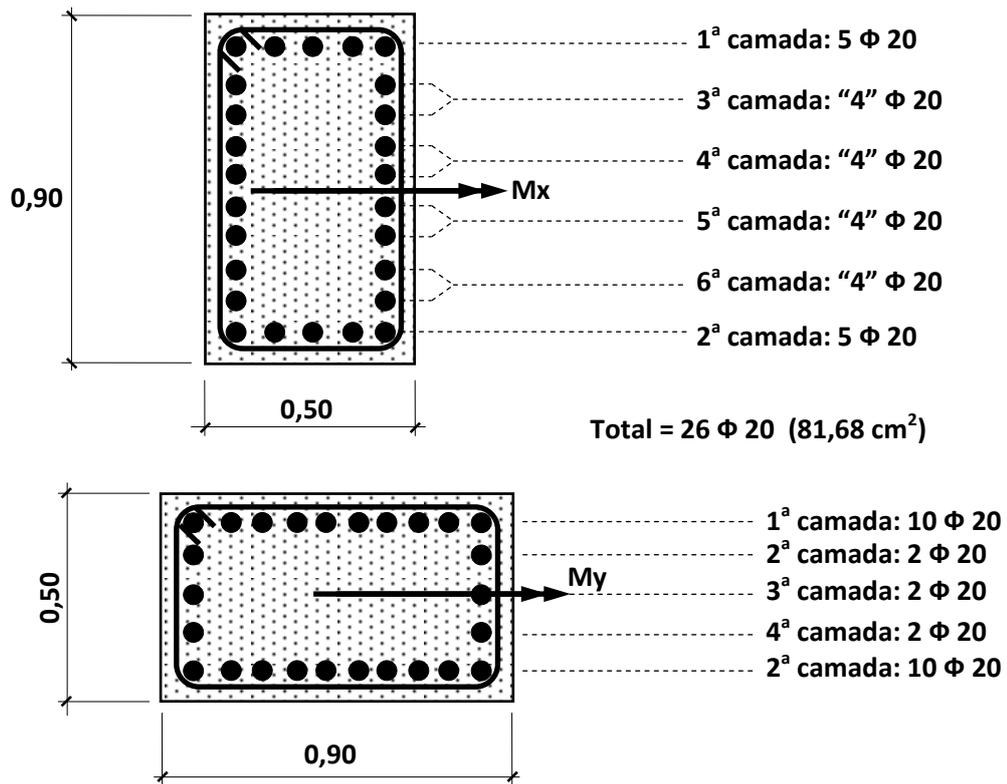


Figura 4.2.3 e – Disposição das armaduras na planilha de flexão composta reta (SANTOS, 2012).

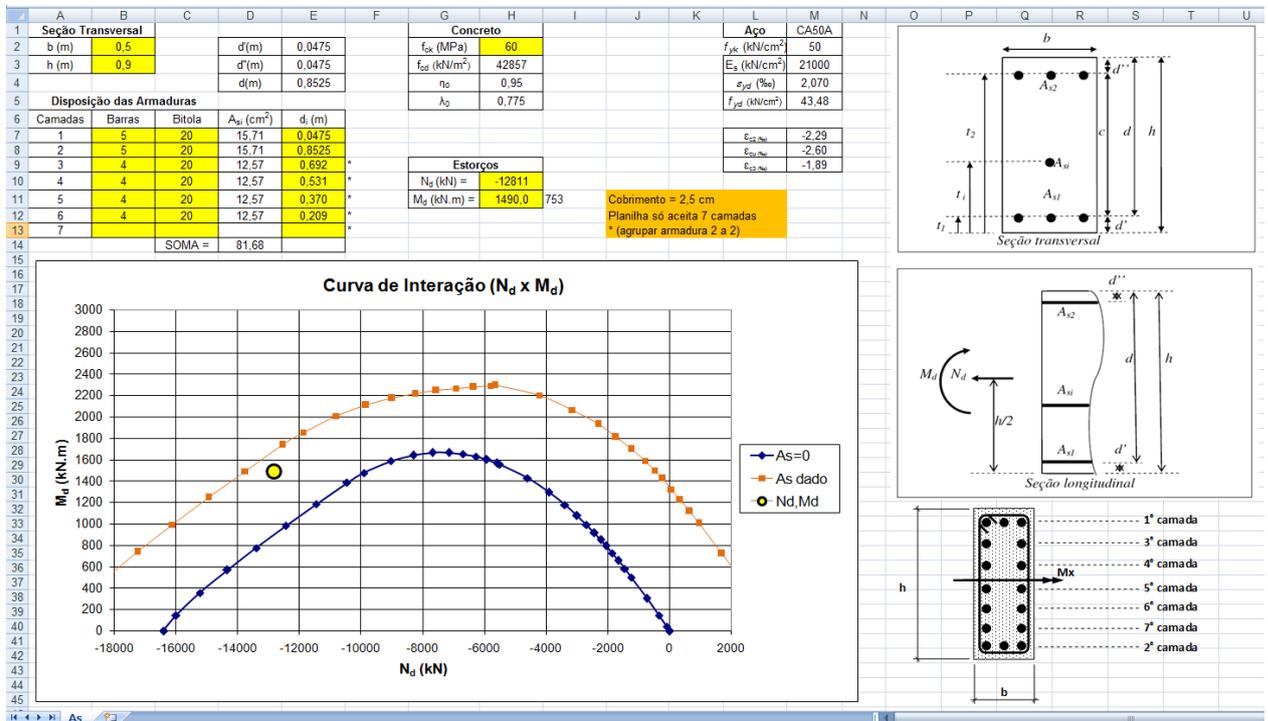


Figura 4.2.3 f – “Flexão Composta- f_{ck} 60- Mres-x.xlsx” (SANTOS 2012)

