

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Rodrigo Bertolini da Rosa

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL
MULTIFAMILIAR EM CONCRETO ARMADO**

Porto Alegre
Maio de 2021

RODRIGO BERTOLINI DA ROSA

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL
MULTIFAMILIAR EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Diplomação apresentado à Comissão de Graduação
do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
Maio de 2021

RODRIGO BERTOLINI DA ROSA

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL
MULTIFAMILIAR EM CONCRETO ARMADO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, maio de 2021

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Jean Marie Desir (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Dedico este trabalho aos meus pais, Alcindo e Roseli,
que sempre me apoiaram e estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Roberto Domingo Rios, pela dedicação, disponibilidade e auxílio demonstrados ao longo da orientação deste trabalho e pelos ensinamentos transmitidos durante a minha graduação.

Agradeço aos Profs. João Ricardo Masuero e Jean Marie Desir e aos demais professores da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pelos importantes conhecimentos transmitidos durante o período da minha graduação.

Agradeço aos meus pais, Alcindo e Roseli, pelo apoio, carinho e incentivo que foram fundamentais para a minha formação pessoal e me fizeram chegar até aqui.

Agradeço aos meus amigos, pela parceria e ajuda durante a minha formação.

“Mesmo que a vida pareça difícil, há sempre algo
que você pode fazer para ter sucesso nela.”
Stephen Hawking

RESUMO

O presente trabalho tem por objetivo apresentar o desenvolvimento do projeto estrutural de uma edificação residencial de 12 pavimentos com estrutura independente de concreto armado. O projeto estrutural será realizado a partir de um projeto arquitetônico existente e contará com procedimentos manuais de cálculo, auxiliados por planilhas eletrônicas desenvolvidas pelo autor e programa (Ftool) para a análise estrutural. O trabalho expõe, inicialmente, a metodologia essencial para efetuar o dimensionamento das estruturas de concreto armado. Em seguida, a metodologia é aplicada no edifício analisado, realizando-se a análise estrutural, o dimensionamento e a verificação dos elementos estruturais. Por fim, são apresentados o detalhamento construtivo das estruturas e as considerações finais referentes aos resultados obtidos.

Palavras-chave: NBR 6118. Estruturas de concreto armado. Projeto estrutural. Edificação residencial.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama do Delineamento da Pesquisa	21
Figura 2 - Planta Baixa do Pavimento Térreo	23
Figura 3 - Planta Baixa do Pavimento Tipo	24
Figura 4 - Diagrama Tensão-Deformação Idealizado ou Diagrama Parábola-Retângulo	30
Figura 5 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço de Armadura Passiva	31
Figura 6 - Classes de Agressividade Ambiental (CAA)	32
Figura 7 - Correspondência entre a CAA e a Qualidade do Concreto	32
Figura 8 - Correspondência entre a CAA e o Cobrimento Nominal para $\Delta c = 10$ mm	33
Figura 9 - Domínios de Deformação do ELU	34
Figura 10 - Taxas Mínimas de Armadura de Flexão para Vigas	36
Figura 11 - Notação da Seção T	40
Figura 12 - Características do Gancho em Ângulo Reto	49
Figura 13 - Diâmetro dos Pinos de Dobramento (diâmetro interno da curvatura dos ganchos)	49
Figura 14 - Valores do Coeficiente ξ em Função do Tempo	52
Figura 15 - Limites para Deslocamentos	53
Figura 16 - Lançamento Estrutural do Pavimento Tipo com Dimensões do 6º Pavimento	21
Figura 17 - Áreas de Influência dos Pilares no Pavimento Tipo	65
Figura 18 - Estruturas de Contraventamento na Direção x	68
Figura 19 - Estruturas de Contraventamento na Direção y	68
Figura 20 - Deslocamento do Pórtico P1x	71
Figura 21 - Deslocamento do Pórtico P2x	71
Figura 22 - Deslocamento do Pórtico P3x	72
Figura 23 - Deslocamento do Pórtico P1y	73
Figura 24 - Deslocamento do Pórtico P2y	74
Figura 25 - Deslocamento do Pórtico P4y	75
Figura 26 - Pilares-Parede do Núcleo Rígido	76
Figura 27 - Método das Charneiras Plásticas	80
Figura 28 - Viga Contraventada V10	84
Figura 29 - Viga Contraventada V11	84
Figura 30 - Edificação Paralelepipedica em Planta	85
Figura 31 - Estruturas de Contraventamento e Excentricidade na Direção x	89
Figura 32 - Estruturas de Contraventamento e Excentricidade na Direção y	90

Figura 33 - Pórtico de Contraventamento P1x com ângulo de incidência do vento de 90°	96
Figura 34 - Pórtico de Contraventamento P3x com ângulo de incidência do vento de 270° ...	96
Figura 35 - Pórtico de Contraventamento P6y com ângulo de incidência do vento de 180° ...	97
Figura 36 - Pórtico de Contraventamento P3y com ângulo de incidência do vento de 0°	97
Figura 37 - Geometria da Escada	99
Figura 38 - Laje Helicoidal	100
Figura 39 - Armaduras da Laje Helicoidal	100
Figura 40 - Viga Helicoidal da Escada	102
Figura AP-D1 - Detalhamento - Lajes L01 e L03	128
Figura AP-D2 - Detalhamento - Laje L07	129
Figura AP-D3 - Detalhamento - Viga V101	129
Figura AP-D4 - Detalhamento - Viga V112	130
Figura AP-D5 - Detalhamento - Viga V103	131
Figura AP-D6 - Detalhamento - Pilar P01 (7°, 8° e 9° Pav. Tipo)	132
Figura AP-D7 - Detalhamento - Pilar P01 (5° e 6° Pav. Tipo)	133
Figura AP-D8 - Detalhamento - Pilar P01 (3° e 4° Pav. Tipo)	134
Figura AP-D9 - Detalhamento - Pilar P01 (1° e 2° Pav. Tipo)	135
Figura AP-D10 - Detalhamento - Pilar P01 (Pav. Térreo)	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades Mecânicas do Concreto	60
Tabela 2 - Propriedades Mecânicas das Armaduras	61
Tabela 3 - Pré-Dimensionamento das Lajes por Verificação do Estado Limite de Serviço (Continua)	63
Tabela 4 - Informações Básicas dos Pilares	66
Tabela 5 - Força Normal Total nos Pilares	66
Tabela 6 - Área Necessária para a Seção Transversal dos Pilares	67
Tabela 7 - Dimensões das Seções Transversais dos Pilares	67
Tabela 8 - Pilares em cada Pórtico	69
Tabela 9 - Informações Básicas sobre o Concreto e a Edificação	70
Tabela 10 - Carga Permanente das Lajes do Pavimento Tipo	78
Tabela 11 - Carga Permanente das Alvenarias de Vedação	78
Tabela 12 - Cargas Variáveis	79
Tabela 13 - Cargas nas Lajes	81
Tabela 14 - Cargas nas Vigas do Pavimento Tipo	82
Tabela 15 - Cargas nas Vigas do Pavimento da Cobertura	83
Tabela 16 - Valores Básicos da Edificação	85
Tabela 17 - Valores dos Fatores S_1 , S_2 e S_3	87
Tabela 18 - Valores das Forças Devidas ao Vento na Direção x	87
Tabela 19 - Valores das Forças Devidas ao Vento na Direção y	88
Tabela 20 - Distribuição dos Esforços Horizontais na Direção x (Vento 90°)	92
Tabela 21 - Distribuição dos Esforços Horizontais na Direção y (Vento 0°)	92
Tabela 22 - Solicitações nas Lajes Armadas em Duas Direções	93
Tabela 23 - Solicitações nas Lajes Armadas em Uma Direção	93
Tabela 24 - Cálculo das Armaduras Positivas das Lajes Armadas em Duas Direções	93
Tabela 25 - Cálculo das Armaduras Positivas das Lajes Armadas em Uma Direção	94
Tabela 26 - Cálculo das Armaduras Negativas das Lajes Armadas em Duas Direções (Continua)	94
Tabela 27 - Cálculo das Armaduras Negativas das Lajes Armadas em Uma Direção	95
Tabela 28 - Valores da Laje da Escada	100
Tabela 29 - Dimensionamento das Armaduras da Laje da Escada	101
Tabela 30 - Informações Básicas da Viga da Escada	103
Tabela 31 - Valores para Cálculo dos Momentos Fletores	104

Tabela 32 - Esforços Solicitantes	104
Tabela 33 - Armaduras Longitudinais - Flexão	105
Tabela 34 - Armadura Transversal - Cortante	105
Tabela 35 - Verificação com Torção e Cisalhamento	105
Tabela 36 - Armaduras Devidas à Torção	105
Tabela AP-A1 - Planilha de Dimensionamento das Vigas (Continua)	110
Tabela AP-B1 - Verificação dos Estados Limites de Serviço das Vigas	117
Tabela AP-C1 – Planilha de Dimensionamento dos Pilares Intermediários (Continua)	119
Tabela AP-C2 - Planilha de Dimensionamento dos Pilares de Extremidade (Continua)	121
Tabela AP-C3 - Planilha de Dimensionamento dos Pilares de Canto (Continua)	125

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

ELS – Estados Limites de Serviço

ELU – Estados Limites Últimos

NBR – Norma Brasileira

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s – Armadura longitudinal de aço

A_{sw} – Armadura transversal de aço

b_f – Largura da mesa da seção T

b_w – Largura da alma da seção

d – Altura útil da seção de concreto armado

E_{ci} – Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto

E_{cs} – Módulo de elasticidade secante do concreto

E_s – Módulo de elasticidade do aço

f_{cd} – Resistência de projeto à compressão do concreto

f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto

$f_{ct,m}$ – Resistência média à tração do concreto

f_{yd} – Resistência de projeto ao escoamento do aço

F_d – Ação de projeto

F_k – Ação característica

h_f – Altura da mesa da seção T

h – Altura total da seção transversal

M_d – Momento fletor solicitante de projeto

s_w – Espaçamento entre armaduras transversais

V_{sd} – Força cortante solicitante de projeto

x – Profundidade da linha neutra para diagrama parábola-retângulo

y – Profundidade da linha neutra para diagrama retangular

α_c – Coeficiente de redução da resistência do concreto à compressão

α_E – Coeficiente função do tipo de agregado graúdo

α_i – Coeficiente função do f_{ck} para cálculo do módulo de elasticidade secante

ε_{c2} – Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico

ε_{cu} – Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura

ε_{yd} – Deformação específica de projeto de escoamento do aço

λ – Coeficiente para transformar o diagrama parábola-retângulo em diagrama retangular

ξ – Coeficiente função do tempo para avaliar efeitos da fluência

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
2. DIRETRIZES DO PROJETO	19
2.1 OBJETIVOS	19
2.1.1 Objetivo principal	19
2.1.2 Objetivo secundário	19
2.2 PRESSUPOSTO	19
2.3 PREMISSAS	19
2.4 DELIMITAÇÕES	20
2.5 LIMITAÇÕES	20
2.6 DELINEAMENTO	20
3. DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO	22
4. METODOLOGIA	25
4.1 GENERALIDADES	25
4.1.1 Ações	25
4.1.1.1 Ações permanentes	25
4.1.1.2 Ações variáveis	25
4.1.2 Estados limites	25
4.1.2.1 Estados limites últimos (ELU)	26
4.1.2.2 Estados limites de serviço (ELS)	26
4.1.3 Combinações de ações	26
4.1.3.1 Combinações últimas	27
4.1.3.2 Combinações de serviço	27
4.1.4 Propriedades dos materiais	28
4.1.4.1 Concreto	28
4.1.4.1.1 Massa específica	29
4.1.4.1.2 Resistência característica à compressão	29
4.1.4.1.3 Resistência à tração	29
4.1.4.1.4 Módulo de elasticidade	29
4.1.4.1.5 Coeficiente de Poisson	30
4.1.4.1.6 Deformações específicas	30
4.1.4.1.7 Diagrama tensão-deformação de compressão	30
4.1.4.2 Aço de armadura passiva	31
4.1.4.2.1 Módulo de elasticidade	31

4.1.4.2.2 Diagrama tensão-deformação	31
4.1.5 Critérios para a durabilidade das estruturas	31
4.1.5.1 Agressividade do ambiente.....	31
4.1.5.2 Qualidade e cobrimento do concreto	32
4.1.6 Hipóteses para elementos lineares – ELU	33
4.2 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	36
4.2.1 Cálculo das armaduras	36
4.2.1.1 Armaduras longitudinais	36
4.2.1.1.1 Armaduras longitudinais máximas e mínimas.....	36
4.2.1.1.2 Armaduras longitudinais em flexão simples.....	37
4.2.1.2 Armaduras transversais	43
4.2.1.3 Armaduras longitudinais e transversais para torção.....	45
4.2.1.4 Ancoragem das armaduras longitudinais.....	46
4.2.2 Lajes maciças	50
4.2.2.1 Determinação da espessura da laje	50
4.2.2.2 Dimensionamento das armaduras	53
4.2.3 Vigas	56
4.2.4 Pilares	56
4.2.4.1 Efeitos locais de 2ª ordem	57
5. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA	60
5.1 MATERIAIS.....	60
5.1.1 Concreto	60
5.1.2 Armaduras passivas	60
5.1.3 Agressividade ambiental.....	61
5.2 LANÇAMENTO ESTRUTURAL	61
5.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	62
5.3.1 Lajes.....	62
5.3.2 Vigas	64
5.3.3 Pilares	64
5.4 ESTABILIDADE GLOBAL	67
5.4.1 Pórticos planos de contraventamento na direção x.....	70
5.4.2 Pórticos planos de contraventamento na direção y.....	73
5.4.3 Pórticos planos de contraventamento associados ao núcleo rígido.....	76
5.5 ANÁLISE DE CARGAS	78
5.6 FORÇAS DEVIDAS AO VENTO	84

5.7 DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS	88
5.8 DIMENSIONAMENTO	92
5.8.1 Lajes	92
5.8.2 Vigas	95
5.8.3 Pilares	98
5.8.4 Escada	98
5.8.4.1 Laje da escada.....	98
5.8.4.2 Viga da escada.....	102
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	107
REFERÊNCIAS	108
APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	109
APÊNDICE B – VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO DAS VIGAS	116
APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	118
APÊNDICE D – DETALHAMENTO	127
ANEXO A – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TÉRREO	137
ANEXO B – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO	139
ANEXO C – PLANTA BAIXA DOS RESERVATÓRIOS	141
ANEXO D – PLANTA BAIXA DA COBERTURA	143
ANEXO E – CORTE	145
ANEXO F – FACHADA NORTE	147

1. INTRODUÇÃO

Constituído pela associação do concreto com armaduras de aço adequadamente posicionadas, o concreto armado torna-se uma solução construtiva competitiva quando são avaliados aspectos relacionados a facilidade de execução da estrutura, facilidade de obtenção dos insumos básicos para a sua produção e questões econômicas. Além disso, o concreto armado destaca-se pela capacidade de assumir, praticamente, qualquer formato estrutural e atender, dessa forma, à inúmeras exigências arquitetônicas.

O projeto estrutural, seja em concreto armado ou em outro sistema construtivo, corresponde a uma versão idealizada da estrutura real da edificação. A fim de conceber essa idealização, emprega-se um modelo matemático que busca representar o comportamento real dos elementos que constituem o sistema estrutural da edificação. Este modelo, então, é uma aproximação da realidade e define a complexidade para a criação do projeto da estrutura. A abordagem do sistema estrutural de forma integrada (global) concede ao modelo a capacidade de analisar o trabalho conjunto dos elementos estruturais, possibilitando, assim, representar de forma mais satisfatória o comportamento da estrutura e, com segurança, gerar soluções mais econômicas; porém, com isso, aumenta-se a complexidade do modelo.

Sendo assim, este trabalho tem por objetivo a elaboração de um projeto estrutural em concreto armado para um edifício residencial multifamiliar; visando identificar os principais elementos referentes a concepção, análise, dimensionamento e verificação da estrutura. O projeto estrutural será desenvolvido a partir de um projeto arquitetônico existente, sendo aquele constituído por uma edificação de 12 pavimentos. Além disso, será utilizado como referência para os cálculos um terreno localizado no bairro Bela Vista, em Porto Alegre. O dimensionamento da fundação não é objetivo deste trabalho, visto que não se dispõe de dados sobre as propriedades do solo.

Com a finalidade de atingir os propósitos apresentados, serão empregadas as instruções normativas: *NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto*; *NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações* e *NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações*. Ademais, buscar-se-á embasamento teórico em referências bibliográficas recomendadas sobre o assunto. Para executar o projeto estrutural, serão aplicados procedimentos manuais com o auxílio de tabelas, ábacos e ferramentas computacionais de simples manuseio, como planilhas eletrônicas e programa para a análise de estruturas. Dentre os programas computacionais, destacam-se os *softwares* Ftool e P-Calc, e os aplicativos TQS e Vigas-6118; entretanto, o objetivo central do

trabalho consiste na análise da metodologia empregada e não no uso de programas computacionais.

Em decorrência das características do edifício estudado, como a altura total da edificação e a distribuição dos elementos que compõem o projeto arquitetônico, optou-se pela execução da estrutura em concreto armado. Para tanto, serão utilizados o sistema aporticado de pilares e vigas, para resistir às ações horizontais do vento, e lajes em concreto armado convencionais. Além disso, será criado um núcleo rígido na região de fluxo humano vertical a fim de melhorar a estabilidade horizontal da edificação e, assim, garantir que a estrutura possa ser considerada de nós fixos, possibilitando, então, desprezar os efeitos globais de 2ª ordem.

2. DIRETRIZES DO PROJETO

As diretrizes que definem este trabalho são apresentadas nos próximos itens.

2.1 OBJETIVOS

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundário, sendo descritos a seguir.

2.1.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a elaboração de um projeto estrutural em concreto armado para o edifício residencial multifamiliar selecionado.

2.1.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é a identificação da metodologia essencial para a análise, dimensionamento e verificação da estrutura em concreto armado do edifício.

2.2 PRESSUPOSTO

Este trabalho tem por pressuposto que são válidas e verdadeiras as orientações contidas nos seguintes documentos:

- a) NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto;
- b) NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- c) NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.

2.3 PREMISSAS

O trabalho tem como premissas:

- a) Estrutura independente (pilares, vigas, lajes e núcleo) em concreto armado;
- b) Pé direito (distância vertical entre centros de pavimentos - lance) de 2,7m;
- c) Evitar interferir nos espaços estabelecidos pelo projeto arquitetônico;
- d) Edificação residencial com 12 pavimentos;
- e) Edificação localizada em Porto Alegre.

2.4 DELIMITAÇÕES

Este trabalho delimita-se à elaboração da estrutura independente de uma proposta de projeto estrutural em concreto armado para o edifício residencial multifamiliar selecionado.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações deste trabalho a locação, análise, dimensionamento, verificação e detalhamento dos elementos estruturais. Entretanto, não será realizada a análise dinâmica da estrutura, não será avaliada a resistência da estrutura para situações de incêndio, não será realizado o dimensionamento da fundação e não serão analisados assuntos referentes ao gerenciamento e orçamento da construção.

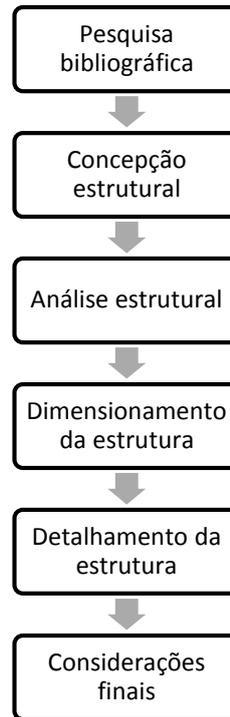
2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será desenvolvido por meio das etapas apresentadas a seguir:

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Concepção estrutural;
- c) Análise estrutural;
- d) Dimensionamento dos elementos estruturais;
- e) Detalhamento dos elementos estruturais;
- f) Considerações finais.

A representação esquemática do delineamento da pesquisa é exibida na Figura 1 a seguir.

Figura 1 – Diagrama do Delineamento da Pesquisa



(Fonte: elaborado pelo autor)

Inicialmente, realiza-se a pesquisa bibliográfica, que fornece o conhecimento teórico necessário para a elaboração do projeto estrutural. Essa etapa estende-se ao longo do cronograma da pesquisa, visto que é subsídio para todas as partes do trabalho. Em seguida, na concepção estrutural, analisa-se o projeto arquitetônico a fim de realizar o lançamento da estrutura e, assim, definir as estruturas de contraventamento, estruturas contraventadas, posicionamento de vigas, pilares e, finalmente, lajes.

Posteriormente, é efetuado o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, conforme critérios estabelecidos pela literatura. A partir da determinação das ações atuantes na estrutura, que podem ser permanentes, variáveis ou excepcionais, e da combinação dessas ações, realiza-se a análise da estrutura. Após, em posse das solicitações, procede-se ao dimensionamento e à verificação dos elementos estruturais considerando os estados-limites últimos e de serviço.

As etapas finais do trabalho apresentam o detalhamento construtivo dos elementos estruturais e as considerações finais referentes aos resultados encontrados.

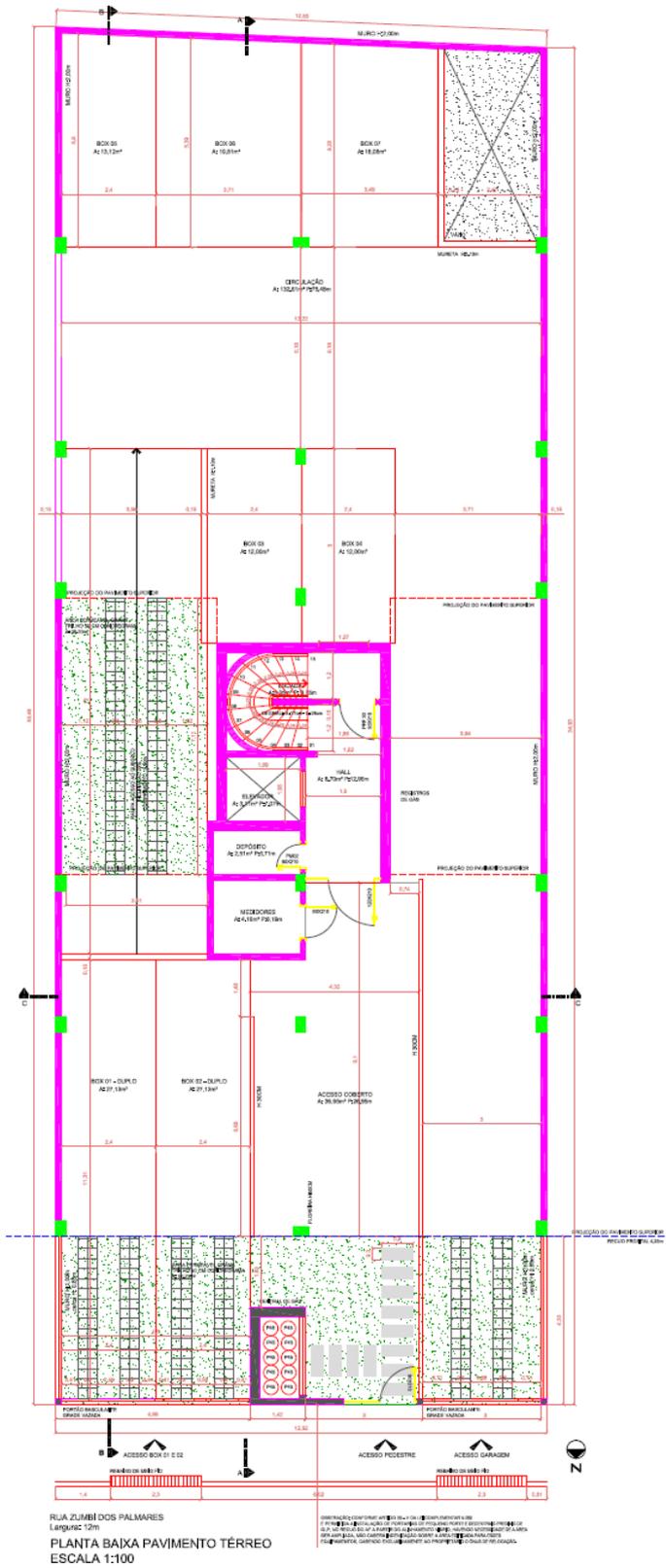
3. DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO

O projeto estrutural será elaborado considerando uma edificação residencial constituída por 12 pavimentos, sendo um pavimento térreo, nove pavimentos tipo, um pavimento para a casa de máquinas do elevador e um pavimento para os reservatórios superiores. Cada pavimento tipo apresenta área total de 249,55 m² e quatro apartamentos com mesmas dimensões. Os últimos dois pavimentos (pavimento da casa de máquinas do elevador e pavimento dos reservatórios superiores) apresentam área de 29,09 m² cada. Os pavimentos tipo e os últimos dois pavimentos possuem pé-direito (lance de pilar) de 2,7 m, e o pavimento térreo possui pé-direito (lance de pilar) de 4,0 m.

Originalmente o projeto arquitetônico do edifício era composto por dez pavimentos, sendo um pavimento subsolo, um pavimento térreo, cinco pavimentos tipo e três pavimentos para as áreas técnicas. As plantas arquitetônicas originais utilizadas encontram-se no Anexo A (Planta Baixa do Pavimento Térreo), Anexo B (Planta Baixa do Pavimento Tipo), Anexo C (Planta Baixa dos Reservatórios), Anexo D (Planta Baixa da Cobertura), Anexo E (Corte) e Anexo F (Fachada Norte).

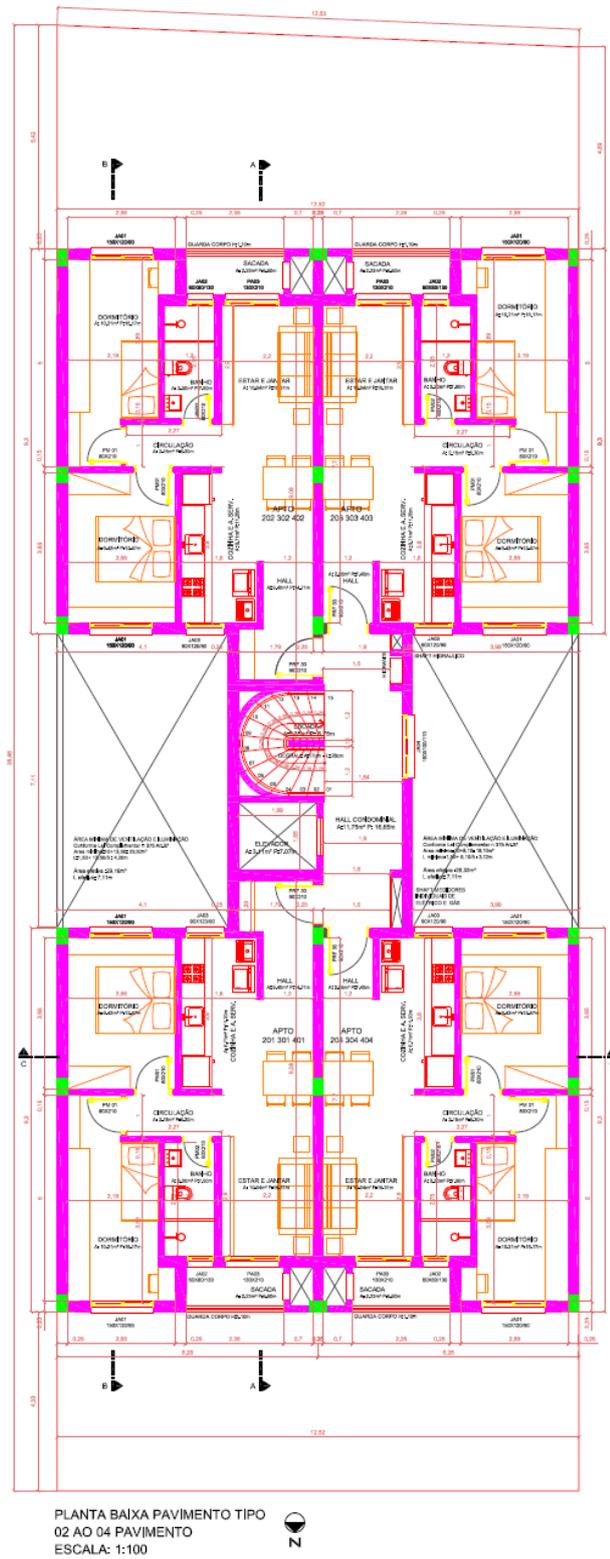
Portanto, a fim de realizar o projeto estrutural da edificação do presente trabalho, foram empregadas as plantas arquitetônicas originais do pavimento térreo, pavimento tipo, pavimento dos reservatórios e pavimento da cobertura. A Figura 2 e a Figura 3 apresentam, respectivamente, a planta baixa do pavimento térreo e a planta baixa do pavimento tipo, para uma rápida visualização.

Figura 2 – Planta Baixa do Pavimento Térreo



(Fonte: concedido por Studio 618)

Figura 3 – Planta Baixa do Pavimento Tipo



(Fonte: concedido por Studio 618)

4. METODOLOGIA

4.1 GENERALIDADES

4.1.1 Ações

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 1), as ações são definidas como as “causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas [...]”. Em função da variabilidade das ações no tempo, estas são classificadas em ações permanentes, ações variáveis ou ações excepcionais. Porém, as ações permanentes diretas e as ações variáveis diretas são mais expressivas para o projeto estrutural do presente trabalho.

4.1.1.1 Ações permanentes

A NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 1) declara que as ações permanentes são “ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção [...]”. No trabalho serão consideradas somente as ações permanentes diretas, correspondentes aos pesos próprios das estruturas, aos pesos dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes.

4.1.1.2 Ações variáveis

A NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 1) descreve ações variáveis como “ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção”. Para o projeto serão consideradas as ações variáveis diretas, correspondentes às cargas variáveis previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água.

4.1.2 Estados limites

A NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 1) define estados limites de uma estrutura como, “estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção”. Os estados limites são classificados em estados limites últimos e estados limites de serviço, sendo apresentados na sequência.

4.1.2.1 Estados limites últimos (ELU)

Araújo (2010, v.1, p. 60) afirma que estados limites últimos “[...] são aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura”.

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 54) estabelece os seguintes estados limites últimos:

- a) Estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos [...];
- c) Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) Estado limite último de colapso progressivo;
- f) Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo [...];
- g) Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas [...];
- h) Outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

No presente trabalho será verificado o estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura.

4.1.2.2 Estados limites de serviço (ELS)

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 55) define estados limites de serviço como “[...] aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas”.

Ao longo do trabalho serão verificados o estado limite de deformações excessivas e o estado limite de abertura de fissuras, ambos referentes aos estados limites de serviço.

4.1.3 Combinações de ações

Com a finalidade de realizar a verificação dos estados limites últimos e dos estados limites de serviço devem ser empregadas, respectivamente, as combinações últimas e as combinações de serviço.

4.1.3.1 Combinações últimas

As combinações últimas utilizadas para avaliar o esgotamento da capacidade resistente dos elementos estruturais são as combinações últimas normais; assim, estas serão empregadas para efetuar o dimensionamento dos elementos estruturais. A seguir é apresentada a expressão utilizada para a determinação das combinações últimas normais, obtida do item 5.1.3.1 da NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 9):

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right]$$

Onde,

F_d : valor de cálculo das ações;

γ_{gi} : coeficiente de ponderação das ações permanentes;

$F_{Gi,k}$: valor característico das ações permanentes;

γ_q : coeficiente de ponderação das ações variáveis;

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável considerada principal;

$F_{Qj,k}$: valor característico das demais ações variáveis;

Ψ_{0j} : fator de redução de combinação para as demais ações variáveis.

4.1.3.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço empregadas no trabalho para verificar o estado limite de deformações excessivas serão as combinações quase permanentes (CQP), já para avaliar o estado limite de abertura de fissuras serão as combinações frequentes (CF). A expressão utilizada para determinar as combinações quase permanentes é apresentada abaixo, retirada do item 5.1.5.1 da NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 14):

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

Onde,

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$F_{Gi,k}$: valor característico das ações permanentes;

$F_{Qj,k}$: valor característico das ações variáveis;

Ψ_{2j} : fator de redução de combinação quase permanente.

O valor do fator de redução de combinação quase permanente (Ψ_2) considerado para o presente trabalho será igual a 0,3.

A seguir é apresentada a equação para obter as combinações frequentes, retirada do item 5.1.5.2 da NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 14):

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

Onde,

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$F_{Gi,k}$: valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável considerada principal;

$F_{Qj,k}$: valor característico das demais ações variáveis;

Ψ_1 : fator de redução de combinação frequente;

Ψ_{2j} : fator de redução de combinação quase permanente.

O valor do fator de redução de combinação frequente (Ψ_1) considerado para o presente trabalho será igual a 0,4.

4.1.4 Propriedades dos materiais

4.1.4.1 Concreto

As propriedades indicadas na sequência referem-se aos concretos compreendidos nas classes de resistência do grupo I (resistências características à compressão de 20 MPa a 50 MPa). Os valores e expressões foram obtidos do item 8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 22-28).

4.1.4.1.1 Massa específica

Segundo a NBR 6118, caso a massa específica real do concreto não seja conhecida, pode-se empregar o valor de 2400 kg/m³ para a massa específica do concreto simples e o valor de 2500 kg/m³ para a massa específica do concreto armado.

4.1.4.1.2 Resistência característica à compressão

A resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) refere-se à idade de 28 dias e representa uma probabilidade de 95% de apresentar, nos corpos de prova, valores superiores ao próprio valor de f_{ck} .

4.1.4.1.3 Resistência à tração

A resistência média à tração é determinada por meio da seguinte equação:

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

E através da resistência média à tração, pode-se obter:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m}$$

4.1.4.1.4 Módulo de elasticidade

O valor do módulo de elasticidade inicial é obtido pela expressão:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Para o trabalho será adotado $\alpha_E = 1,0$; referente à agregados graúdos de gnaisse.

Após calcular o módulo de elasticidade inicial, pode-se determinar o módulo de elasticidade secante por meio da equação:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

O parâmetro α_i é obtido pela expressão:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

4.1.4.1.5 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson (ν), em geral, pode ser considerado igual a 0,2; portanto, este será o valor empregado para o coeficiente no projeto estrutural.

4.1.4.1.6 Deformações específicas

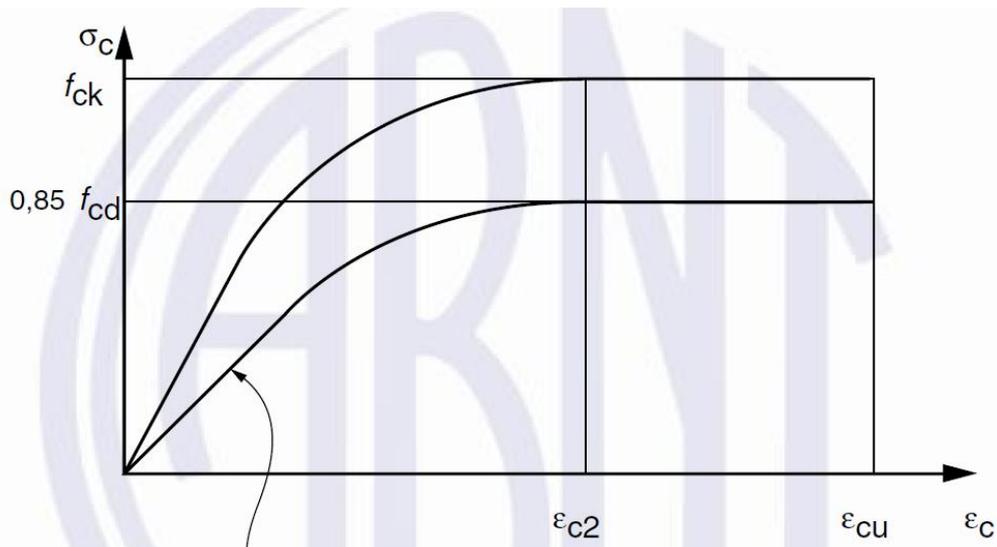
Para concretos com classes de resistência até C50, são adotados os seguintes valores para as deformações específicas:

- a) Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico: $\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$;
- b) Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura: $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$.

4.1.4.1.7 Diagrama tensão-deformação de compressão

Para realizar análises no estado limite último, podem ser utilizados o diagrama tensão-deformação idealizado do concreto à compressão, apresentado na Figura 4, ou o diagrama retangular de profundidade $y = \lambda \cdot x$. No trabalho será empregado o diagrama retangular para os cálculos de dimensionamento dos elementos estruturais.

Figura 4 – Diagrama Tensão-Deformação Idealizado ou Diagrama Parábola-Retângulo



(Fonte: NBR 6118, 2014, Figura 8.2, p. 26)

4.1.4.2 Aço de armadura passiva

Os dados apresentados abaixo foram obtidos do item 8.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 28-30).