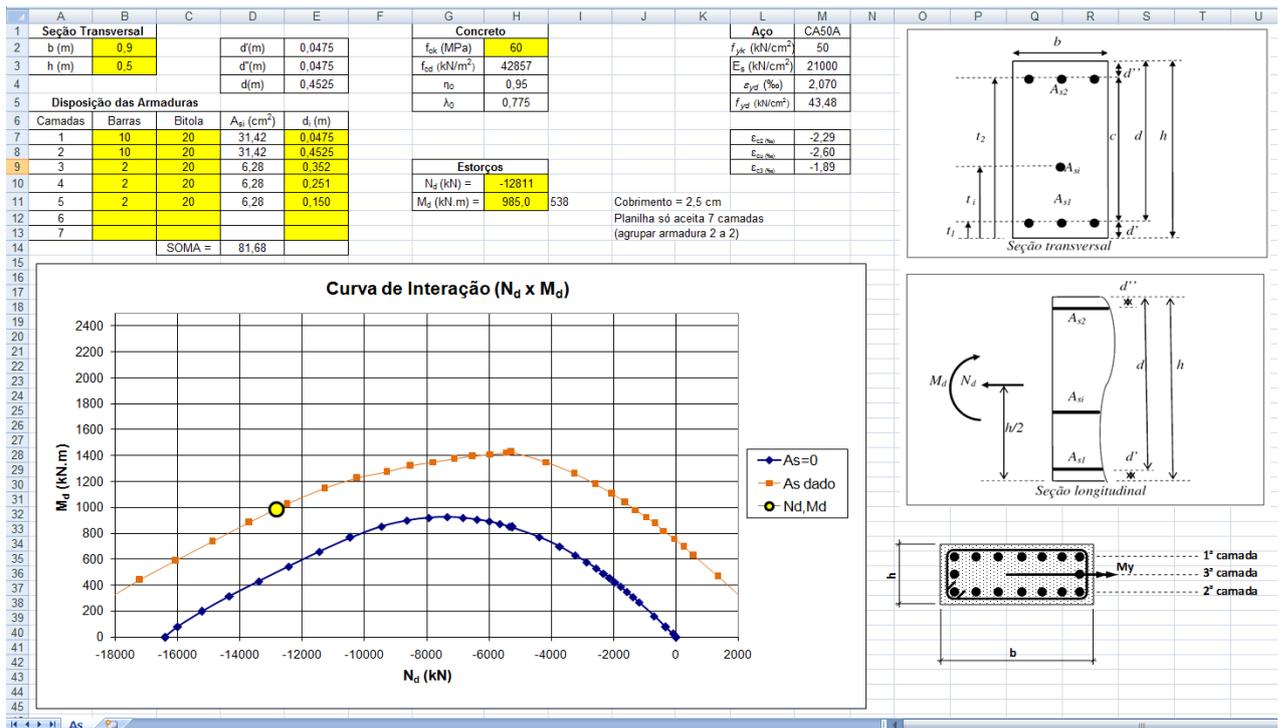


Figura 4.2.3 g – “Flexão Composta-f_{ck}60- Mres-y.xlsx” (SANTOS 2012)

A verificação da flexão composta reta está atendida pelo ábaco.

A verificação da flexo-compressão oblíqua deve respeitar a equação abaixo:

$$\left(\frac{M_{2dx}}{M_{resx}}\right)^{1,2} + \left(\frac{M_{2dy}}{M_{resy}}\right)^{1,2} \leq 1,0$$

$$\left(\frac{56}{1490}\right)^{1,2} + \left(\frac{308}{985}\right)^{1,2} = 0,267 \leq 1,0 \rightarrow \text{ok.}$$

Onde: M_{2d} = Momento atuante

M_{res} = Momentos resistentes obtidos nas planilhas

Para que possa ser feita uma comparação com o f_{ck} = 30 MPa, nesta verificação com f_{ck} = 60 MPa, foram mantidos os esforços: N_d, M_{res-x}, M_{res-y} e reduzida a seção transversal para 50 x 90 cm, otimizando ao máximo o dimensionamento.

11) Armadura transversal - detalhamento:

Definição da armadura transversal:

$$\phi_{\text{transv}} \begin{cases} \geq 5 \text{ mm} \\ \geq 25\% A_s = 25\% 20 = 5 \text{ mm (adotado 10mm em função das} \\ \text{dimensões da peça)} \end{cases}$$

$$e_T \begin{cases} \leq 20 \text{ cm} \\ \leq \text{menor dimensão da seção} = 50 \text{ cm} \\ \leq 12 \cdot \phi_{\text{longitud.}} = 12 \times 2,0 = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{adotado} = e_T = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Verificação da influência dos grampos anti-flambagem ou dos estribos:

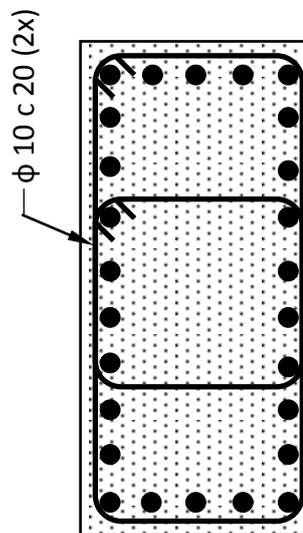


Figura 4.2.3 h – Pilares – detalhamento da armadura transversal

Espaçamento máximo entre os grampos = $20 \Phi_{\text{transv}} = 20 \times 1,0 = 20,0 \text{ cm (OK)}$

12) Armadura transversal – verificação do esforço cortante

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot (1 - f_{ck} / 250 \text{ MPa}) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 3,737 \text{ MPa} = 3737,57 \text{ kPa}$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot 60) = 4,29 \text{ MPa} = 4299,67 \text{ kPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 3,00 \text{ MPa} = 3009,77 \text{ kPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 2,14 \text{ MPa} = 2149,83 \text{ kPa}$$

$$V_{sd} = (V_{MÁX} \cdot 1,4); \quad V = 183 \text{ kN/m}$$

$V_{sd} < V_{rd2}$, o concreto resiste ao esmagamento devido à compressão.