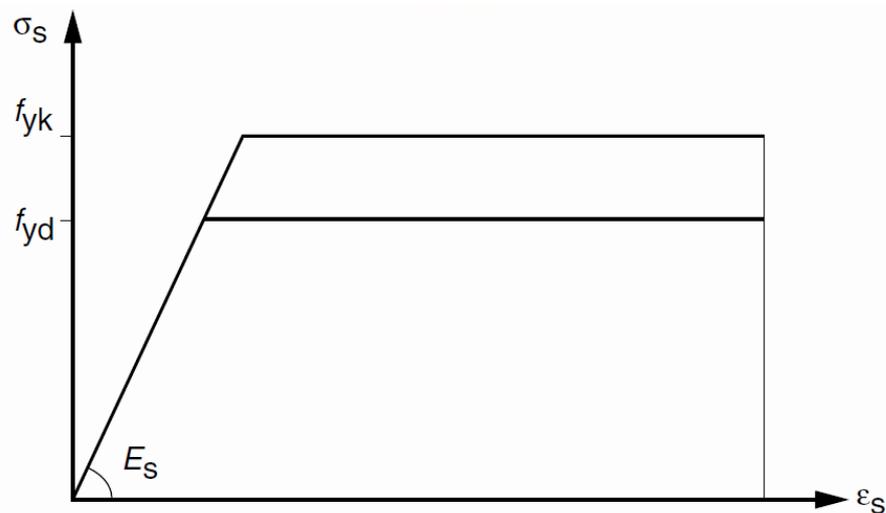
4.1.4.2.1 Módulo de elasticidade

Caso não existam valores fornecidos pelo fabricante ou ensaios realizados, o módulo de elasticidade do aço (E_s) pode ser considerado igual a 210 GPa, conforme retrata a NBR 6118.

4.1.4.2.2 Diagrama tensão-deformação

O diagrama tensão-deformação do aço, mostrado na Figura 5, pode ser utilizado para análises no estado limite último e estado limite de serviço. Além disso, pode-se aplicar o diagrama para situações de tração e compressão do aço de armadura passiva.

Figura 5 – Diagrama Tensão-Deformação do Aço de Armadura Passiva



(Fonte: NBR 6118, 2014, Figura 8.4, p. 29)

4.1.5 Critérios para a durabilidade das estruturas

4.1.5.1 Agressividade do ambiente

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 16), a agressividade do ambiente “[...] está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas”.

A agressividade ambiental é classificada por meio da Tabela 6.1 da NBR 6118, as informações da tabela são apresentadas na Figura 6.

Figura 6 – Classes de Agressividade Ambiental (CAA)

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

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

(Fonte: NBR 6118, 2014, Tabela 6.1, p. 17)

4.1.5.2 Qualidade e cobrimento do concreto

A durabilidade das estruturas é fortemente influenciada pelas características do concreto e da espessura e qualidade do concreto de cobrimento das armaduras. Assim, após definir a agressividade ambiental, pode-se obter os requisitos mínimos de qualidade do concreto, através da Tabela 7.1 da NBR 6118. Os dados desta tabela são mostrados na Figura 7.

Figura 7 – Correspondência entre a CAA e a Qualidade do Concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

(Fonte: NBR 6118, 2014, Tabela 7.1, p. 18)

Através da classe de agressividade ambiental, também pode ser obtido o cobrimento nominal necessário dos componentes ou elementos estruturais. A relação entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal é descrita pela Tabela 7.2 da NBR 6118. As informações desta tabela são apresentadas na Figura 8.

Figura 8 – Correspondência entre a CAA e o Cobrimento Nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

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

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

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

(Fonte: NBR 6118, 2014, Tabela 7.2, p. 20)

4.1.6 Hipóteses para elementos lineares – ELU

Na sequência são descritas algumas hipóteses básicas que serão consideradas no dimensionamento das seções de vigas e pilares, submetidas a força normal e momentos fletores.

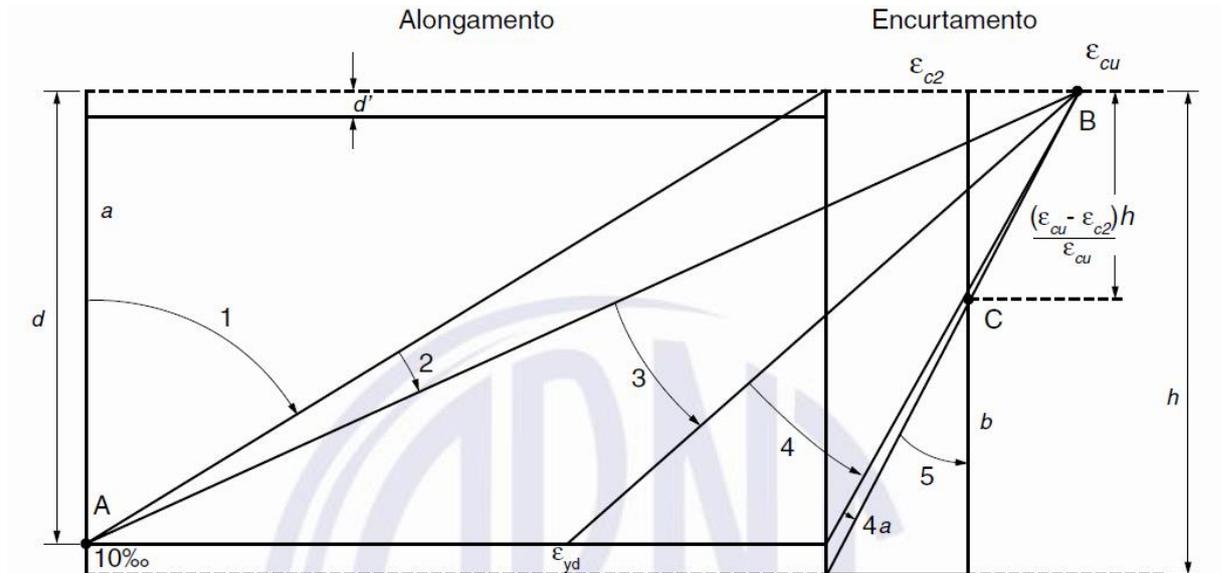
– Conforme define a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 121), “as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no estado limite último”.

– A distribuição de tensões no concreto pode ser realizada conforme o diagrama parábola-retângulo, apresentado em 4.1.4.1.7, com tensão de pico igual a $0,85 \cdot f_{cd}$. O coeficiente 0,85 (α_c) na tensão de pico é proveniente da análise conjunta de dois fatores, o primeiro é a redução da resistência do concreto por Efeito Rüsç (aplicação de cargas de longa duração) e o segundo é o aumento da resistência do concreto em função das reações de hidratação do cimento.

No entanto, o diagrama parábola-retângulo pode ser substituído pelo retângulo de profundidade $y = \lambda.x$, onde o parâmetro λ pode ser considerado igual a: $\lambda = 0,8$ para concretos com classes de resistência até 50 MPa, aplicável ao presente trabalho.

– No estado limite último, a distribuição das deformações na seção transversal ocorre conforme a Figura 9, apresentada a seguir.

Figura 9 – Domínios de Deformação do ELU



(Fonte: NBR 6118, 2014, Figura 17.1, p. 122)

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 122) descreve os seguintes domínios de deformação para o estado limite último:

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 ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ 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.

Por meio das equações de compatibilidade de deformações, pode-se obter a posição da linha neutra que limita os domínios de deformação. A seguir são apresentados o limite entre os domínios 2 e 3 e o limite entre os domínios 3 e 4, respectivamente.

$$x_{23} = \frac{\varepsilon_{cu}}{(10\text{‰} + \varepsilon_{cu})} \cdot d$$

$$x_{34} = \frac{\varepsilon_{cu}}{(\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu})} \cdot d$$

Onde,

x_{23} : posição da linha neutra limite entre os domínios 2 e 3;

x_{34} : posição da linha neutra limite entre os domínios 3 e 4;

ε_{cu} : deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura;

ε_{yd} : deformação específica de projeto de escoamento do aço;

d : altura útil.

O dimensionamento à flexão simples dos elementos estruturais deve ser realizado de modo que a seção crítica da estrutura esteja compreendida no domínio 2 ou domínio 3; dessa forma, promove-se um melhor aproveitamento da capacidade resistente do concreto e do aço, sem o risco de ruptura frágil para a estrutura.

Além disso, deve-se analisar o limite de ductilidade dos elementos estruturais, para garantir apropriada capacidade de rotação dos mesmos. A fim de obter o adequado comportamento dútil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no estado limite último deve obedecer o seguinte limite: $x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa.

Assim, considerando os domínios de deformação e a ductilidade dos elementos estruturais, o limite para a posição da linha neutra é dado pela seguinte expressão:

$$x_{m\acute{a}x} = \text{mín}(x_{lim}, x_{d\acute{u}til})$$

Onde,

$x_{m\acute{a}x}$: posição da linha neutra máxima;

x_{lim} : posição da linha neutra limite entre os domínios 3 e 4;

$x_{d\acute{u}til}$: posição da linha neutra limite de ductilidade.

4.2 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

4.2.1 Cálculo das armaduras

4.2.1.1 Armaduras longitudinais

4.2.1.1.1 Armaduras longitudinais máximas e mínimas

A armadura mínima de flexão das vigas deve cumprir o limite da seguinte expressão:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c$$

Onde,

$A_{s,min}$: área mínima da seção transversal da armadura longitudinal;

ρ_{min} : taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares;

A_c : área da seção transversal de concreto.

Os valores da taxa geométrica mínima de armadura longitudinal (ρ_{min}) podem ser obtidos por meio da Tabela 17.3 da NBR 6118; as informações da tabela são apresentadas na Figura 10.

Figura 10 – Taxas Mínimas de Armadura de Flexão para Vigas

Forma da seção	Valores de ρ_{min}^a ($A_{s,min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.

(Fonte: NBR 6118, 2014, Tabela 17.3, p. 130)

Para os pilares, a armadura longitudinal mínima deve respeitar a equação abaixo, conforme define o item 17.3.5.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 132).

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

Onde,

$A_{s,mín}$: área mínima da seção transversal da armadura longitudinal;

N_d : força normal de projeto;

f_{yd} : resistência de projeto ao escoamento do aço;

A_c : área da seção transversal de concreto.

Com relação à armadura máxima das vigas, deve ser obedecida a seguinte expressão:

$$A_{s,máx} = A_s + A'_s = 0,04 \cdot A_c$$

Onde,

$A_{s,máx}$: área máxima da seção transversal da armadura longitudinal;

A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

A'_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;

A_c : área da seção transversal de concreto.

Ou seja, a soma das armaduras de tração e de compressão das vigas não pode apresentar valor maior que 4 % . A_c , calculada em região fora da zona de emendas.

Para os pilares, a armadura máxima deve atender à equação a seguir.

$$A_{s,máx} = 0,08 \cdot A_c$$

Onde,

$A_{s,máx}$: área máxima da seção transversal da armadura longitudinal;

A_c : área da seção transversal de concreto.

4.2.1.1.2 Armaduras longitudinais em flexão simples

A flexão simples é definida como a flexão sem força normal, na qual as armaduras longitudinais, em conjunto com o concreto, são responsáveis por equilibrar o momento fletor externo solicitante. Em razão da seção transversal e do momento solicitante, o dimensionamento à flexão pode ser dividido em dois casos:

– Armadura simples: utilizada quando a armadura de tração e o concreto são capazes de resistir ao momento fletor solicitante e manter as seções dentro do limite de ductilidade. As equações de equilíbrio geradas neste caso são válidas para o dimensionamento de vigas e lajes.

As expressões empregadas são apresentadas na sequência. Inicialmente, a profundidade do diagrama retangular é determinada pela seguinte expressão:

$$y = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_d}{b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}}$$

Onde,

y : profundidade do retângulo equivalente ao diagrama parábola-retângulo;

d : altura útil;

M_d : momento fletor de projeto;

b_w : largura da seção transversal;

α_c : parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

f_{cd} : resistência de projeto à compressão do concreto.

Em seguida, a área da armadura longitudinal de tração é obtida por meio da equação abaixo.

$$A_s = \frac{b_w \cdot y \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Onde,

A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

f_{yd} : resistência de projeto ao escoamento do aço.

– Armadura dupla: utilizada quando é necessário adicionar a armadura de compressão, além da armadura de tração, para resistir ao momento fletor solicitante e manter as seções dentro do limite de ductilidade. Neste caso são aplicadas as seguintes expressões:

$$M_{d,máx} = b_w \cdot y_{máx} \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{y_{máx}}{2} \right)$$

Onde,

$M_{d,máx}$: momento fletor de projeto máximo (maior momento possível para manter armadura simples e atender ao limite de ductilidade e ao limite entre domínios 3 e 4);

b_w : largura da seção transversal;

$y_{m\acute{a}x} = \text{mín}(\lambda x_{lim}, \lambda x_{d\acute{u}til})$: profundidade máxima do diagrama retangular (maior profundidade possível para manter armadura simples e atender ao limite de ductilidade e ao limite entre domínios 3 e 4);

α_c : parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

f_{cd} : resistência de projeto à compressão do concreto;

d : altura útil.

O momento fletor de projeto máximo ($M_{d,m\acute{a}x}$) é determinado para verificar a necessidade da armadura dupla. Se o momento fletor solicitante de projeto for maior que o momento fletor de projeto máximo, então será preciso armadura dupla.

A armadura de compressão é calculada para resistir ao momento que excede o $M_{d,m\acute{a}x}$, sendo determinada pela equação a seguir.

$$A'_s = \frac{M_d - M_{d,m\acute{a}x}}{(d - d') \cdot \sigma_2}$$

Onde,

A'_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;

M_d : momento fletor de projeto;

d' : distância entre o centro geométrico das armaduras comprimidas e a fibra mais comprimida;

σ_2 : tensão no aço de armadura de compressão.

Assim, a armadura de tração é obtida por meio da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{b_w \cdot y_{m\acute{a}x} \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} + A'_s \cdot \sigma_2}{f_{yd}}$$

Onde,

A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

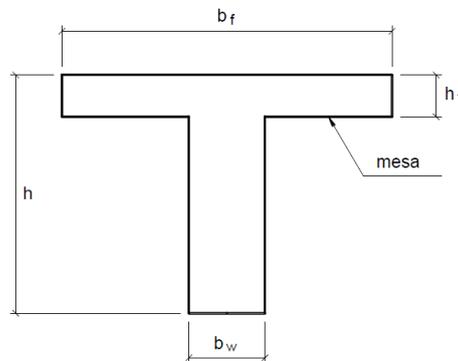
f_{yd} : resistência de projeto ao escoamento do aço.

Armaduras longitudinais em flexão simples para seção T:

O dimensionamento à flexão simples das vigas pode ser realizado considerando a contribuição das lajes maciças no cálculo, quando estas estiverem sendo comprimidas pelas

tensões normais da flexão. Dessa forma, a seção transversal a ser empregada apresenta a forma T. A notação utilizada para a seção T é mostrada na Figura 11.

Figura 11 – Notação da Seção T



(Fonte: Bastos, 2019, p. 43)

Onde,

b_f : largura da mesa;

b_w : largura da alma;

h : altura total da seção transversal;

h_f : altura da mesa.

O cálculo das armaduras longitudinais das vigas de seção T pode ser dividido em dois casos, conforme a profundidade máxima do diagrama retangular ($y_{m\acute{a}x}$). Na sequência são apresentadas as equações e as considerações para cada caso.

– Profundidade máxima do diagrama retangular contida na mesa ($y_{m\acute{a}x} \leq h_f$): neste caso, a viga de seção T pode ser dimensionada considerando-se uma viga de seção retangular com dimensões $b_f \times h$. Dessa forma, utiliza-se a mesma formulação das vigas de seção retangular, apresentada anteriormente.

– Profundidade máxima do diagrama retangular fora da mesa ($y_{m\acute{a}x} \geq h_f$): neste caso, o dimensionamento separa-se em três situações, sendo necessário tratar a seção como seção T (nas últimas duas situações):

a) Diagrama de compressão contido na mesa ($M_d \leq M_{d,mesa}$) e ($y \leq h_f$): para que o diagrama de compressão uniforme esteja contido na mesa, é necessário que o momento fletor de projeto (M_d) seja inferior ao momento fletor de projeto resistido pela mesa ($M_{d,mesa}$). Nesta situação, emprega-se armadura simples, visto que a profundidade do diagrama retangular (y) é

inferior à profundidade máxima ($y_{m\acute{a}x}$). A seguir é apresentada a expressão para determinar o momento fletor de projeto resistido pela mesa.

$$M_{d,mesa} = b_f \cdot h_f \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

Onde,

$M_{d,mesa}$: momento fletor de projeto resistido pela mesa;

b_f : largura da mesa;

h_f : altura da mesa;

α_c : parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

f_{cd} : resistência de projeto à compressão do concreto;

d : altura útil.

A profundidade do diagrama retangular é obtida por meio da expressão abaixo, considerando uma seção retangular com dimensões $b_f \times h$.

$$y = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_d}{b_f \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}}$$

Onde,

y : profundidade do diagrama retangular;

M_d : momento fletor de projeto.

Finalmente, a área da armadura longitudinal de tração é determinada pela seguinte equação:

$$A_s = \frac{b_f \cdot y \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Onde,

A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

f_{yd} : resistência de projeto ao escoamento do aço.

b) Diagrama de compressão na mesa e na alma ($M_{d,mesa} < M_d \leq M_{d,m\acute{a}x}$) e ($h_f < y \leq y_{m\acute{a}x}$): nesta situação, a mesa encontra-se completamente comprimida e a alma parcialmente

comprimida. Emprega-se armadura simples, em virtude do momento fletor de projeto ser inferior ao momento fletor de projeto máximo e, conseqüentemente, da profundidade do diagrama retangular ser inferior à profundidade máxima. O momento fletor de projeto máximo é obtido por meio da seguinte expressão:

$$M_{d,máx} = b_w \cdot y_{máx} \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{y_{máx}}{2}\right) + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

Onde,

$M_{d,máx}$: momento fletor de projeto máximo;

b_w : largura da alma;

$y_{máx}$: profundidade máxima do diagrama retangular;

A profundidade do diagrama retangular é calculada adaptando-se as equações de equilíbrio para a seção T, sendo obtida a expressão mostrada abaixo.

$$y = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \left[M_d - \left((b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \right) \right]}{b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}}$$

Na sequência é apresentada a equação para determinar a área da armadura longitudinal de tração, considerando-se a seção T.

$$A_s = \frac{[b_w \cdot y + (b_f - b_w) \cdot h_f] \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

c) Diagrama de compressão na mesa e na alma ($M_d > M_{d,máx}$) e ($y > y_{máx}$): nesta situação, emprega-se armadura dupla, visto que o momento fletor de projeto (M_d) é superior ao momento fletor de projeto máximo ($M_{d,máx}$), este calculado na situação anterior. O momento excedente $\Delta M_d = M_d - M_{d,máx}$ será absorvido pela armadura de compressão (A'_s) e pela armadura de tração adicional (ΔA_s). A seguir é apresentada a equação para determinar a área da armadura longitudinal de compressão.

$$A'_s = \frac{M_d - M_{d,máx}}{(d - d') \cdot \sigma_2}$$

Onde,

A'_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;

d' : distância entre o centro geométrico das armaduras comprimidas e a fibra mais comprimida;

σ_2 : tensão no aço de armadura de compressão.

Na sequência é mostrada a expressão para calcular a área total da armadura longitudinal de tração.

$$A_s = \frac{[b_w \cdot y_{m\acute{a}x} + (b_f - b_w) \cdot h_f] \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} + A'_s \cdot \sigma_2}{f_{yd}}$$

A deformação específica da armadura de compressão é determinada por meio da equação de compatibilidade de deformações abaixo.

$$\varepsilon_2 = \frac{x_{m\acute{a}x} - d'}{x_{m\acute{a}x}} \cdot \varepsilon_{cu}$$

Onde,

ε_2 : deformação específica do aço da armadura de compressão;

$x_{m\acute{a}x}$: posição da linha neutra máxima;

ε_{cu} : deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura.

Se a deformação específica da armadura de compressão (ε_2) for igual ou maior que a deformação específica de escoamento de projeto do aço ($\varepsilon_{yd} = 2,07 \text{ ‰}$), então $\sigma_2 = f_{yd}$. Caso contrário, a tensão no aço da armadura de compressão (σ_2) será determinada por meio da Lei de Hooke, pela expressão $\sigma_2 = E_s \cdot \varepsilon_2$.

4.2.1.2 Armaduras transversais

As armaduras transversais são projetadas para resistir aos esforços transversais provenientes do esforço cortante e do momento torçor. Para realizar o dimensionamento ao cortante, é apresentado o Modelo de Cálculo I que aplica a treliça clássica de Ritter-Mörsch. Na sequência são indicadas as equações e as considerações para efetuar o dimensionamento:

– Verificação da biela comprimida de concreto: as expressões a seguir são adotadas para analisar a falha por esmagamento do concreto.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Sendo,

$$\alpha_{V2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

Onde,

V_{Rd2} : força cortante resistente de projeto, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

f_{cd} : resistência de projeto à compressão do concreto;

b_w : largura da alma;

d : altura útil;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto, em megapascal (MPa).

Caso a força cortante solicitante de projeto (V_{Sd}) seja igual ou inferior à força cortante resistente de projeto (V_{Rd2}), a falha por esmagamento do concreto não ocorrerá.

A parcela resistida pelo concreto é determinada pela seguinte expressão:

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

Sendo,

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

Onde,

V_c : parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;

$f_{ctk,inf}$: resistência característica à tração do concreto inferior;

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

– Taxa de armadura transversal: a área da armadura transversal é determinada em função do espaçamento entre estribos, sendo calculada pela expressão abaixo.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Onde,

A_{sw} : área da seção transversal dos estribos de força cortante;

s : espaçamento entre eixos dos estribos;

V_{Sd} : força cortante solicitante de projeto;

f_{ywd} : tensão na armadura transversal passiva;

α : ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

Armadura transversal mínima:

A taxa de armadura transversal mínima é determinada por meio da seguinte expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} \text{mín} = b_w \cdot 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \cdot \sin \alpha$$

Onde,

$\frac{A_{sw}}{s} \text{mín}$: taxa de armadura transversal mínima;

$f_{ct,m}$: resistência média à tração do concreto;

f_{ywk} : resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal.

Os maiores valores de esforço cortante ocorrem na região dos apoios e, portanto, os menores, aproximadamente, no meio do vão da viga; sendo assim, pode-se realizar o escalonamento dos estribos, alterando-se o espaçamento entre os estribos ao longo da viga conforme a necessidade. Frequentemente é utilizada a taxa de armadura transversal mínima na região próxima ao meio do vão da viga, devido à ocorrência de valores de esforço cortante inferiores ao valor de esforço cortante mínimo.

Conforme define o item 18.3.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 149), o espaçamento máximo entre estribos deve atender aos seguintes valores:

– Se $V_{Sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d \leq 300$ mm;

– Se $V_{Sd} > 0,67 \cdot V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,3 \cdot d \leq 200$ mm.

Onde,

$s_{m\acute{a}x}$: espaçamento máximo entre eixos dos estribos.

4.2.1.3 Armaduras longitudinais e transversais para torção

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 138) define a seguinte condição para o dimensionamento à torção:

Sempre que a torção for necessária ao equilíbrio do elemento estrutural, deve existir armadura destinada a resistir aos esforços de tração oriundos da torção. Essa armadura deve ser constituída por estribos verticais periféricos normais ao eixo do elemento estrutural e barras longitudinais distribuídas ao longo do perímetro da seção resistente [...].

Entretanto, a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 139) também estabelece:

Quando a torção não for necessária ao equilíbrio, caso da torção de compatibilidade, é possível desprezá-la, desde que o elemento estrutural tenha a capacidade adequada de adaptação plástica e que todos os outros esforços sejam calculados sem considerar os efeitos por ela provocados.

Portanto, no presente trabalho somente será analisada a torção no caso da viga da escada, em virtude da torção ser necessária ao equilíbrio.

4.2.1.4 Ancoragem das armaduras longitudinais

Conforme define a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 35), “todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que as forças a que estejam submetidas sejam integralmente transmitidas ao concreto, seja por meio de aderência ou de dispositivos mecânicos ou por combinação de ambos”.

A aderência entre o concreto e a armadura de aço é promovida por adesão química, por atrito superficial e por travamento mecânico; sendo estes fundamentais para evitar o escorregamento relativo entre os materiais constituintes do concreto armado.

O cálculo da ancoragem é iniciado com a determinação do comprimento de ancoragem básico, por meio da seguinte expressão:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \emptyset$$

Onde,

l_b : comprimento de ancoragem básico;

\emptyset : diâmetro da barra;

f_{yd} : resistência de projeto ao escoamento do aço de armadura passiva;

f_{bd} : resistência de aderência de projeto da armadura passiva.

A resistência de aderência de projeto entre a armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas é obtida pela expressão abaixo.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

Sendo,

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

Onde,

η_1, η_2, η_3 : coeficientes para cálculo da tensão de aderência da armadura passiva;

$f_{ctk,inf}$: resistência característica à tração do concreto inferior;

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

– Coeficiente de conformação superficial das barras (η_1):

$\eta_1 = 1,0$ para barras lisas (CA-25);

$\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas (CA-60);

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas (CA-50).

– Coeficiente de qualidade do concreto para ancoragem (η_2):

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência.

– Coeficiente relacionado ao \emptyset da armadura (η_3):

$\eta_3 = 1,0$ para $\emptyset < 32$ mm;

$\eta_3 = (132 - \emptyset)/100$, para $\emptyset \geq 32$ mm.

Onde,

\emptyset : diâmetro da barra, em milímetros (mm).

Após a determinação do comprimento de ancoragem básico, pode-se calcular o comprimento de ancoragem necessário por meio da seguinte expressão:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Onde,

$l_{b,nec}$: comprimento de ancoragem necessário;

α : coeficiente para cálculo de comprimento de ancoragem (analisa a presença de gancho);

$A_{s,calc}$: área da armadura calculada;

$A_{s,ef}$: área da armadura efetivamente disposta;

$l_{b,min}$: comprimento de ancoragem mínimo.

– Coeficiente que analisa a presença de gancho (α):

$\alpha = 1,0$ para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$ para barras com gancho.

– Comprimento de ancoragem mínimo ($l_{b,min}$):

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Deslocamento do diagrama de momentos fletores:

A equação empregada para determinar o deslocamento do diagrama de momentos fletores (a_l), considerando o Modelo de Cálculo I e estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$), é demonstrada abaixo:

$$a_l = d \cdot \left[\frac{V_{Sd,máx}}{2 \cdot (V_{Sd,máx} - V_c)} \right] \leq d$$

Onde,

a_l : deslocamento do diagrama de momentos fletores, paralelo ao eixo da peça;

d : altura útil;

$V_{Sd,máx}$: força cortante solicitante máxima de projeto;

V_c : parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça.

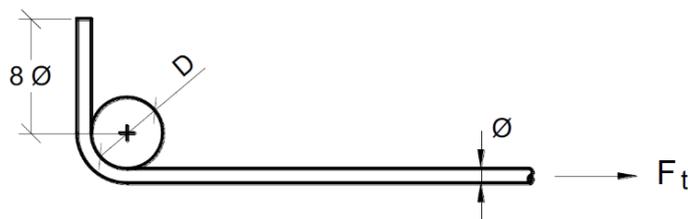
O deslocamento do diagrama de momentos fletores é realizado para compatibilizar o valor da força atuante na armadura tracionada, visto que são encontrados valores divergentes para a força através da treliça de Ritter-Mörsch e segundo o diagrama de momentos fletores.

Ganchos das armaduras de tração:

Os ganchos nas extremidades das barras da armadura longitudinal de tração, quando empregados, auxiliam no aumento da aderência entre a armadura e o concreto, principalmente, em função do travamento mecânica, que comprime o concreto do elemento estrutural. Com a utilização dos ganchos e, conseqüente, aumento da aderência, pode-se reduzir o comprimento de ancoragem necessário, conforme apresentado anteriormente.

Segundo a NBR 6118, os ganchos das armaduras longitudinais de tração podem ser, semicirculares; em ângulo de 45° (interno) ou em ângulo reto. Na sequência, a Figura 12 apresenta o gancho em ângulo reto, que deve apresentar ponta reta de comprimento não inferior a 8ϕ .

Figura 12 – Características do Gancho em Ângulo Reto



(Fonte: Bastos, 2018, p. 14)

Onde,

ϕ : diâmetro da barra;

D : diâmetro interno da curvatura do gancho;

F_t : força de tração na armadura longitudinal.

O diâmetro interno da curvatura dos ganchos das armaduras longitudinais de tração é obtido por meio da Tabela 9.1 da NBR 6118. As informações desta tabela são apresentadas na Figura 13.

Figura 13 – Diâmetro dos Pinos de Dobramento (diâmetro interno da curvatura dos ganchos)

Bitola mm	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 ϕ	5 ϕ	6 ϕ
≥ 20	5 ϕ	8 ϕ	—

(Fonte: NBR 6118, 2014, Tabela 9.1, p. 37)

4.2.2 Lajes maciças

As lajes são elementos estruturais laminares planos que recebem a maior parte das ações aplicadas na construção, decorrentes de pessoas, móveis, paredes, pisos, etc. As ações são, predominantemente, perpendiculares ao plano médio da laje e seus valores mínimos são estabelecidos pelas Normas Técnicas.

Nos edifícios, as lajes funcionam como diafragmas rígidos, distribuindo os esforços horizontais do vento nas estruturas de contraventamento (pórticos, paredes, núcleos rígidos, etc.) e auxiliando, assim, na estabilidade global da edificação.

Para o trabalho serão utilizadas lajes maciças, que apresentam toda a espessura constituída por concreto e por armaduras longitudinais de flexão devidamente posicionadas. As lajes maciças podem ser classificadas segundo a forma geométrica, os tipos de vinculações nos apoios e a direção ou direções da armadura principal.

4.2.2.1 Determinação da espessura da laje

Antes de efetuar o dimensionamento das armaduras, deve-se determinar a espessura da laje a fim de que a estrutura atenda à verificação do estado limite de serviço de deformações excessivas. Na sequência são apresentadas expressões para realizar a verificação deste estado limite de serviço.

Inicialmente, determina-se o valor da carga de serviço, correspondente à combinação quase permanente, por meio da seguinte expressão:

$$P_{d,ser} = \sum g_{i,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot q_{j,k}$$

Onde,

$P_{d,ser}$: valor de projeto das ações para combinações de serviço;

$g_{i,k}$: valor característico das ações permanentes;

$q_{j,k}$: valor característico das ações variáveis;

Ψ_{2j} : fator de redução de combinação quase permanente.

O valor do fator de redução de combinação quase permanente (Ψ_2), para as condições do trabalho, é igual a 0,3.

A expressão do momento de fissuração utilizada na verificação do estado limite de deformações excessivas de lajes maciças é apresentada abaixo.

$$M_r = 0,25 \cdot f_{ct,m} \cdot b \cdot h^2$$

Onde,

M_r : momento de fissuração;

$f_{ct,m}$: resistência média à tração do concreto;

b : largura da seção bruta de concreto;

h : altura da seção bruta de concreto.

Se o momento fletor na seção crítica (M_a) for igual ou inferior ao momento de fissuração (M_r), então o momento de inércia equivalente da seção de concreto (I_{eq}) será igual ao momento de inércia da seção de concreto (I_c). Caso contrário, o momento de inércia equivalente da seção de concreto (I_{eq}) será igual a 30% do momento de inércia da seção de concreto (I_c).

A expressão para determinar a flecha imediata é apresentada a seguir.

$$f(t = 0) = k \cdot \frac{P_{d,ser} \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I_{eq}}$$

Onde,

f : flecha da laje;

k : coeficiente que depende da vinculação e da relação entre os vãos da laje;

l : menor vão da laje;

E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto;

I_{eq} : momento de inércia equivalente da seção bruta de concreto.

Em seguida, a flecha adicional diferida, que considera a deformação por fluência do concreto, pode ser obtida multiplicando-se a flecha imediata pelo fator α_f , este calculado pela seguinte expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

Sendo,

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d}$$

Onde,

α_f : fator da flecha diferida no tempo;

ξ : coeficiente função do tempo;

ρ' : taxa geométrica da armadura longitudinal de compressão;

A'_s : área da seção transversal da armadura de compressão;

b : largura da seção transversal;

d : altura útil.

O coeficiente ξ , que varia em função do tempo, pode ser obtido através da Tabela 17.1 da NBR 6118. A Figura 14 apresenta os dados desta tabela.

Figura 14 – Valores do Coeficiente ξ em Função do Tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

(Fonte: NBR 6118, 2014, Tabela 17.1, p. 127)

E, finalmente, o valor da flecha total pode ser determinado por meio da seguinte expressão:

$$f(t = \infty) = (1 + \alpha_f) \cdot f(t = 0)$$

O valor da flecha total não deve ser superior ao valor da flecha admissível, sendo a flecha admissível igual a $l/250$ para aceitabilidade sensorial em vãos com extremidades apoiadas. Os valores limites para as flechas são determinados por meio da Tabela 13.3 da NBR 6118. As informações desta tabela são mostradas na Figura 15.

Figura 15 – Limites para Deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$

(Fonte: adaptado da NBR 6118, 2014, Tabela 13.3, p. 77)

O comprimento (l) na Figura 15 corresponde ao comprimento do menor vão da laje.

4.2.2.2 Dimensionamento das armaduras

A classificação das lajes maciças referente à direção ou direções da armadura principal é dividida em dois casos: laje armada em uma direção e laje armada em duas direções. A seguir são apresentadas as condições e as considerações para cada caso.

a) Laje armada em uma direção: ocorre quando a relação entre o lado maior e o lado menor é superior a dois. Neste caso, os esforços solicitantes de maior magnitude ocorrem segundo a direção do menor vão, denominada direção principal. Já os esforços solicitantes na direção do maior vão, direção secundária, são bem menores e, por isso, normalmente são desprezados nos cálculos.

Sendo assim, a laje armada em uma direção é dimensionada como se fosse uma viga com largura de 1 m, utilizando as condições da direção principal da laje (vinculação, carregamento, etc.). Dessa forma, o dimensionamento da laje armada em uma direção é realizado empregando-se as mesmas expressões de cálculo das vigas, apresentadas em 4.2.1.1.

b) Laje armada em duas direções: ocorre quando a relação entre o lado maior e o lado menor é inferior a dois. Neste caso, os esforços solicitantes são relevantes segundo as duas direções da laje.

O dimensionamento de lajes armadas em duas direções com cargas uniformemente distribuídas é separado em duas situações, sendo apresentadas na sequência.

– Lajes isotrópicas: as lajes com relação $0,8 \leq a/b \leq 1,0$ são consideradas isotrópicas, onde $m_a = m_b = m$ e $A_{s,a} = A_{s,b}$.

Sendo,

a : menor vão da laje;

b : maior vão da laje;

m : momento fletor no vão da laje;

m_a : momento fletor correspondente à armadura paralela ao menor vão da laje;

m_b : momento fletor correspondente à armadura paralela ao maior vão da laje;

$A_{s,a}$: área da armadura longitudinal de tração paralela ao menor vão da laje;

$A_{s,b}$: área da armadura longitudinal de tração paralela ao maior vão da laje.

Para esta situação, o momento fletor no vão da laje é calculado por meio da seguinte expressão:

$$m = \frac{p \cdot a_r \cdot b_r}{8 \cdot \left(1 + \frac{a_r}{b_r} + \frac{b_r}{a_r}\right)}$$

Onde,

p : carga superficial;

a_r : menor vão da laje reduzido (depende dos graus de engastamento da laje);

b_r : maior vão da laje reduzido (depende dos graus de engastamento da laje).

– Lajes ortótropas: as lajes com relação $0,5 \leq a/b < 0,8$ são consideradas ortótropas, onde $m_a \neq m_b$ e $A_{s,a} \neq A_{s,b}$.

Nesta situação, o primeiro passo é determinar o coeficiente de ortotropia, o qual pode ser calculado por meio da seguinte equação:

$$\varphi = \frac{12 - i_2 - i_4}{12 - i_1 - i_3} \cdot \left(\frac{a}{b}\right)^{1,7}$$

Onde,

φ : coeficiente de ortotropia;

i_1, i_2, i_3, i_4 : graus de engastamento nas bordas das lajes.

Após obter o coeficiente de ortotropia, pode-se calcular o maior vão da laje reduzido através da expressão abaixo.

$$b_r^* = \frac{b_r}{\sqrt{\varphi}}$$

Onde,

b_r^* : maior vão da laje ortótropa reduzido.

E, assim, o momento fletor no vão da laje é determinado por meio da seguinte expressão:

$$m = \frac{p \cdot a_r \cdot b_r^*}{8 \cdot \left(1 + \frac{a_r}{b_r^*} + \frac{b_r^*}{a_r}\right)}$$

Sendo, $m_a = m$ e $m_b = \varphi \cdot m$

Os momentos fletores nos engastes, tanto para lajes isótropas quanto para lajes ortótropas, são definidos por:

$$m'_1 = -i_1 \cdot m_b$$

$$m'_2 = -i_2 \cdot m_a$$

$$m'_3 = -i_3 \cdot m_b$$

$$m'_4 = -i_4 \cdot m_a$$

Onde,

m'_1 : momento negativo na borda 1 da laje;

m'_2 : momento negativo na borda 2 da laje;

m'_3 : momento negativo na borda 3 da laje;

m'_4 : momento negativo na borda 4 da laje.

Os graus de engastamento devem apresentar os seguintes valores: para bordas apoiadas, o valor deve ser igual a zero e, para bordas engastadas, o valor deve ser maior ou igual a 1,5, segundo recomendações da NBR 6118. Além disso, a numeração dos lados da laje deve iniciar sempre por uma borda de menor comprimento.

Após determinar os momentos fletores solicitantes na laje, pode-se realizar o dimensionamento das armaduras conforme o apresentado em 4.2.1.1, considerando um limite de ductilidade definido por $x/d \leq 0,25$ para concretos do grupo I, a fim de garantir a capacidade de rotação plástica das seções.