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 548 \text{ kN}$$

$$V_c = V_{c0} \text{ (flexão simples)}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = -365$$

$V_{sw} < 0$, logo não é necessária armadura de cisalhamento.

4.3 COMPARAÇÃO ENTRE DIVERSOS VALORES DE f_{ck}

Nos itens anteriores foram considerados os valores de $f_{ck} = 30$ e 60 MPa, a nível de exemplo e como referência para futuros dimensionamentos em geral. Neste item estão apresentados resultados para os valores de $f_{ck} = 30; 40; 50; 55; 60; 70; 80$ e 90 MPa.

Dentro dessa variação de valores de f_{ck} foi feita a comparação de consumo dos materiais concreto e aço. Para uma comparação mais objetiva foi preservado o consumo de concreto e variado o consumo do aço. Em alguns casos a variação no volume do concreto também foi necessária para a otimização do consumo de materiais e para uma comparação mais útil, visando uma definição prática do valor do f_{ck} , ou dos diversos valores de f_{ck} em um mesmo projeto de engenharia.

4.3.1 Lajes

A tabela abaixo mostra o resultado do dimensionamento para diversos valores de f_{ck} , onde a primeira coluna mostra os diversos valores de f_{ck} . A segunda coluna mostra as áreas da seção transversal de concreto. A terceira e a quarta mostram as armaduras calculada e a mínima. As duas últimas colunas mostram o percentual de economia de cada material, tendo como valor de referência o concreto de 30 MPa.

Os valores negativos, apresentados na última coluna, indicam que não houve economia do material e sim consumo maior, quando comparado com o valor de referência.

Foi utilizada a NBR 6118:2007 para o cálculo das áreas mínimas de aço quando $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ e utilizada a NBR 6118:2012 quando $f_{ck} > 50\text{MPa}$.

LAJES					
COMPARATIVO DE MATERIAIS EM FUNÇÃO DO f_{ck} E ESPESSURA					
$M^+_{MÁX} = 10,0 \text{ kN.m/m}; V_{MÁX} = 46,4 \text{ kN/m}$					
f_{ck} [MPa]	CONCRETO $A_c = [\text{m}^2/\text{m}]$	ARMADURA DE FLEXÃO [cm^2/m]		% DE ECONOMIA DO MATERIAL	
		As	As MÍN	CONCRETO	AÇO
30	(h=11cm) 0,11 m ²	4,30	1,90	VALOR DE REFERÊNCIA 0 %	VALOR DE REFERÊNCIA 0 %
40	0,11	4,22	2,53	0 %	1,9 %
50	0,11	4,18	3,16	0 %	2,8 %
55	0,11	4,17	2,43	0 %	3,0 %
60	0,11	4,16	2,57	0 %	3,3 %
60 OTIMIZADO	(h=10cm) 0,10	4,80	2,34	9,0 %	-11,6 %
70	0,10	4,78	2,59	9,0 %	-11,2 %
80	0,10	4,77	2,83	9,0 %	-10,9 %
90	0,10	4,76	3,06	9,0 %	-10,7 %

Tabela 4.3.1 – Lajes – Comparativo de materiais

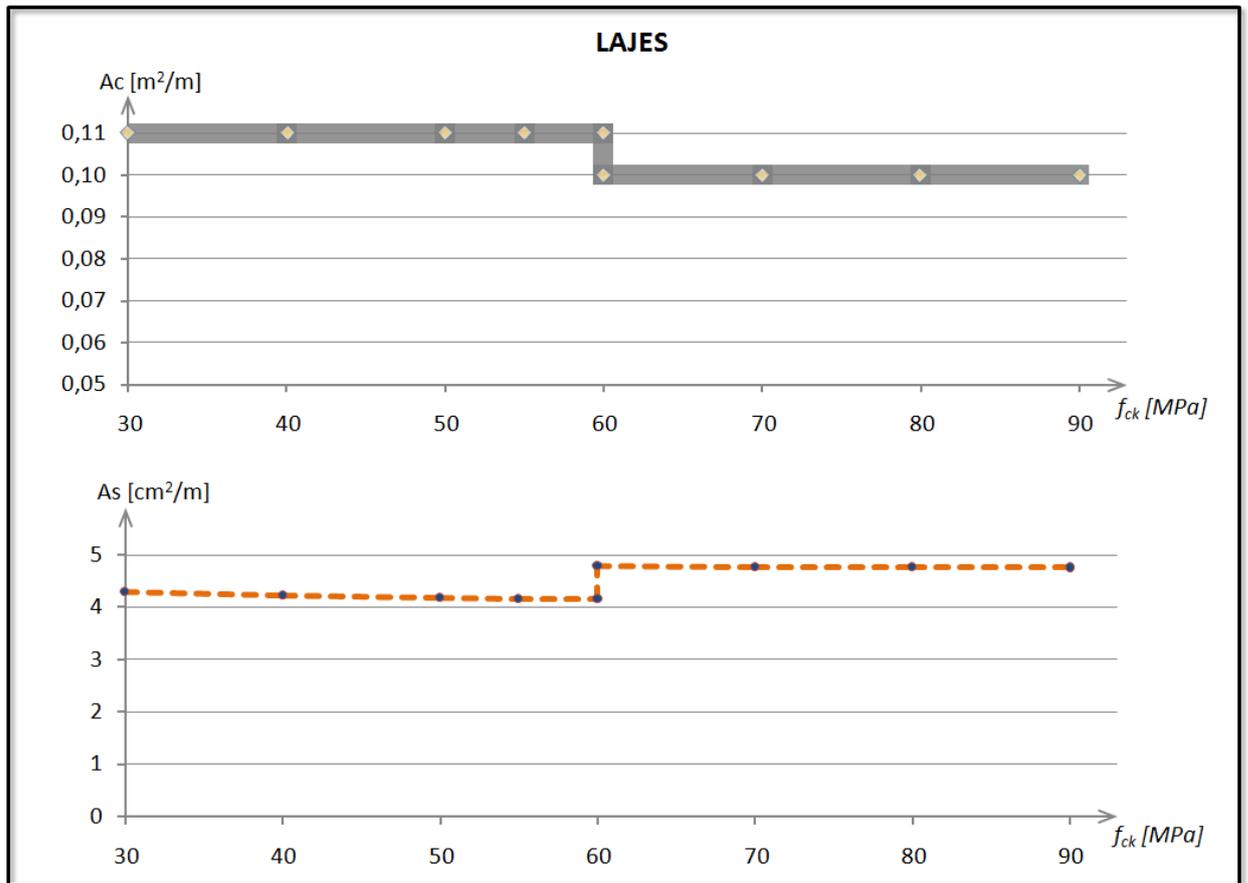


Gráfico 4.3.1 – Lajes – Comparativo de materiais

4.3.2 Vigas

A tabela abaixo mostra o resultado do dimensionamento para diversos valores de f_{ck} , onde a primeira coluna mostra os valores de f_{ck} . A segunda coluna mostra as áreas da seção transversal de concreto. A terceira e a quarta mostram as armaduras calculada e a mínima. As duas últimas colunas mostram o percentual de economia de cada material, tendo como valor de referência o concreto de 30 MPa.

Os valores negativos, apresentados na última coluna, indicam que não houve economia do material e sim consumo maior, quando comparado com o valor de referência.

Foi utilizada a NBR 6118:2007 para o cálculo das áreas mínimas de aço quando $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ e utilizada a NBR 6118:2012 quando $f_{ck} > 50\text{MPa}$.

VIGAS					
COMPARATIVO DE MATERIAIS EM FUNÇÃO DO f_{ck} E DIMENSÕES					
$M^+_{MÁX} = 115 \text{ kN.m}; V_{MÁX} = 186 \text{ kN}$					
f_{ck} [MPa]	CONCRETO $A_C = [\text{m}^2]$	ARMADURA DE FLEXÃO $[\text{cm}^2]$		% DE ECONOMIA DO MATERIAL	
		As	As MÍN	CONCRETO	AÇO
30	(b=12cm; h=60cm) 0,072 m ²	7,65	1,24	VALOR DE REFERÊNCIA 0 %	VALOR DE REFERÊNCIA 0 %
40	0,072	7,26	1,65	0 %	5,1 %
50	0,072	7,15	2,07	0 %	6,5 %
55	0,072	7,11	1,59	0 %	7,1 %
60	0,072	7,08	1,68	0 %	7,5 %
70	0,072	7,03	1,86	0 %	8,1 %
80	0,072	6,99	2,03	0 %	8,6 %
90	0,072	6,97	2,20	0 %	8,9 %
90 OTIMIZADO	(b=12cm; h=55cm) 0,066	7,74	2,01	8,3 %	-1,17 %