4.2.3 Vigas

As vigas podem ser classificadas como estruturas contraventadas ou estruturas de contraventamento. No caso de estruturas contraventadas, a análise estrutural é realizada sem a consideração das ações horizontais provenientes do vento, pois as vigas somente recebem as ações verticais da edificação. Entretanto, no caso de estruturas de contraventamento, as vigas recebem tanto ações verticais como ações horizontais, sendo a consideração das ações horizontais fundamental para assegurar a estabilidade global da edificação.

Para o trabalho, as vigas serão dimensionadas para receber as solicitações de momento fletor e de esforço cortante, exceto a viga da escada que será dimensionada para receber as solicitações de momento fletor, momento torçor e esforço cortante. A análise estrutural das vigas de contraventamento será realizada considerando o sistema aporticado plano de vigas e pilares, já a análise das vigas contraventadas será efetuada empregando o modelo de viga contínua, com a contemplação da solidariedade dos pilares com a viga.

Os esforços solicitantes críticos de projeto, necessários para realizar o dimensionamento de cada tramo da viga, são obtidos a partir das envoltórias dos diagramas de momento fletor e de esforço cortante, estes gerados pela análise de diversas combinações de carregamento. Entretanto, nas vigas de edificações residenciais, como as cargas variáveis normalmente são bem menores que as cargas permanentes, não existe a necessidade de verificar as posições mais desfavoráveis para a carga variável; sendo possível determinar os esforços solicitantes críticos apenas com o carregamento total (soma das cargas permanentes e cargas variáveis) aplicado nas vigas, sem realizar as envoltórias.

4.2.4 Pilares

A subestrutura de contraventamento da edificação, cuja principal finalidade é resistir às ações horizontais, deve apresentar, sempre que possível, rigidez suficiente para garantir deslocamentos horizontais pequenos dos nós da estrutura. Pois, dessa forma, os esforços globais de 2ª ordem gerados são desprezíveis, e a estrutura pode ser considerada de nós fixos.

Conforme declara a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 105), para estruturas de nós fixos, o cálculo dos pilares “pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, onde se aplicam os esforços obtidos pela análise da estrutura efetuada segundo a teoria de 1ª ordem”.

Além disso, a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 105) esclarece que “sob a ação de forças horizontais, a estrutura é sempre calculada como deslocável. O fato de a estrutura ser classificada como sendo de nós fixos dispensa apenas a consideração dos esforços globais de 2ª ordem”. Assim, a análise dos efeitos locais de 2ª ordem pode ser necessária.

Os pilares de edifícios podem ser classificados, dependendo do posicionamento na estrutura, como pilares intermediários, pilares de extremidade ou pilares de canto. Cada classificação corresponde a uma situação de projeto diferente que, devido às solicitações atuantes no pilar, pode apresentar Compressão Simples, Flexão Composta Normal ou Flexão Composta Oblíqua.

4.2.4.1 Efeitos locais de 2ª ordem

A análise dos efeitos locais de 2ª ordem em pilares pode ser dispensada quando o índice de esbeltez (λ) for inferior ao valor limite para o índice de esbeltez (λ_1); portanto, para avaliar essa condição, inicialmente, determina-se o índice de esbeltez através da equação abaixo.

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

Onde,

λ : índice de esbeltez;

l_e : comprimento equivalente (flambagem);

i : raio de giração.

Em função da configuração deformada dos pilares do edifício, pode-se considerar que os lances apresentam as extremidades apoiadas. Assim, o comprimento equivalente empregado é igual ao comprimento do lance do pilar.

Em seguida, o valor limite para o índice de esbeltez pode ser determinado pela seguinte expressão:

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

Onde,

λ_1 : valor limite para índice de esbeltez;

e_1 : excentricidade de 1ª ordem;

h : altura da seção na direção considerada.

Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura, condições de pilares de contraventamento, o coeficiente α_b assume o valor: $\alpha_b = 1,0$.

Se o índice de esbeltez (λ) do pilar for maior que o valor limite para o índice de esbeltez (λ_1), então os esforços locais de 2ª ordem devem ser considerados. A determinação destes esforços pode ser realizada por métodos aproximados, como o método do pilar padrão com curvatura aproximada.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 109), o método do pilar padrão com curvatura aproximada “pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo”.

Assim, caso sejam atendidas as exigências deste método, pode-se calcular o momento total máximo no pilar por meio da seguinte expressão:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

Onde,

$M_{d,tot}$: momento total máximo de projeto no pilar;

$M_{1d,A}$: maior momento fletor de 1ª ordem de projeto nos extremos do pilar;

N_d : força normal de projeto;

$1/r$: curvatura na seção crítica.

A curvatura na seção crítica ($1/r$) pode ser avaliada pela equação aproximada abaixo.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

Sendo,

$$v = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})}$$

Onde,

v : força normal adimensional;

A_c : área da seção transversal de concreto;

f_{cd} : resistência de projeto à compressão do concreto.

Caso os momentos fletores de 1ª ordem atuantes no pilar sejam muito pequenos ou zero, o dimensionamento de pilares deve considerar um momento fletor mínimo ($M_{1d,min}$), a ser adotado no cálculo do momento total máximo. Além disso, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 60), “o efeito das imperfeições locais nos pilares [...] pode ser substituído, em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem”, apresentado abaixo.

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

Onde,

$M_{1d,min}$: momento total de 1ª ordem de projeto mínimo;

h : altura da seção na direção considerada, em metros (m).

Portanto, o dimensionamento dos pilares deve ser efetuado analisando a seção ao longo da altura do lance que apresenta o máximo momento fletor. Para isso, normalmente são verificadas as seções de extremidade (topo e base) e a seção intermediária, na qual ocorre, aproximadamente, o máximo momento fletor de 2ª ordem.

5. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA

5.1 MATERIAIS

5.1.1 Concreto

O concreto empregado no dimensionamento do projeto estrutural é da classe C35, correspondente ao grupo I. Selecionou-se esta classe de resistência com o intuito de evitar elevadas áreas de armaduras e grandes seções de elementos estruturais. Ademais, definiu-se o gnaisse como agregado graúdo para desenvolver o cálculo estrutural. Na sequência, os valores das propriedades mecânicas do concreto são apresentados através da Tabela 1.

Tabela 1 – Propriedades Mecânicas do Concreto

Propriedade	Simbologia	Valor
Resistência característica à compressão	f_{ck}	35 MPa
Resistência média à tração	$f_{ct,m}$	3,21 MPa
Resistência característica à tração inferior	$f_{ctk,inf}$	2,25 MPa
Resistência característica à tração superior	$f_{ctk,sup}$	4,17 MPa
Parâmetro em função da natureza do agregado	α_E	1,0 (Gnaisse)
Módulo de elasticidade inicial	E_{ci}	33.130,05 MPa
Parâmetro de ajuste do módulo	α_i	0,89
Módulo de elasticidade secante	E_{cs}	29.402,92 MPa
Coefficiente de Poisson	ν	0,2
Deformação específica na ruptura	ε_{cu}	3,5 ‰
Deformação específica no início do patamar plástico	ε_{c2}	2,0 ‰

(Fonte: elaborado pelo autor)

5.1.2 Armaduras passivas

As armaduras passivas longitudinais utilizadas no dimensionamento são barras de categoria CA-50, providas de saliências ou mossas (nervuras). Entretanto, as armaduras passivas transversais empregadas são barras entalhadas de categoria CA-60. Os valores das propriedades mecânicas das armaduras são mostrados abaixo na Tabela 2.

Tabela 2 – Propriedades Mecânicas das Armaduras

Propriedade	Simbologia	Valor
Módulo de elasticidade	E_s	210 GPa
CA-50:		
Resistência característica ao escoamento	f_{yk}	500 MPa
Resistência de projeto ao escoamento	f_{yd}	434,8 MPa
Deformação específica de escoamento de projeto	ε_{yd}	2,07 ‰
CA-60:		
Resistência característica ao escoamento	f_{yk}	500 MPa
Resistência de projeto ao escoamento	f_{yd}	434,8 MPa
Deformação específica de escoamento de projeto	ε_{yd}	2,07 ‰

(Fonte: elaborado pelo autor)

5.1.3 Agressividade ambiental

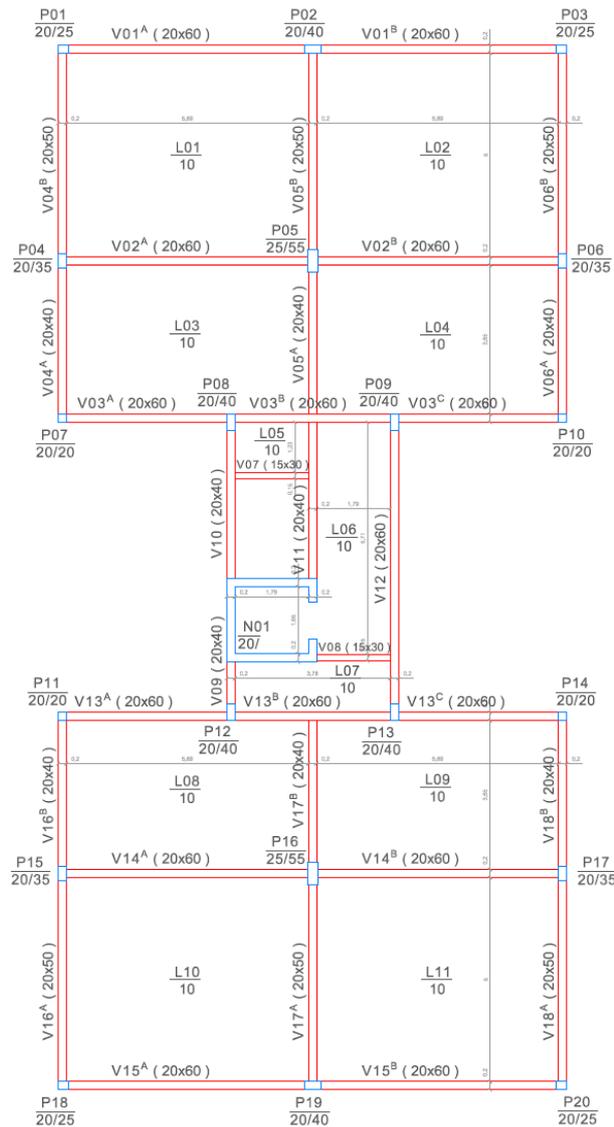
Para o presente trabalho, foi atribuída a classe de agressividade ambiental II, visto que a edificação encontra-se em ambiente urbano com agressividade moderada e pequeno risco de deterioração da estrutura. Assim, por meio da classe de agressividade ambiental II, pode-se obter, para o cobrimento nominal, o valor de 30 mm em vigas e pilares, e o valor de 25 mm em lajes. No entanto, sempre que possível, emprega-se uma classe de agressividade mais branda, conforme os critérios da NBR 6118.

5.2 LANÇAMENTO ESTRUTURAL

A primeira parte prática do projeto estrutural foi realizar o lançamento das estruturas, definindo-se, inicialmente, as posições dos pilares, em seguida das vigas e, por fim, das lajes. Buscou-se utilizar um espaçamento de 3 m a 6 m entre pilares, já que a edificação apresentará lajes maciças e ocupação residencial.

A seguir, a Figura 16 apresenta o lançamento estrutural do pavimento tipo com dimensões do pré-dimensionamento das estruturas do 6º pavimento. A ordem de nomenclatura dos elementos estruturais foi definida da esquerda para direita e de cima para baixo.

Figura 16 – Lançamento Estrutural do Pavimento Tipo com Dimensões do 6º Pavimento



(Fonte: elaborado pelo autor)

5.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

5.3.1 Lajes

O pré-dimensionamento das lajes maciças foi efetuado através da verificação do estado limite de serviço de deformações excessivas, conforme procedimento sugerido por Américo (2014). Sendo assim, as espessuras das lajes foram definidas de forma a garantir deslocamentos totais (flechas totais) das estruturas não superiores aos respectivos deslocamentos limites (flechas admissíveis). Na sequência, a Tabela 3 apresentada as espessuras encontradas no pré-dimensionamento das lajes.

Tabela 3 – Pré-Dimensionamento das Lajes por Verificação do Estado Limite de Serviço (Continua)

Verificação do Estado Limite de Deformações Excessivas						
Laje	a [m]	b [m]	CAA	Armada	h [cm]	pd,serv. [kN/m ²]
L01	5,20	6,09	I	duas direções	10	7,49
L02	5,20	6,09	I	duas direções	10	7,49
L03	3,85	6,09	I	duas direções	8	6,48
L04	3,85	6,09	I	duas direções	8	6,48
L05	1,41	1,99	I	duas direções	8	5,30
L06	1,99	5,88	I	uma direção	8	6,11
L07	1,43	3,98	I	uma direção	8	5,53
L08	3,85	6,09	I	duas direções	8	6,48
L09	3,85	6,09	I	duas direções	8	6,48
L10	5,20	6,09	I	duas direções	10	7,49
L11	5,20	6,09	I	duas direções	10	7,49
L12	3,98	7,31	II	duas direções	15	11,24

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3 (Conclusão)

Verificação do Estado Limite de Deformações Excessivas						
Laje	mr [kNm/m]	ma [kNm/m]	I eq. [cm ⁴]	f (t = ∞) [cm]	f adm [cm]	Situação
L01	8,03	7,29	8333,33	1,43	2,08	OK!
L02	8,03	7,29	8333,33	1,43	2,08	OK!
L03	5,14	4,79	4266,67	1,04	1,54	OK!
L04	5,14	4,79	4266,67	1,04	1,54	OK!
L05	5,14	0,47	4266,67	0,014	0,564	OK!
L06	5,14	3,02	4266,67	0,23	0,80	OK!
L07	5,14	0,79	4266,67	0,023	0,572	OK!
L08	5,14	4,79	4266,67	1,04	1,54	OK!
L09	5,14	4,79	4266,67	1,04	1,54	OK!
L10	8,03	7,29	8333,33	1,43	2,08	OK!
L11	8,03	7,29	8333,33	1,43	2,08	OK!
L12	18,06	16,56	28125,00	0,74	1,59	OK!

(Fonte: elaborado pelo autor)

A laje denominada L12 corresponde à laje do pavimento dos reservatórios superiores e, pelo fato de não estar em ambiente interno seco, apresenta classe de agressividade ambiental II (CAA II). Além disso, o cálculo das flechas totais das lajes foi realizado adotando 1 mês para a idade relativa à data de aplicação da carga de longa duração.

Com o intuito de facilitar a execução das lajes, foi estabelecida uma espessura de 10 cm para todas as lajes do pavimento tipo. Portanto, somente a laje do pavimento dos reservatórios superiores apresenta espessura diferente das demais, com valor de 15 cm.

5.3.2 Vigas

As vigas foram pré-dimensionadas conforme as recomendações de Ceotto (1985), nas quais a altura da seção transversal da viga é determinada em função do vão teórico. A equação utilizada para este pré-dimensionamento é apresentada abaixo.

$$h = l/10$$

Onde,

h : altura da seção transversal da viga;

l : vão teórico da viga.

Além disso, foi definida uma largura de 20 cm para as vigas, em geral, da edificação devido à espessura da alvenaria de vedação que divide as unidades autônomas e compõe as paredes da fachada do edifício.

5.3.3 Pilares

O pré-dimensionamento dos pilares foi realizado por meio do método das áreas de influência desenvolvido por Pinheiro (1985). A primeira etapa deste método consiste em dividir o pavimento analisado em áreas de superfície (figuras geométricas) conforme a posição dos pilares e considerando que todas as ações verticais atuantes em uma determinada área são transferidas para o pilar correspondente. Dessa forma, em posse da área de influência e da ação por unidade de área agindo sobre o pilar, pode-se determinar a ação normal no pilar. Por fim, através da expressão abaixo, pode-se calcular a área necessária para a seção transversal do pilar.

$$A_{nec} = \frac{\alpha \cdot N_k^*}{\sigma_{id}}$$

Onde,

A_{nec} : Área necessária da seção transversal do pilar;

α : coeficiente função da posição do pilar;

N_k^* : ação normal total de pré-dimensionamento no pilar;

σ_{id} : tensão ideal de projeto.

– Coeficiente relacionado à posição do pilar (α):

$\alpha = 1,8$ para pilares internos;

$\alpha = 2,2$ para pilares de extremidade;

$\alpha = 2,5$ para pilares de canto.

A tensão ideal de projeto é definida pela seguinte expressão:

$$\sigma_{id} = \alpha_c \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot (f_{yd} - \alpha_c \cdot f_{cd})$$

Onde,

α_c : parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

f_{cd} : resistência de projeto à compressão do concreto;

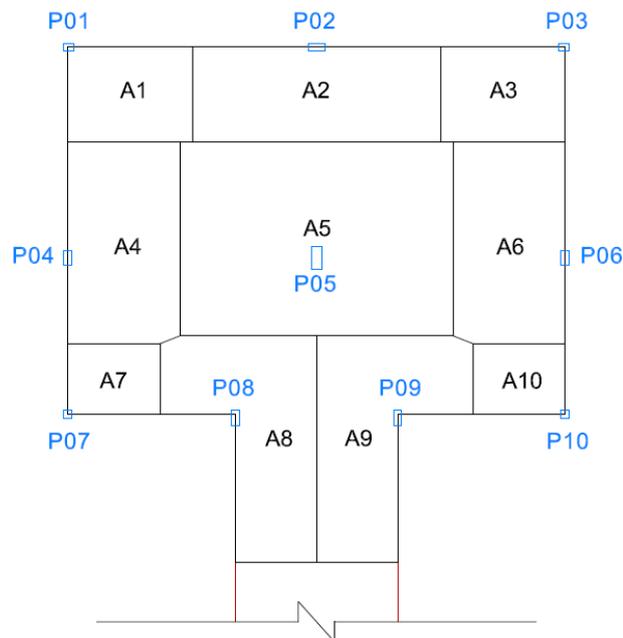
ρ_s : taxa geométrica de armadura longitudinal do pilar;

f_{yd} : resistência de projeto ao escoamento do aço.

A taxa geométrica de armadura longitudinal (ρ_s) utilizada para efetuar o pré-dimensionamento dos pilares foi de 2,5 %, valor que atende aos limites estabelecidos pela NBR 6118.

Na sequência, as áreas de influência dos pilares no pavimento tipo são mostradas na Figura 17.

Figura 17 – Áreas de Influência dos Pilares no Pavimento Tipo



(Fonte: elaborado pelo autor)

A Tabela 4 apresenta informações básicas dos pilares para realizar o pré-dimensionamento.

Tabela 4 – Informações Básicas dos Pilares

Pilar	Tipo	Coef. α	Área de Influência
P1 / P3 / P18 / P20	Canto	2,5	7,13 m ²
P2 / P19	Extremidade	2,2	14,25 m ²
P4 / P6 / P15 / P17	Extremidade	2,2	13,59 m ²
P5 / P16	Interno	1,8	32,05 m ²
P7 / P10 / P11 / P14	Canto	2,5	3,91 m ²
P8 / P9 / P12 / P13	Extremidade	2,2	14,61 m ²

(Fonte: elaborado pelo autor)

Para efeito de pré-dimensionamento em edifícios residenciais, pode-se adotar uma carga superficial de 12 kN/m² para os pavimentos tipo e uma carga de 10 kN/m² para a cobertura. Estas cargas são baseadas em valores usuais de projetos realizados pelo meio técnico e representam todas as cargas aplicadas no pavimento, como, por exemplo, as cargas permanentes devidas ao peso próprio das estruturas, revestimentos e alvenarias e cargas variáveis.