Tabela 4.3.2 – Vigas – Comparativo de materiais

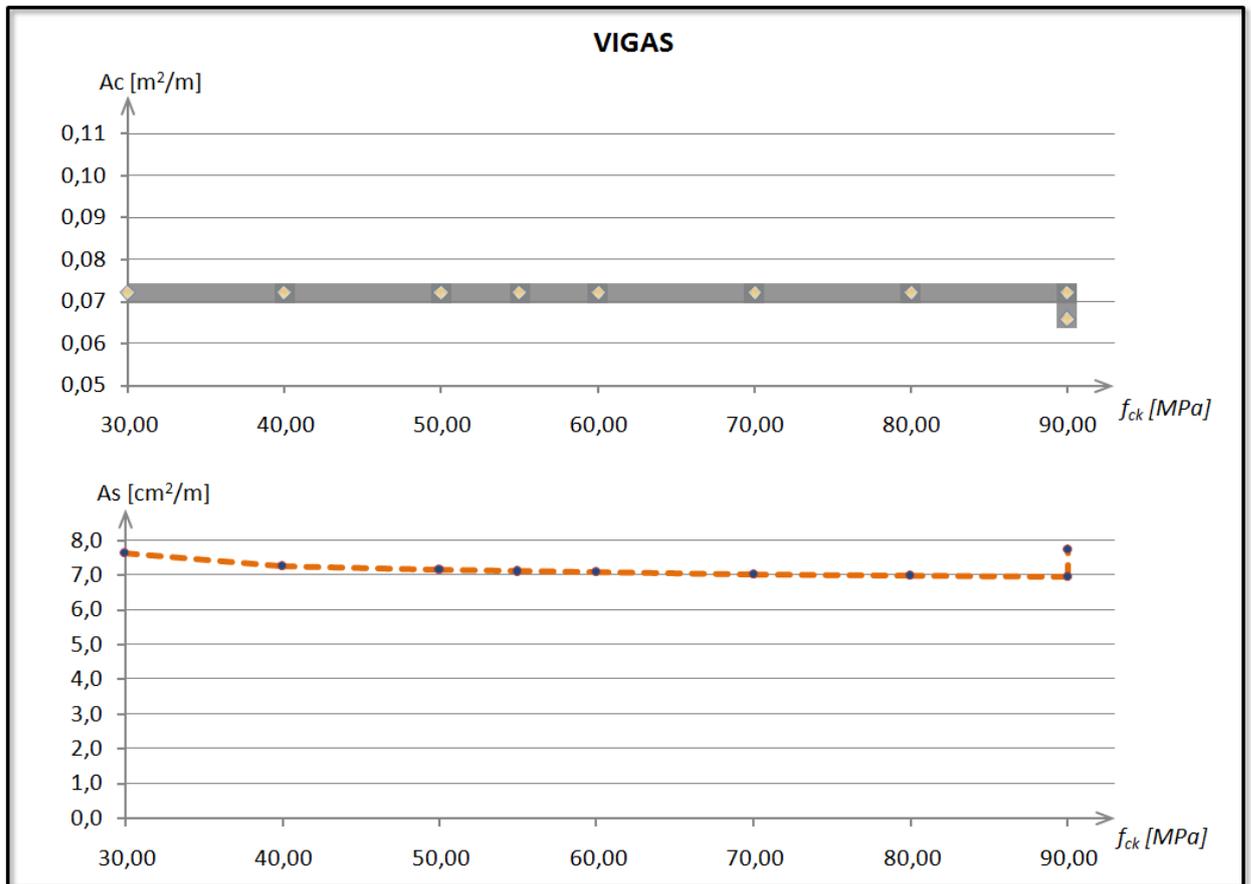


Gráfico 4.3.2 – Vigas – Comparativo de materiais

4.3.3 Pilares

A tabela abaixo mostra o resultado do dimensionamento para diversos valores de f_{ck} , onde a primeira coluna mostra os valores de f_{ck} . A segunda coluna mostra as áreas da seção transversal de concreto. A terceira e a quarta mostram as armaduras calculada e a mínima. As duas últimas colunas mostram o percentual de economia de cada material, tendo como valor de referência o concreto de 30 MPa.

PILARES					
COMPARATIVO DE MATERIAIS EM FUNÇÃO DO f_{ck} E DIMENSÕES					
N = 12811 kN; Mx = 1490 kN.m e My = 985 kN.m					
f_{ck} [MPa]	CONCRETO $A_C = [m^2]$	ARMADURA DE FLEXO- COMPRESSÃO [cm ²]		% DE ECONOMIA DO MATERIAL	
		As	As MÍN	CONCRETO	AÇO
30	(b=60cm; h=100cm) 0,60 m ²	147	44	VALOR DE REFERÊNCIA 0 %	VALOR DE REFERÊNCIA 0 %
40	0,60	68	44	0 %	53,7 %
50	0,60	5,89	44	0 %	95,9 %
50 OTIMIZADO	(b=50cm; h=90cm) 0,45	117	44	25 %	20,4 %
55	0,45	104	44	25 %	29,2 %
60	0,45	82	44	25 %	44,2 %
70	0,45	36	44	25 %	75,5 %
70 OTIMIZADO	(b=50cm; h=80cm) 0,40	76	44	33,3 %	48,2 %
80	0,40	41	44	33,3 %	72,1 %
90 OTIMIZADO	(b=50cm; h=70cm) 0,35	85	44	41,6 %	42,1 %

Tabela 4.3.3 – Pilares – Comparativo de materiais

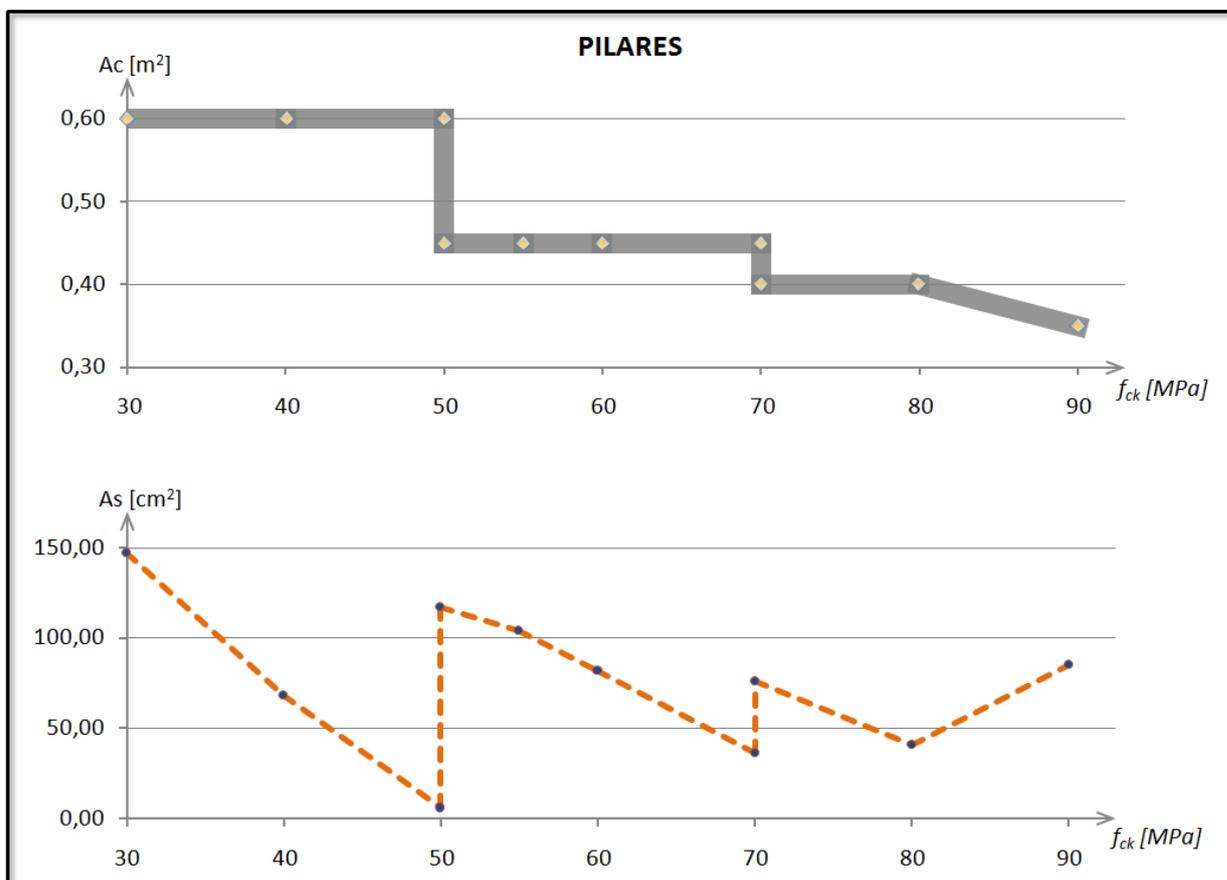


Gráfico 4.3.3 – Pilares – Comparativo de materiais

CAPÍTULO 5 - EDIFICAÇÃO OTIMIZADA

Conforme mostrado no item 3.4.5 c), a estrutura da edificação, em sua concepção original, não atende ao critério normativo para a dispensa de efeitos globais de segunda ordem (atendimento do critério de estrutura de nós móveis).

Em sendo assim, considerando a presença das cargas horizontais do vento, haveria a necessidade do enrigecimento da estrutura, de forma a reduzir sua deslocabilidade horizontal.

A solução que é proposta é a de criar quatro grandes pilares-parede nas regiões de poços de elevadores e escadas.

A solução proposta é mostrada abaixo, estando indicada a posição onde seriam adicionados os pilares parede acima mencionados.