Os valores obtidos para a força normal total nos pilares são exibidos na Tabela 5 a seguir.

Tabela 5 – Força Normal Total nos Pilares

Força Nk [KN]						
Pilar	P1 / P3 / P18 / P20	P2 / P19	P4 / P6 / P15 / P17	P5 / P16	P7 / P10 / P11 / P14	P8 / P9 / P12 / P13
9°	71,3	142,5	135,9	320,5	39,1	146,1
8°	156,9	313,5	299,0	705,1	86,0	321,4
7°	242,4	484,5	462,1	1089,7	132,9	496,7
6°	328,0	655,5	625,1	1474,3	179,9	672,1
5°	413,5	826,5	788,2	1858,9	226,8	847,4
4°	499,1	997,5	951,3	2243,5	273,7	1022,7
3°	584,7	1168,5	1114,4	2628,1	320,6	1198,0
2°	670,2	1339,5	1277,5	3012,7	367,5	1373,3
1°	755,8	1510,5	1440,5	3397,3	414,5	1548,7
Térreo	841,3	1681,5	1603,6	3781,9	461,4	1724,0

(Fonte: elaborado pelo autor)

A Tabela 6 mostra a área necessária para a seção transversal dos pilares.

Tabela 6 – Área Necessária para a Seção Transversal dos Pilares

Área necessária [cm ²]						
Pilar	P1 / P3 / P18 / P20	P2 / P19	P4 / P6 / P15 / P17	P5 / P16	P7 / P10 / P11 / P14	P8 / P9 / P12 / P13
9°	55,50	97,60	93,08	179,61	30,43	100,07
8°	122,09	214,73	204,78	395,14	66,95	220,15
7°	188,69	331,85	316,48	610,67	103,47	340,24
6°	255,28	448,98	428,18	826,21	139,99	460,32
5°	321,88	566,10	539,88	1041,74	176,51	580,41
4°	388,47	683,23	651,58	1257,27	213,03	700,49
3°	455,07	800,35	763,28	1472,80	249,55	820,57
2°	521,66	917,48	874,98	1688,34	286,07	940,66
1°	588,26	1034,60	986,68	1903,87	322,59	1060,74
Térreo	654,85	1151,73	1098,38	2119,40	359,11	1180,82

(Fonte: elaborado pelo autor)

E, finalmente, as dimensões das seções transversais dos pilares estabelecidas no pré-dimensionamento são apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Dimensões das Seções Transversais dos Pilares

Dimensões [cm]						
Pilar	P1 / P3 / P18 / P20	P2 / P19	P4 / P6 / P15 / P17	P5 / P16	P7 / P10 / P11 / P14	P8 / P9 / P12 / P13
9°	20x25	20x40	20x35	20x35	20x20	20x40
8°	20x25	20x40	20x35	20x35	20x20	20x40
7°	20x25	20x40	20x35	20x35	20x20	20x40
6°	20x25	20x40	20x35	25x55	20x20	20x40
5°	20x25	20x40	20x35	25x55	20x20	20x40
4°	20x25	20x40	20x35	25x55	20x20	20x40
3°	20x35	20x55	20x55	30x70	20x20	20x55
2°	20x35	20x55	20x55	30x70	20x20	20x55
1°	20x35	20x55	20x55	30x70	20x20	20x55
Térreo	25x30	30x40	30x40	30x75	20x20	30x45

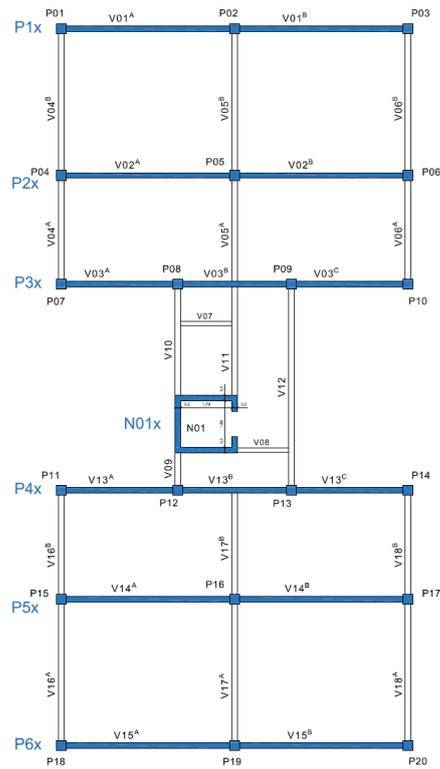
(Fonte: elaborado pelo autor)

Estabeleceu-se uma seção transversal equivalente para os pilares do mesmo eixo de apoio a partir do 4° pavimento tipo, com exceção dos pilares internos, a fim de aumentar a rigidez da estrutura e, assim, auxiliar na estabilidade global da edificação.

5.4 ESTABILIDADE GLOBAL

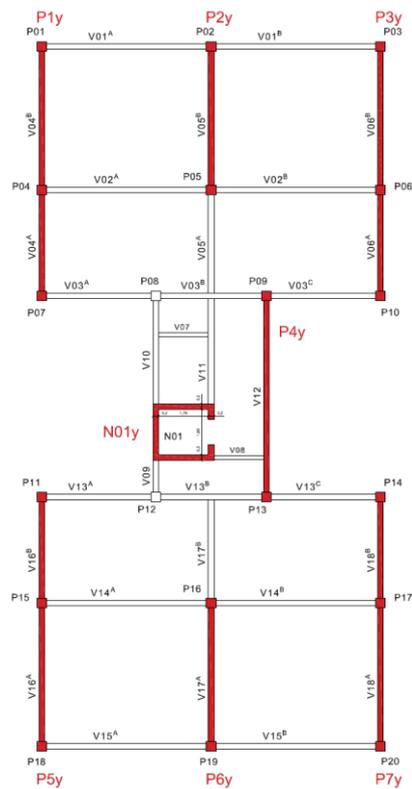
Com o objetivo de suportar os esforços horizontais provenientes do vento e, também, os esforços verticais, foram definidas estruturas de contraventamento nas direções x e y compostas por pórticos e pilares-parede. Na sequência, a Figura 18 e a Figura 19 mostram, respectivamente, as estruturas de contraventamento na direção x (cor azul) e as estruturas de contraventamento na direção y (cor vermelha).

Figura 18 – Estruturas de Contraventamento na Direção x



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 19 – Estruturas de Contraventamento na Direção y



(Fonte: elaborado pelo autor)

A Tabela 8 apresenta um resumo dos pilares que constituem os pórticos de contraventamento da direção x e da direção y.

Tabela 8 – Pilares em cada Pórtico

Pórticos na direção x		Pórticos na direção y	
Pórtico	Pilares	Pórtico	Pilares
P1x	P01-P02-P03	P1y	P01-P04-P07
P2x	P04-P05-P06	P2y	P02-P05
P3x	P07-P08-P09-P10	P3y	P03-P06-P10
P4x	P11-P12-P13-P14	P4y	P09-P13
P5x	P15-P16-P17	P5y	P11-P15-P18
P6x	P18-P19-P20	P6y	P16-P19
		P7y	P14-P17-P20

(Fonte: elaborado pelo autor)

Então, com a finalidade de analisar a estabilidade global da edificação e verificar a necessidade da consideração dos efeitos globais de 2ª ordem, foi empregado o parâmetro de instabilidade (α) proposto por Beck (1967). A expressão utilizada para determinar o parâmetro de instabilidade é apresentada abaixo.

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{EI_{eq}}}$$

Onde,

α : parâmetro de instabilidade;

H_{tot} : altura total do edifício;

N_k : somatório das ações verticais atuantes no edifício;

EI_{eq} : módulo de rigidez equivalente da estrutura.

Para obter o módulo de rigidez equivalente por meio do deslocamento da estrutura, foi utilizada a seguinte expressão:

$$EI_{eq} = \frac{F_h \cdot H^3}{3 \cdot a}$$

Onde,

F_h : ação lateral concentrada;

H : altura total do edifício;

α : deslocamento no topo do edifício.

A seguir é apresentada a Tabela 9 com informações básicas para realizar a análise da estabilidade global da edificação.

Tabela 9 – Informações Básicas sobre o Concreto e a Edificação

Concreto		Edificação	
f_{ck}	35 MPa	N_k	31.932 kN
α_E	1,0 (Gnaisse)	$F_{h,x} = F_{h,y}$	1.000 kN
α_i	0,89	H_{tot}	28,30 m
E_{CS}	29.402,92 MPa		

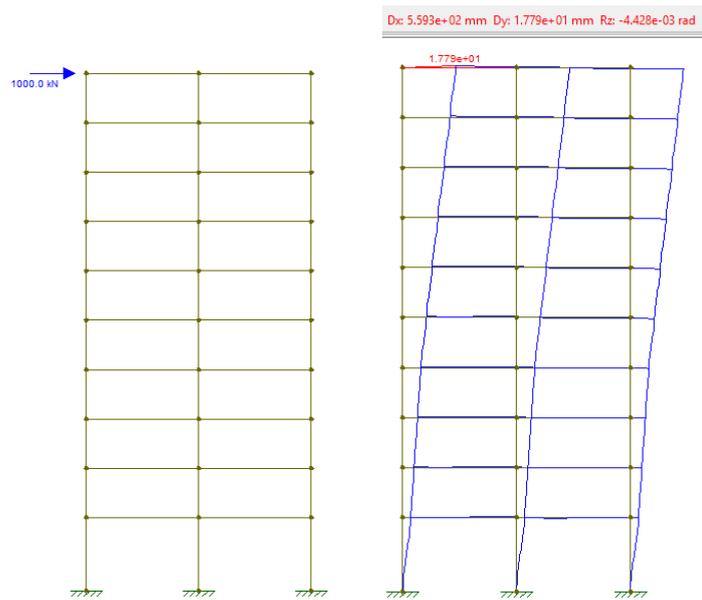
(Fonte: elaborado pelo autor)

Sendo assim, os pórticos de contraventamento foram modelados no programa Ftool com o intuito de obter os deslocamentos gerados pela aplicação de uma força horizontal concentrada no topo do edifício. Na sequência são apresentados os pórticos com seus deslocamentos e os cálculos efetuados para determinar o parâmetro de instabilidade (α). Os elementos estruturais foram modelados com as dimensões encontradas no pré-dimensionamento.

5.4.1 Pórticos planos de contraventamento na direção x

A Figura 20 a seguir mostra o deslocamento gerado no topo do pórtico P1x em virtude da força horizontal concentrada de 1000 kN. O deslocamento no topo do pórtico P1x é equivalente ao deslocamento no topo do pórtico P6x, visto que os elementos estruturais e a geometria dos pórticos são idênticos.

Figura 20 – Deslocamento do Pórtico P1x



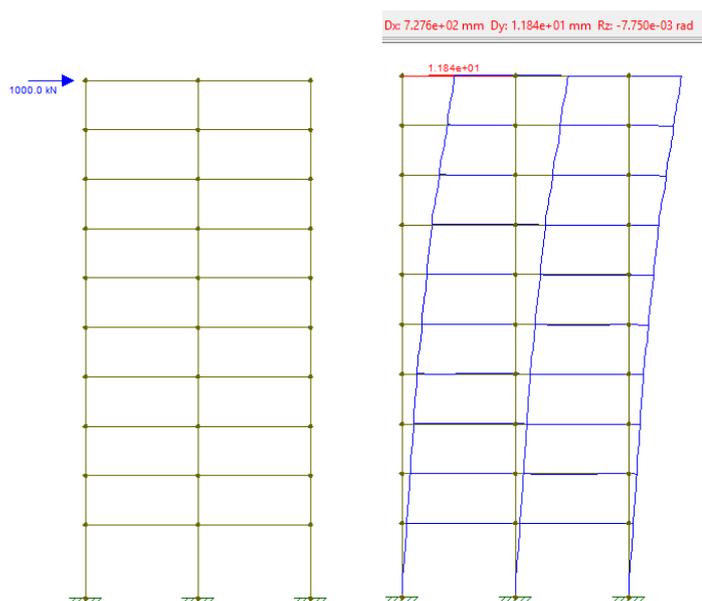
(Fonte: elaborado pelo autor)

Portanto, segundo o programa Ftool, o deslocamento horizontal gerado no topo dos pórticos apresenta:

$$- a_{p1x} = a_{p6x} = 5,593 \times 10^2 \text{ mm.}$$

O deslocamento do pórtico P2x é apresentado na Figura 21, sendo o pórtico P2x idêntico ao pórtico P5x.

Figura 21 – Deslocamento do Pórtico P2x



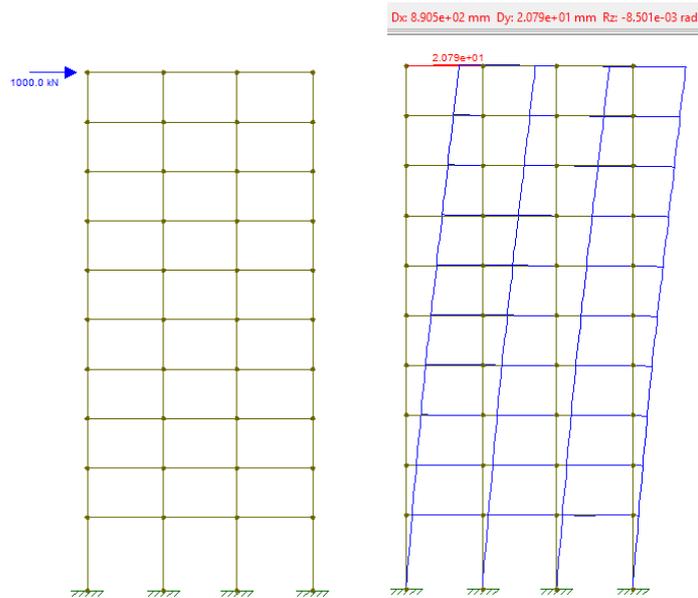
(Fonte: elaborado pelo autor)

Portanto, segundo o programa Ftool, o deslocamento horizontal gerado no topo dos pórticos apresenta:

$$- a_{P2x} = a_{P5x} = 7,276 \times 10^2 \text{ mm.}$$

O deslocamento do pórtico P3x é apresentado na Figura 22, sendo o pórtico P3x idêntico ao pórtico P4x.

Figura 22 – Deslocamento do Pórtico P3x



(Fonte: elaborado pelo autor)

Portanto, segundo o programa Ftool, o deslocamento horizontal gerado no topo dos pórticos apresenta:

$$- a_{P3x} = a_{P4x} = 8,905 \times 10^2 \text{ mm.}$$

Assim, por meio do deslocamento horizontal do pórtico e das informações básicas da edificação, pode-se determinar o módulo de rigidez equivalente da estrutura do pórtico. A seguir são demonstrados os cálculos realizados para obter o parâmetro de instabilidade na direção x. O módulo de rigidez equivalente de cada pórtico é apresentado abaixo.

$$(EI)_{eq P1x} = (EI)_{eq P6x} = \frac{1000 \text{ kN} \cdot (28,3\text{m})^3}{3 \cdot (5,593 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3}\text{m})} = 13.508.068 \text{ kNm}^2$$

$$(EI)_{eq P2x} = (EI)_{eq P5x} = \frac{1000 \text{ kN} \cdot (28,3\text{m})^3}{3 \cdot (7,276 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3}\text{m})} = 10.383.538 \text{ kNm}^2$$

$$(EI)_{eq P3x} = (EI)_{eq P4x} = \frac{1000 \text{ kN} \cdot (28,3\text{m})^3}{3 \cdot (8,905 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3}\text{m})} = 8.484.068 \text{ kNm}^2$$

Dessa forma, o módulo de rigidez equivalente total na direção x apresenta o seguinte valor:

$$(EI)_{eq\ x} = 2 \cdot (13.508.068 + 10.383.538 + 8.484.068) = 64.751.348\ kNm^2$$

Finalmente, após o cálculo do módulo de rigidez equivalente total, pode-se definir o parâmetro de instabilidade na direção x.

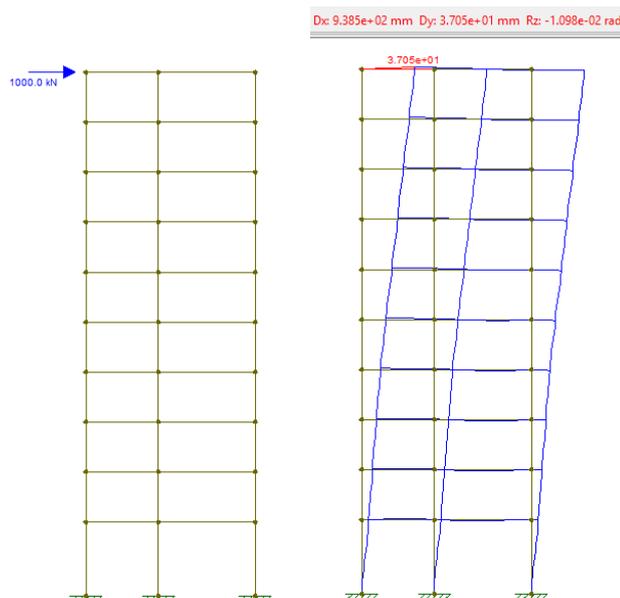
$$\alpha_x = 28,3\ m \cdot \sqrt{\frac{31.932\ kN}{64.751.348\ kNm^2}} = 0,63$$

O valor de 0,63 encontrado para o parâmetro de instabilidade na direção x (α_x) não permite a consideração de nós fixos para a estrutura reticulada, já que este valor é superior ao valor limite (α_1) de 0,5 para estruturas constituídas somente por pórticos. Portanto, para garantir que a estrutura possa ser considerada de nós fixos segundo a direção x, será elevado o módulo de rigidez da estrutura criando um núcleo rígido na região do elevador.

5.4.2 Pórticos planos de contraventamento na direção y

A Figura 23 abaixo mostra o deslocamento gerado no pórtico P1y devido à aplicação da força horizontal concentrada no topo do edifício. O pórtico P1y é idêntico aos pórticos: P3y, P5y e P7y.