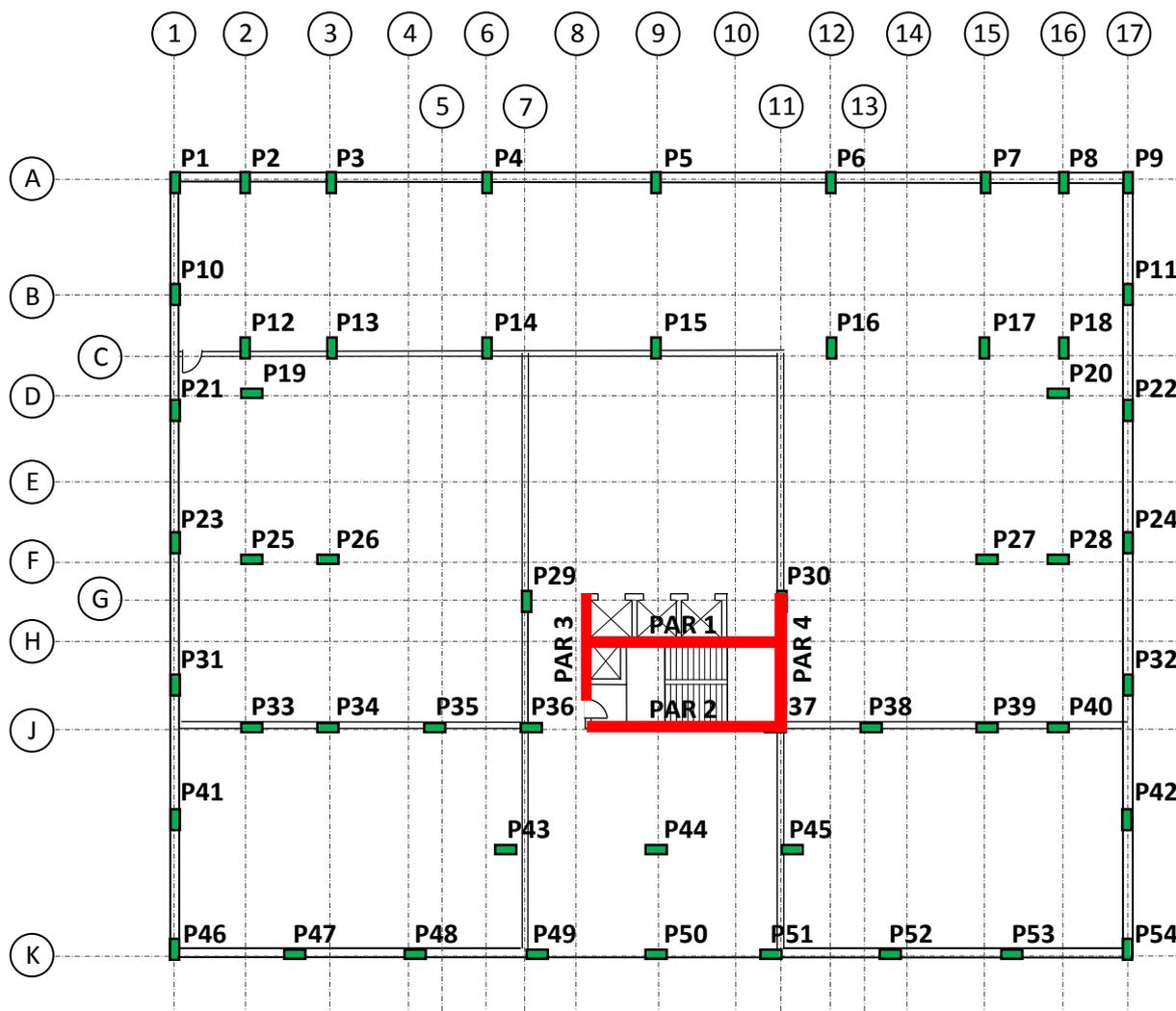


Figura 5 – Edificação Otimizada

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES

Alguns comentários são inicialmente colocados relatando a experiência adquirida com a modelagem da estrutura analisada.

O modelo matemático idealizado para este edifício foi concebido através dos diversos pavimentos-tipo modelados individualmente com uma discretização por elementos finitos satisfatória, porém talvez insuficiente para uma correta avaliação dos esforços nas lajes. Quando o modelo completo foi sendo elaborado pela união dos modelos dos pavimentos separados e a cópia consecutiva para formar os pavimentos tipo, este modelo foi se tornando inviavelmente “pesado” e lento para a continuidade do estudo. Além disso, a numeração das placas e nós começou a ficar comprometida, talvez pela capacidade de processamento dos computadores da atualidade. Alguns programas comerciais da atualidade, específicos para o dimensionamento de edifícios, consideram as lajes como grelhas (elementos mais “leves” para o tratamento computacional). Foi necessária então uma significativa redução de discretização em vários pavimentos (ver figura 3.4.4 i) para viabilizar a conclusão do modelo matemático completo do edifício. Para a avaliação dos esforços nas lajes foram considerados os modelos individuais dos pavimentos.

Até a presente data, o concreto de alto desempenho não é usual no nosso país. Dessa forma, uma atenção especial deverá ser considerada na especificação, no controle e nos ensaios do material concreto. Um laboratório independente das construtoras e concreteiras para a realização dos ensaios é fundamental para a garantia dos resultados dos valores de f_{ck} . Também para a garantia do f_{ck} são necessários os cuidados já usuais nas obras, tais como: vibração controlada, garantia do cobrimento, garantia do posicionamento das armaduras e formas, controle de cura, consideração das armaduras de fissuração quando necessário, além evidentemente do cumprimento de todos os requisitos normativos.

6.1 LAJES

Com o aumento do f_{ck} há pouca economia de armadura nas lajes, considerando uma mesma espessura na comparação. Se reduzirmos a espessura da laje em 1,0 cm, em alguns casos de f_{ck} , até aumentamos a armadura, porém, como ponto positivo, reduzimos o peso próprio das lajes e, conseqüentemente, o consumo de concreto. Além disso, como a armadura mínima, função da espessura das lajes, e que é dimensionante numa grande percentagem dos painéis usuais de lajes, é proporcionalmente reduzida.

Neste edifício apresentado, de 35 pavimentos, a economia de concreto nas lajes seria aproximadamente de 250 m³, correspondendo a uma redução de 6000 kN no peso total da estrutura (neste exemplo teórico onde todas as lajes do edifício são da mesma espessura). Este ponto pode ser fundamental para a economia da estrutura.

6.2 VIGAS

Com o aumento do f_{ck} há pouca economia de armadura nas vigas, considerando as mesmas dimensões da seção transversal nas comparações. Se reduzirmos a altura das vigas, além de não se ter uma expressiva redução do peso próprio, ainda temos um aumento da armadura. Dessa forma, a utilização do concreto de alto desempenho nas vigas se mostrou pouco interessante, principalmente para o dimensionamento à flexão.

6.3 PILARES

A utilização do concreto de alto desempenho nos pilares mostrou resultados expressivos tanto na redução das dimensões da seção transversal, quanto na economia do material aço. Vale ressaltar que a redução das dimensões do pilar aumenta os momentos de 1^a ordem e também pode mobilizar o aumento dos momentos de 2^a ordem.

6.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Alguns pontos que não foram apreciados neste trabalho são listados abaixo, como temas para futuros temas de Dissertação de Mestrado no Programa de Projeto de Estruturas da UFRJ.

- Considerações de diversos valores e relações de esforços normais e momentos fletores;
- Comparações detalhadas de custo;
- Análise de deslocamentos máximos horizontais;
- Análise dos pilares pelo método “P-Delta”;
- Consideração de efeitos sísmicos;
- Comparação entre projetos reais, construídos com concreto de alto desempenho;
- Concreto de alto desempenho em lajes cogumelo;
- Concreto de alto desempenho em estruturas protendidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E PROGRAMAS DE COMPUTADOR

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*, ACI: 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – Projeto de revisão*. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 8681: *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 6120: *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON - *CEB-FIP Model Code 1990 - Design Code - Thomas Telford Services Ltd.*, London, 1993.

COMPUTER AND STRUCTURES, INC., *SAP2000 Advanced 11.0.0 Structural Analysis Program*, 2007.

EUROCÓDIGO 2 – EN 1992-1-1 - *Projecto de Estruturas de Betão* Bruxelas: CEN, 2010.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (*fib*) – *Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance. Updated Knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990, Vols. 1,2 e 3*, FIB: 1999.

IBRACON, INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, *Comentários Técnicos e Exemplos de Aplicação da NBR 6118:2003 – Procedimento*, São Paulo, IBRACON: 2007.

SANTOS, SERGIO HAMPSHIRE DE CARVALHO, *Apostila de Concreto Armado III*. U.F.R.J. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2012.

ARQUITETURA E URBANISMO, *Trabalhos 2007-2*. U.F.S.C. Universidade Federal de Santa Catarina, 2007. Disponível em:
<http://www.arq.ufsc.br/arq5661/trabalhos_2007-2/aplicaconcreto/Topico1.htm>
Acesso em 18 dez. 2012, 23:30:00.

LEONHARDT, FRITZ, *Vorlesungen über Massivbau - Springer – Verlag*, Berlin – Heidelberg – New York- 2ª Edição, 1973.

ANEXO 1

Tabela de dimensionamento de seção retangular – NBR 6118: 2012 (Projeto de revisão)

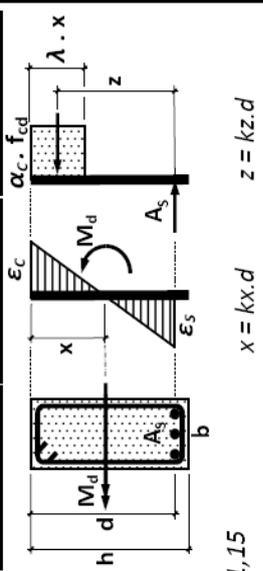
Tabela de Dimensionamento de Seção Retangular - NBR 6118: 2012 (Projeto de revisão)

f_{ck} [MPa]	550	55	60	65	70	75	80	85	90	
λ	0,8	0,788	0,775	0,763	0,75	0,738	0,725	0,713	0,7	
α_c	0,85	0,829	0,808	0,786	0,765	0,744	0,723	0,701	0,68	
kx	KMD	kz								
0,02	0,013	0,992	0,012	0,992	0,011	0,993	0,010	0,993	0,009	0,993
0,04	0,027	0,984	0,025	0,985	0,023	0,985	0,021	0,986	0,019	0,986
0,06	0,040	0,976	0,037	0,977	0,034	0,978	0,031	0,978	0,028	0,979
0,08	0,053	0,968	0,049	0,969	0,045	0,970	0,041	0,971	0,037	0,972
0,10	0,065	0,960	0,060	0,961	0,055	0,963	0,050	0,964	0,046	0,965
0,12	0,078	0,952	0,072	0,954	0,066	0,955	0,060	0,957	0,055	0,958
0,14	0,090	0,944	0,083	0,946	0,076	0,948	0,070	0,949	0,066	0,950
0,16	0,102	0,936	0,094	0,938	0,086	0,940	0,079	0,942	0,075	0,943
0,18	0,114	0,928	0,105	0,930	0,096	0,933	0,088	0,935	0,084	0,936
0,20	0,125	0,920	0,115	0,923	0,106	0,925	0,097	0,928	0,093	0,929
0,22	0,136	0,912	0,126	0,915	0,116	0,918	0,106	0,920	0,101	0,922
0,24	0,148	0,904	0,136	0,907	0,125	0,910	0,115	0,913	0,110	0,915
0,26	0,158	0,896	0,146	0,899	0,135	0,903	0,123	0,906	0,118	0,907
0,28	0,169	0,888	0,156	0,892	0,144	0,895	0,132	0,899	0,126	0,900
0,30	0,180	0,880	0,166	0,884	0,153	0,888	0,140	0,891	0,134	0,893
0,32	0,190	0,872	0,175	0,876	0,162	0,880	0,148	0,884	0,142	0,886
0,34	0,200	0,864	0,185	0,868	0,170	0,873	0,156	0,877	0,149	0,879
0,36	0,210	0,856	0,194	0,861	0,179	0,865	0,164	0,870	0,157	0,872
0,38	0,219	0,848	0,203	0,853	0,187	0,858	0,172	0,862	0,164	0,865
0,40	0,228	0,840	0,212	0,845	0,195	0,850	0,179	0,855	0,171	0,858
0,42	0,238	0,832	0,220	0,843	0,195	0,850	0,187	0,853	0,171	0,858
0,44	0,247	0,824								
0,46	0,255	0,816								
0,48	0,264	0,808								
0,50	0,272	0,800								

$f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \rightarrow kx \leq 0,50$
 $35 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow kx \leq 0,50 - (f_{ck} - 35) / 150$
 $f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \rightarrow kx \leq 0,40$

Interpolação - Exemplo: KMD encontrado = 0,020
 KMD: 0,013 ----- kz: 0,992
 KMD: 0,027 ----- kz: 0,984
 $kz = 0,992 + \{[(0,984 - 0,992) / (0,027 - 0,013)] \cdot (0,020 - 0,013)\}$

$A_s = M_d / (kz \cdot d \cdot \sigma_{sd})$
 $A_s = [\text{cm}^2]$
 $M_d = [\text{kN.m}]$
 $d = [\text{m}]$
 $\sigma_{sd} = [\text{kN/cm}^2]$



$KMD = M_d / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$
 $M_d ; f_{cd} = [\text{kN/m}^2]$
 $b ; d = [\text{m}]$

Aço CA-50: $\sigma_{sd} = 50 / 1,15$
 $\sigma_{sd} = 43,47 \text{ kN/cm}^2$