Figura 23 – Deslocamento do Pórtico P1y



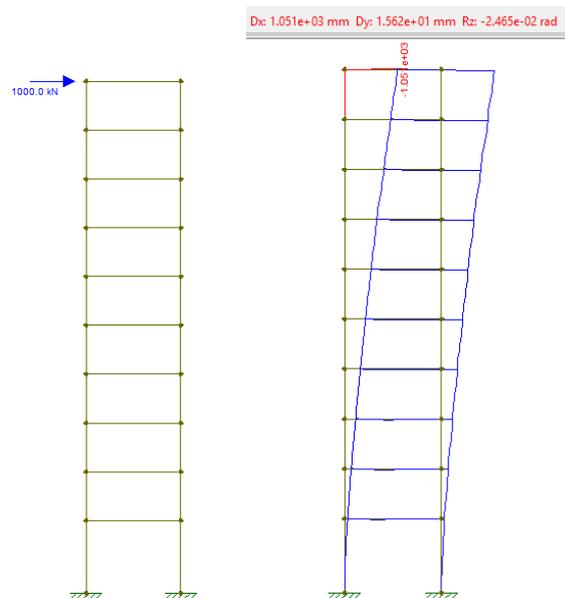
(Fonte: elaborado pelo autor)

Portanto, segundo o programa Ftool, o deslocamento horizontal gerado no topo dos pórticos apresenta:

$$- a_{P1y} = a_{P3y} = a_{P5y} = a_{P7y} = 9,385 \times 10^2 \text{ mm.}$$

O deslocamento do pórtico P2y é apresentado na Figura 24, sendo o pórtico P2y idêntico ao pórtico P6y.

Figura 24 – Deslocamento do Pórtico P2y



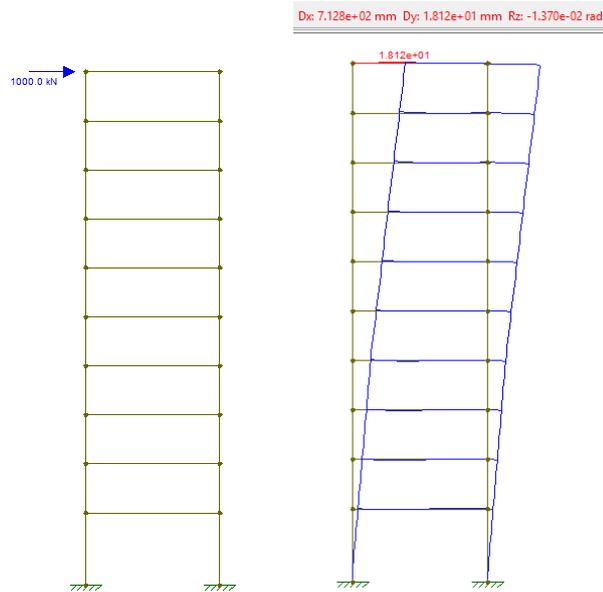
(Fonte: elaborado pelo autor)

Portanto, segundo o programa Ftool, o deslocamento horizontal gerado no topo dos pórticos apresenta:

$$- a_{P2y} = a_{P6y} = 1,051 \times 10^3 \text{ mm.}$$

E, por fim, o deslocamento do pórtico P4y é apresentado na Figura 25.

Figura 25 – Deslocamento do Pórtico P4y



(Fonte: elaborado pelo autor)

Portanto, segundo o programa Ftool, o deslocamento horizontal no topo do pórtico apresenta:

$$-a_{P4y} = 7,128 \times 10^2 \text{ mm.}$$

A seguir são demonstrados os cálculos realizados para obter o parâmetro de instabilidade na direção y. O módulo de rigidez equivalente de cada pórtico é apresentado abaixo.

$$(EI)_{eq P1y} = (EI)_{eq P3y} = (EI)_{eq P5y} = (EI)_{eq P7y} = \frac{1000 \text{ kN} \cdot (28,3\text{m})^3}{3 \cdot (9,385 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3}\text{m})} = 8.050.146 \text{ kNm}^2$$

$$(EI)_{eq P2y} = (EI)_{eq P6y} = \frac{1000 \text{ kN} \cdot (28,3\text{m})^3}{3 \cdot (1,051 \cdot 10^3 \cdot 10^{-3}\text{m})} = 7.188.451 \text{ kNm}^2$$

$$(EI)_{eq P4y} = \frac{1000 \text{ kN} \cdot (28,3\text{m})^3}{3 \cdot (7,128 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3}\text{m})} = 10.599.133 \text{ kNm}^2$$

Dessa forma, o módulo de rigidez equivalente total na direção y apresenta o seguinte valor:

$$(EI)_{eq y} = 4 \cdot (8.050.146) + 2 \cdot (7.188.451) + 10.599.133 = 57.176.619 \text{ kNm}^2$$

Então, após o cálculo do módulo de rigidez equivalente total, pode-se definir o parâmetro de instabilidade na direção y.

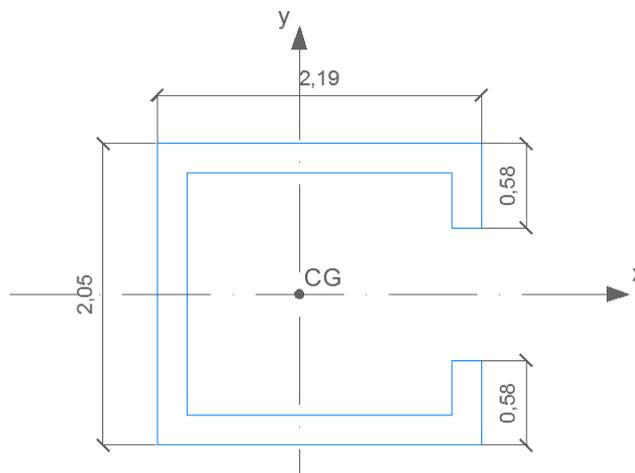
$$\alpha_y = 28,3 \text{ m} \cdot \sqrt{\frac{31.932 \text{ kN}}{57.176.619 \text{ KNm}^2}} = 0,67$$

O valor de 0,67 obtido para o parâmetro de instabilidade na direção y (α_y) é superior ao valor limite (α_1) de 0,5 para estruturas constituídas somente por pórticos; portanto, a consideração de nós fixos para a estrutura reticulada não é permitida. Dessa forma, será elevado o módulo de rigidez da estrutura, por meio da criação de um núcleo rígido, para garantir que a estrutura possa ser considerada de nós fixos segundo a direção y.

5.4.3 Pórticos planos de contraventamento associados ao núcleo rígido

A fim de obter um parâmetro de instabilidade inferior ao valor limite estabelecido pela NBR 6118 e poder desprezar os efeitos globais de 2ª ordem, foi empregado um núcleo rígido conforme apresenta a Figura 26.

Figura 26 – Pilares-Parede do Núcleo Rígido



(Fonte: elaborado pelo autor)

O núcleo rígido é composto por pilares-parede com espessura de 20 cm distribuídos no entorno do elevador do edifício.

O centro de gravidade do núcleo rígido é definido a seguir.

$$X_G = \frac{1,1741 \text{ m}^3}{1,358 \text{ m}^2} = 0,86 \text{ m} \text{ (a partir do centro do pilar – parede de 2,05 m de comprimento)}$$

$$Y_G = 0 \text{ (em função da simetria)}$$

Na sequência são apresentados os cálculos efetuados para obter o módulo de rigidez equivalente do núcleo rígido nas direções x e y.

$$I_{XG} = \left(\frac{2,19 \times 1,025^3}{3} - \frac{1,79 \times 0,825^3}{3} - \frac{0,20 \times 0,445^3}{3} \right) \times 2 = 0,890436 \text{ m}^4$$

$$I_{YG} = \frac{2,05 \times 0,96^3}{3} - \frac{1,65 \times 0,76^3}{3} + \frac{2,05 \times 1,23^3}{3} - 2 \times \frac{0,38 \times 1,03^3}{3} - \frac{0,89 \times 1,23^3}{3}$$

$$= 0,805844 \text{ m}^4$$

$$(EI_{XG})_{eq \text{ Núcleo}} = 0,890436 \text{ m}^4 \times 29.402.917 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 26.181.416 \text{ kNm}^2$$

$$(EI_{YG})_{eq \text{ Núcleo}} = 0,805844 \text{ m}^4 \times 29.402.917 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 23.694.164 \text{ kNm}^2$$

Então, após determinar o módulo de rigidez equivalente do núcleo, pode-se retomar a análise da estabilidade global da edificação, porém, agora, com a consideração dos pórticos associados ao núcleo rígido. A seguir são demonstrados os cálculos realizados para calcular o parâmetro de instabilidade.

Para o módulo de rigidez equivalente total na direção x, foi obtido o seguinte valor:

$$(EI)_{eq \ x} = 64.751.348 \text{ kNm}^2 + 23.694.164 \text{ kNm}^2 = 88.445.512 \text{ kNm}^2$$

Assim, depois de determinar o módulo de rigidez equivalente total, foi definido o parâmetro de instabilidade na direção x.

$$\alpha_x = 28,3 \text{ m} \cdot \sqrt{\frac{31.932 \text{ kN}}{88.445.512 \text{ KNm}^2}} = 0,54$$

Para a direção y, o módulo de rigidez equivalente total apresentou o seguinte valor:

$$(EI)_{eq \ y} = 57.176.619 \text{ kNm}^2 + 26.181.416 \text{ kNm}^2 = 83.358.035 \text{ kNm}^2$$

Com o valor do módulo de rigidez equivalente total definido, foi calculado o parâmetro de instabilidade na direção y.

$$\alpha_y = 28,3 \text{ m} \times \sqrt{\frac{31.932 \text{ kN}}{83.358.035 \text{ KNm}^2}} = 0,55$$

Os valores de 0,54 (direção x) e de 0,55 (direção y) obtidos para o parâmetro de instabilidade (α) são inferiores ao valor limite (α_1) de 0,6 para estruturas constituídas por pórticos associados a pilares-parede. Portanto, a utilização do núcleo rígido, em associação com os pórticos de contraventamento, promoveu o aumento da rigidez total da edificação e a alteração do valor limite (α_1) que permitiram, então, considerar a estrutura reticulada como sendo de nós fixos.

5.5 ANÁLISE DE CARGAS

Nesta etapa foram definidas as especificações de projeto para a determinação das cargas verticais. Os valores das cargas permanentes dos materiais e das cargas variáveis foram obtidos por meio da NBR 6120. A seguir, a Tabela 10 apresenta as cargas dos materiais empregadas no cálculo da carga permanente das lajes do projeto estrutural.

Tabela 10 – Carga Permanente das Lajes do Pavimento Tipo

Carga Permanente - Laje			
Material	Peso específico [kN/m³]	Espessura [cm]	Carga [kN/m²]
Revestimento	20	5	1,00
Argamassa de fixação	21	2	0,42
Contrapiso	21	5	1,05
Laje (concreto armado)	25	10	2,50
Reboco	19	2	0,38

(Fonte: elaborado pelo autor)

Para o revestimento das lajes do pavimento tipo, foi estabelecida uma espessura de 5 cm a fim de promover um desnível entre a área da sacada e as áreas adjacentes à sacada, visto que não foi projetada uma laje individual rebaixada para as sacadas do edifício. A carga permanente das lajes do pavimento tipo, obtida pelo somatório das cargas dos materiais que compõem a laje, apresenta o valor de 5,35 kN/m².

A Tabela 11 mostra a carga permanente das alvenarias de vedação definida para o projeto.

Tabela 11 – Carga Permanente das Alvenarias de Vedação

Carga Permanente - Alvenaria de Vedação (Bloco Cerâmico Vazado)			
	Espessura do bloco	Espessura do revestimento por face [cm]	Carga [kN/m²]
Alvenaria interna	14 cm	2	1,9
Alvenaria externa	19 cm	2	2,3

(Fonte: elaborado pelo autor)

A alvenaria externa foi utilizada nas paredes de separação dos apartamentos e nas paredes de fachada da edificação, enquanto que a alvenaria interna foi utilizada nas paredes do interior dos apartamentos. Como a altura das paredes é de 2,6 m (simplificação), foi possível determinar a carga por metro linear das alvenarias multiplicando-se o valor da carga por metro

quadrado, fornecido pela NBR 6120, pela altura das paredes. Dessa forma, obteve-se o valor de 4,94 kN/m para a alvenaria interna, e o valor de 5,98 kN/m para a alvenaria externa.

Além disso, na cobertura da edificação foram utilizados telhado com estrutura de madeira e telhas de fibrocimento onduladas que totalizaram um valor de carga permanente igual a 0,45 kN/m². Ademais, foram considerados dois reservatórios superiores de polietileno com capacidade de 7500 L em cada unidade.

Na sequência é apresentada a Tabela 12 com os valores de cargas variáveis empregados para realizar o desenvolvimento do projeto estrutural da edificação, os valores foram obtidos através da NBR 6120.

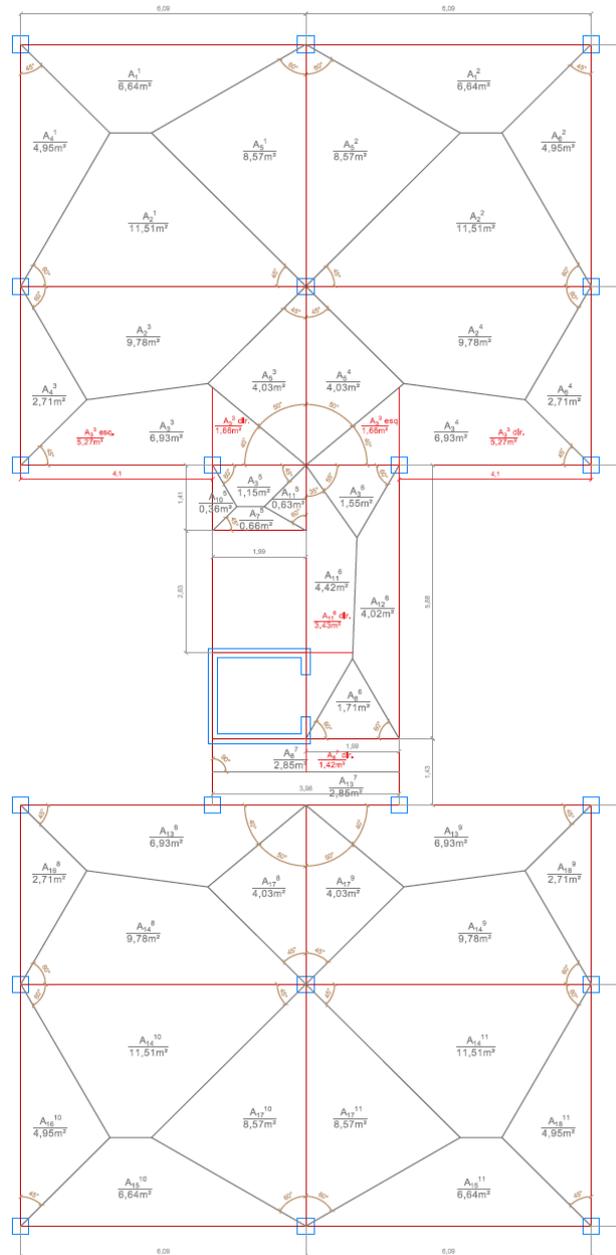
Tabela 12 – Cargas Variáveis

Local	Carga uniformemente distribuída [kN/m ²]
Dormitórios	1,5
Sala, copa, cozinha	1,5
Sanitários	1,5
Área de serviço e lavanderia	2,0
Sacadas	2,5
Áreas de uso comum	3,0
Áreas técnicas em geral	3,0
Casa de máquinas de elevador	30,0

(Fonte: elaborado pelo autor)

Após a determinação das cargas permanentes e das cargas variáveis presentes na edificação, foi realizada a distribuição dos carregamentos nas lajes e nas vigas. Para isso, foi utilizado o Método das Charneiras Plásticas (ou, Método das Linhas de Ruptura) que leva em consideração a continuidade das lajes. A seguir, a Figura 27 apresenta a aplicação do método no pavimento tipo do edifício.

Figura 27 – Método das Charneiras Plásticas



(Fonte: elaborado pelo autor)

Assim, com as áreas de influência definidas pelo Método das Charneiras Plásticas, foi possível determinar os carregamentos nas vigas. Na sequência, a Tabela 13 apresenta os valores obtidos para as cargas totais nas lajes da edificação.

Tabela 13 – Cargas nas Lajes

Laje	Carga distribuída [kN/m²]
L01	8,68
L02	8,68
L03	8,10
L04	8,10
L05	6,85
L06	8,71
L07	7,60
L08	8,10
L09	8,10
L10	8,68
L11	8,68
L12	13,34

(Fonte: elaborado pelo autor)

Os valores das cargas totais nas vigas do pavimento tipo são apresentados abaixo, através da Tabela 14.

Tabela 14 – Cargas nas Vigas do Pavimento Tipo

Pavimento Tipo		
Viga/tramo	Carga distribuída [kN/m]	Carga concentrada [kN]
V01^A	19,48	-
V01^B	19,48	-
V02^A	36,46	-
V02^B	36,46	-
V03^A	18,83	-
V03^B	19,33	79,80
V03^C	18,83	-
V04^A	12,80	-
V04^B	15,00	-
V05^A	23,62	-
V05^B	36,73	-
V06^A	12,80	-
V06^B	15,00	-
V07	8,34	-
V08	15,33	-
V09	7,98	-
V10	17,21* / 9,73*	8,30
V11	18,34* / 12,17*	8,30
V12	15,41* / 8,98*	15,30
V13^A	18,83	-
V13^B	19,54	45,50
V13^C	18,83	-
V14^A	36,46	-
V14^B	36,46	-
V15^A	19,48	-
V15^B	19,48	-
V16^A	15,00	-
V16^B	12,80	-
V17^A	36,73	-
V17^B	23,62	-
V18^A	15,00	-
V18^B	12,80	-

* Carga aplicada em parte do comprimento da viga.

(Fonte: elaborado pelo autor)

A Tabela 15 mostra os valores das cargas totais nas vigas do pavimento da cobertura.

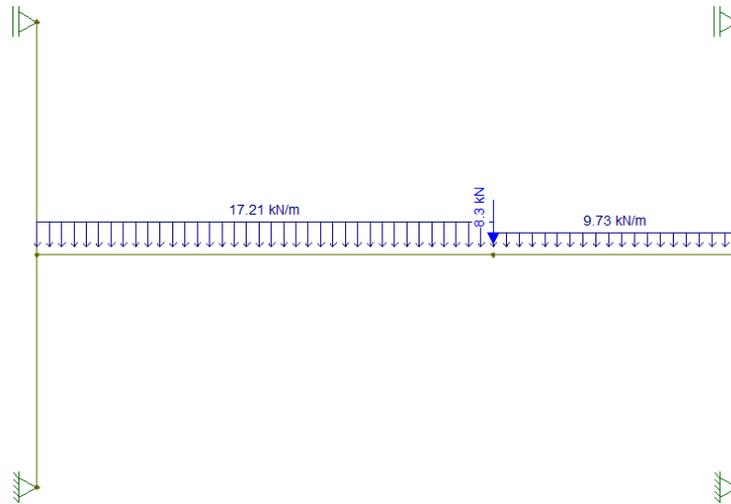
Tabela 15 – Cargas nas Vigas do Pavimento da Cobertura

Pavimento da Cobertura		
Viga/tramo	Carga distribuída [kN/m]	Carga concentrada [kN]
V01^A	10,77	-
V01^B	10,77	-
V02^A	18,31	-
V02^B	18,31	-
V03^A	10,62	-
V03^B	27,03	21,50
V03^C	10,62	-
V04^A	8,07	-
V04^B	9,66	-
V05^A	13,26	-
V05^B	16,94	-
V06^A	8,07	-
V06^B	9,66	-
V12	17,76	-
V13^A	10,62	-
V13^B	27,03	21,50
V13^C	10,62	-
V14^A	18,31	-
V14^B	18,31	-
V15^A	10,77	-
V15^B	10,77	-
V16^A	9,66	-
V16^B	8,07	-
V17^A	16,94	-
V17^B	13,26	-
V18^A	9,66	-
V18^B	8,07	-

(Fonte: elaborado pelo autor)

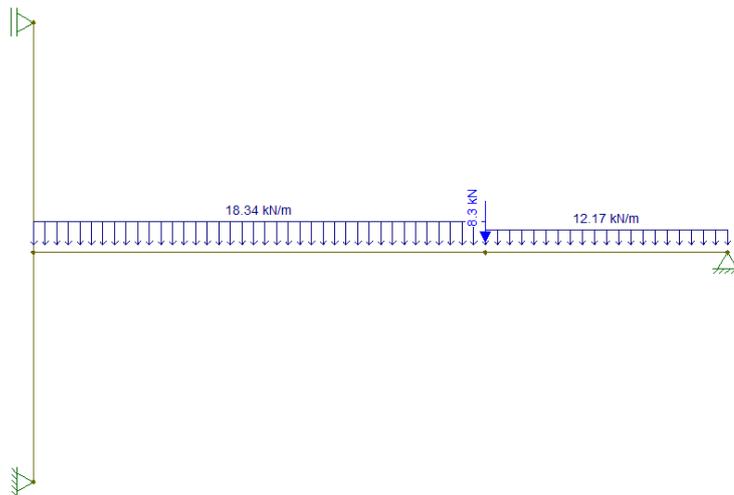
Na sequência, a Figura 28 e a Figura 29 mostram, respectivamente, a viga contraventada V10 e a viga contraventada V11, ambas do pavimento tipo.

Figura 28 – Viga Contraventada V10



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 29 – Viga Contraventada V11



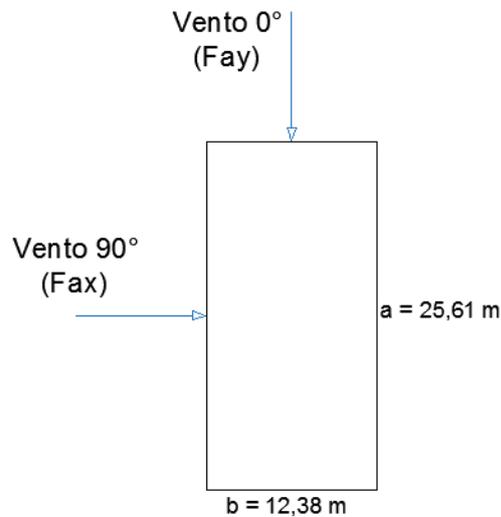
(Fonte: elaborado pelo autor)

O peso próprio das lajes e vigas empregado na análise de cargas foi calculado a partir das dimensões obtidas pelo pré-dimensionamento. Além disso, o peso próprio da alvenaria interna foi distribuído uniformemente na área de laje na qual a alvenaria estava contida.

5.6 FORÇAS DEVIDAS AO VENTO

Para avaliar as forças horizontais geradas pela ação do vento, a edificação foi considerada de formato paralelepípedo, conforme a Figura 30.

Figura 30 – Edificação Paralelepípedica em Planta



(Fonte: elaborado pelo autor)

Inicialmente foram definidas as dimensões “a” e “b” da edificação, que representam a maior e a menor dimensão em planta, respectivamente. Ademais, foram definidas as direções do vento a 0° (direção y) e a 90° (direção x). A seguir é apresentada a Tabela 16 com os valores básicos da edificação para realizar a determinação das forças devidas ao vento.

Tabela 16 – Valores Básicos da Edificação

Informações da Edificação	
Maior dimensão em planta (a)	25,61 m
Menor dimensão em planta (b)	12,38 m
Pé-direito (lance) do Pav. Tipo	2,70 m
Pé-direito (lance) do Pav. Térreo	4,00 m
Altura do edifício	28,30 m

(Fonte: elaborado pelo autor)

Para determinar as forças horizontais devidas ao vento, inicialmente foi calculada a velocidade característica do vento por meio da seguinte expressão:

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

Onde,

V_k : velocidade característica do vento;

V_0 : velocidade básica do vento;

S_1 : fator topográfico;

S_2 : fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o solo;

S_3 : fator estatístico.

A velocidade básica do vento é definida em função do local onde a estrutura será construída e pode ser obtida através do mapa de isopletras apresentado pela Figura 1 da NBR 6123. Para a cidade de Porto Alegre, local de implantação do edifício analisado, a velocidade básica do vento apresenta o valor de, aproximadamente, 46 m/s.

Após determinar a velocidade característica do vento, foi calculada a pressão dinâmica gerada pelo vento segundo a equação abaixo.

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

Onde,

q : pressão dinâmica.

E, finalmente, a força de arrasto provocada pela ação do vento foi calculada por meio da seguinte expressão:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

Onde,

F_a : força de arrasto;

C_a : coeficiente de arrasto;

A_e : área frontal efetiva.

Os coeficientes de arrasto foram obtidos através da Figura 4 da NBR 6123, considerando vento de baixa turbulência.

A seguir, a Tabela 17 apresenta um resumo dos valores encontrados para os fatores S_1 , S_2 e S_3 .

Tabela 17 – Valores dos Fatores S_1 , S_2 e S_3

Fator Topográfico (S_1)	
Porto Alegre, Bela Vista - Ponto A do Morro (pé do morro)	
$(S_1) = 1$	
Fator Rugosidade do Terreno, Dimensões da Edificação e Altura sobre o Solo (S_2)	
$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p$	
- Categoria IV: subúrbio densamente construído de grandes cidades	
- Classe B: maior dimensão 28,30 m (altura da edificação)	
$b = 0,85$ $F_r = 0,98$ $p = 0,125$	
$S_2 = 0,85 \cdot 0,98 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,125}$	
Fator Estatístico (S_3)	
Ocupação Residencial	
$(S_3) = 1$	

(Fonte: elaborado pelo autor)

Assim, as forças devidas ao vento obtidas para a direção x (vento a 90°) são apresentadas a seguir na Tabela 18.

Tabela 18 – Valores das Forças Devidas ao Vento na Direção x

Vento a 90° - direção x						
Pavimento	Z [m]	Vk [m/s]	q [N/m²]	Ae [m²]	Ca	Fa [N]
9°	28,30	43,64	1167,38	34,574	1,29	52065,0
8°	25,60	43,10	1138,48	69,147	1,29	101552,2
7°	22,90	42,50	1107,20	69,147	1,29	98761,6
6°	20,20	41,84	1073,01	69,147	1,29	95712,1
5°	17,50	41,09	1035,20	69,147	1,29	92339,8
4°	14,80	40,24	992,73	69,147	1,29	88551,2
3°	12,10	39,24	943,98	69,147	1,29	84202,6
2°	9,40	38,02	886,23	69,147	1,29	79051,7
1°	6,70	36,45	814,30	69,147	1,29	72635,3
Térreo	4,00 (5 m)	35,14	756,85	85,794	1,29	83763,1
					Σ	848634,6 N ou 848,63 kN

(Fonte: elaborado pelo autor)

E, para a direção y (vento a 0°), foram encontradas as forças horizontais devidas ao vento mostradas na Tabela 19.

Tabela 19 – Valores das Forças Devidas ao Vento na Direção y

Vento a 0° - direção y						
Pavimento	Z [m]	V _k [m/s]	q [N/m ²]	A _e [m ²]	Ca	Fa [N]
9°	28,30	43,64	1167,38	16,713	0,93	18144,7
8°	25,60	43,10	1138,48	33,426	0,93	35391,1
7°	22,90	42,50	1107,20	33,426	0,93	34418,5
6°	20,20	41,84	1073,01	33,426	0,93	33355,8
5°	17,50	41,09	1035,20	33,426	0,93	32180,5
4°	14,80	40,24	992,73	33,426	0,93	30860,2
3°	12,10	39,24	943,98	33,426	0,93	29344,7
2°	9,40	38,02	886,23	33,426	0,93	27549,6
1°	6,70	36,45	814,30	33,426	0,93	25313,5
Térreo	4,00 (5 m)	35,14	756,85	41,473	0,93	29191,5
					Σ	295750,2 N ou 295,75 kN

(Fonte: elaborado pelo autor)

Como a carga devida ao vento varia em função da altura (em virtude da variação da velocidade do vento), foi dividida e calculada a pressão dinâmica em cada pavimento do edifício e, assim, a força resultante da pressão dinâmica foi aplicada na borda externa da laje.

5.7 DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS

Os esforços horizontais atuantes na estrutura da edificação foram distribuídos nas estruturas de contraventamento, considerando as excentricidades do vento nas direções x e y. Estas excentricidades foram determinadas para a situação de edificação com efeito de vizinhança e, portanto, foram empregadas as seguintes expressões:

$$e_a = 0,15 \cdot a$$

Onde,

e_a : excentricidade na direção da maior dimensão em planta;

a : maior dimensão em planta da edificação.

$$e_b = 0,15 \cdot b$$

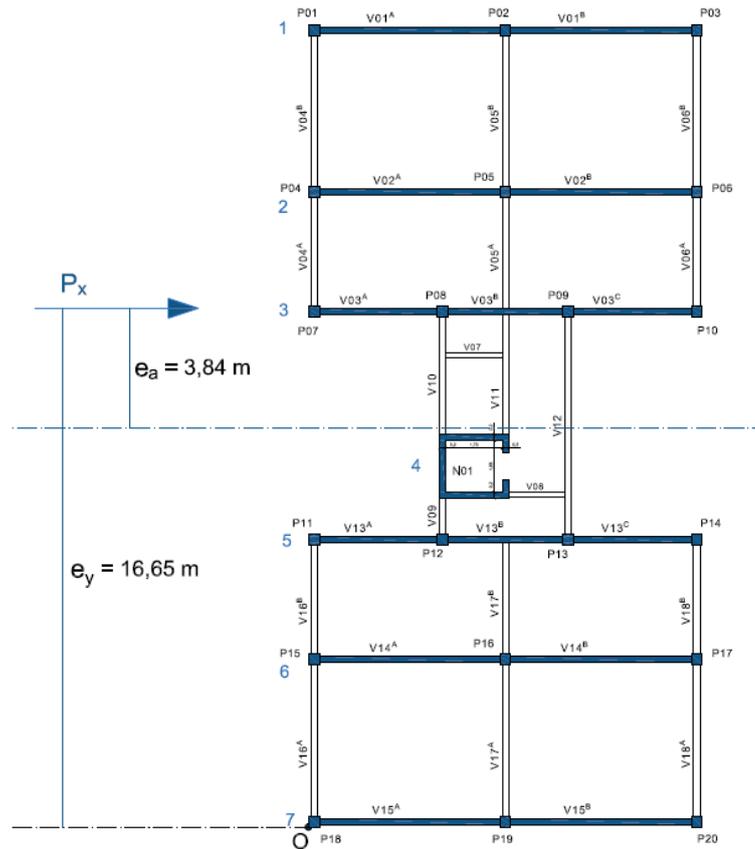
Onde,

e_b : excentricidade na direção da menor dimensão em planta;

b : menor dimensão em planta da edificação.

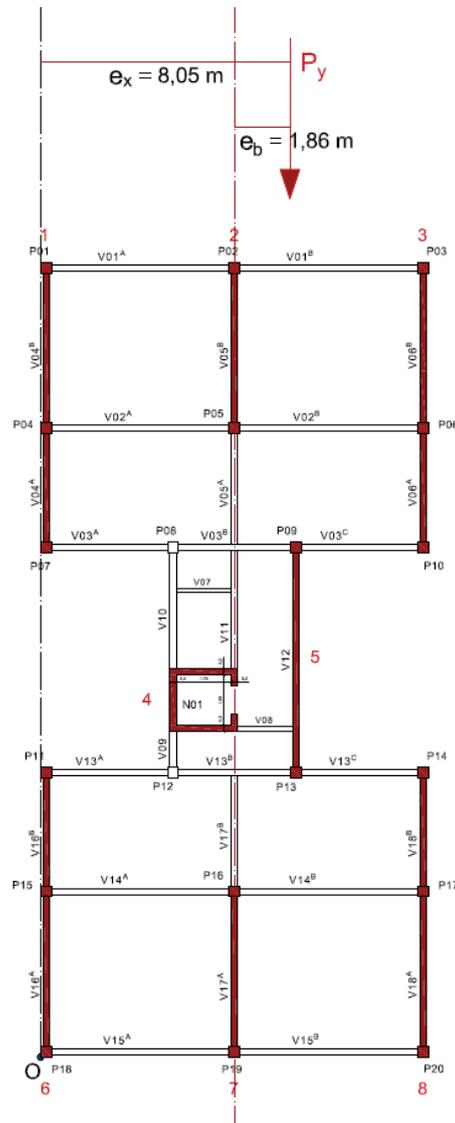
Na sequência são apresentadas as estruturas de contraventamento (painéis) e as excentricidades do vento para as direções x e y. A Figura 31 mostra as condições da direção x, enquanto que a Figura 32 mostra as condições da direção y. A distribuição dos esforços horizontais foi realizada considerando as posições das excentricidades (“à direita” ou “à esquerda” do eixo vertical geométrico da edificação) apresentadas pelas figuras abaixo.

Figura 31 – Estruturas de Contraventamento e Excentricidade na Direção x



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Estruturas de Contraventamento e Excentricidade na Direção y



(Fonte: elaborado pelo autor)

Para realizar a distribuição dos esforços horizontais, considera-se que cada painel (pórtico de contraventamento ou núcleo rígido) somente recebe cargas no seu plano vertical, sendo possível, então, representar este painel por uma mola de rigidez (K). Assim, para obter a rigidez da mola, emprega-se a seguinte expressão:

$$K = \frac{3 \cdot EI_{eq}}{h_{tot}^3}$$

Onde,

K : rigidez da mola que representa o painel;

EI_{eq} : módulo de rigidez equivalente do painel;

h_{tot} : altura total da edificação.

As matrizes e demais expressões utilizadas para realizar a distribuição dos esforços horizontais são apresentadas na sequência.

$$\mathbf{P} = \left(\sum_{i=1}^n \mathbf{K}_i \right) \cdot \mathbf{U}_o$$

Sendo,

$$\mathbf{P} = \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \\ P_y \cdot e_x - P_x \cdot e_y \end{Bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_i = K_i \cdot (\mathbf{RN})^T \cdot (\mathbf{RN})$$

$$\mathbf{U}_o = \begin{Bmatrix} u_o \\ v_o \\ \theta \end{Bmatrix}$$

Onde,

\mathbf{P} : vetor de forças externas;

\mathbf{K} : matriz de rigidez do painel;

\mathbf{U}_o : vetor com deslocamentos e rotação;

u_o : deslocamento da laje na direção x;

v_o : deslocamento da laje na direção y;

θ : rotação da laje em torno da origem do sistema de eixos;

P_x : força horizontal na direção x;

P_y : força horizontal na direção y;

e_x : excentricidade da força na direção x em relação à origem do sistema de eixos;

e_y : excentricidade da força na direção y em relação à origem do sistema de eixos.

Após desenvolver os cálculos das matrizes, foi possível encontrar as forças horizontais que cada estrutura deve receber em função da ação do vento. A Tabela 20 apresenta os resultados da distribuição para a direção x, enquanto que a Tabela 21 apresenta os resultados da distribuição para a direção y.

Tabela 20 – Distribuição dos Esforços Horizontais na Direção x (Vento 90°)

Direção x (Vento a 90°)					
ea = 3,84 m			Px = 848,63 kN		
Painel	K [kN/m]	x [m]	y [m]	α (graus)	Força [kN]
1	1787,95	6,19	25,51	0	238,00
2	1374,38	6,19	20,31	0	149,75
3	1122,96	6,19	16,46	0	102,28
4	3136,20	5,06	11,51	0	213,53
5	1122,96	6,19	9,15	0	64,15
6	1374,38	6,19	5,30	0	53,93
7	1787,95	6,19	0,10	0	26,98

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 21 – Distribuição dos Esforços Horizontais na Direção y (Vento 0°)

Direção y (Vento a 0°)					
eb = 1,86 m			Py = -295,75 kN		
Painel	K [kN/m]	x [m]	y [m]	α (graus)	Força [kN]
1	1065,53	0,10	21,06	90	-6,52
2	951,47	6,19	22,61	90	-25,84
3	1065,53	12,28	21,06	90	-51,36
4	3465,41	5,06	11,51	90	-80,58
5	1402,92	8,18	12,81	90	-47,74
6	1065,53	0,10	4,55	90	-6,52
7	951,47	6,19	3,00	90	-25,84
8	1065,53	12,28	4,55	90	-51,36

(Fonte: elaborado pelo autor)

5.8 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos elementos estruturais foi executado com o auxílio de planilhas eletrônicas desenvolvidas pelo autor. Ademais, foram empregados ábacos para a definição das armaduras longitudinais dos pilares.

5.8.1 Lajes

Os resultados do dimensionamento das lajes da edificação são apresentados abaixo. Inicialmente, foram determinados os momentos fletores atuantes nas lajes, a Tabela 22 mostra os valores dos momentos nas lajes armadas em duas direções, e a Tabela 23 mostra os valores dos momentos nas lajes armadas em uma direção.

Tabela 22 – Solicitações nas Lajes Armadas em Duas Direções

Lajes Armadas em Duas Direções										
Laje	h [cm]	a/b	ϕ	pd [kN/m ²]	ma [kNm/m]	mb [kNm/m]	m1' [kNm/m]	m2' [kNm/m]	m3' [kNm/m]	m4' [kNm/m]
L01	10	0,85	1	12,15	9,55	9,55	-	-	-14,33	-14,33
L02	10	0,85	1	12,15	9,55	9,55	-14,33	-	-	-14,33
L03	10	0,63	0,46	11,34	7,82	3,60	-	-11,73	-5,40	-
L04	10	0,63	0,46	11,34	7,82	3,60	-5,40	-11,73	-	-
L05	10	0,71	0,56	9,59	0,79	0,44	-	-1,19	-0,66	-
L08	10	0,63	0,46	11,34	7,82	3,60	-	-	-5,40	-11,73
L09	10	0,63	0,46	11,34	7,82	3,60	-5,40	-	-	-11,73
L10	10	0,85	1	12,15	9,55	9,55	-	-14,33	-14,33	-
L11	10	0,85	1	12,15	9,55	9,55	-14,33	-14,33	-	-
L12	15	0,54	0,36	18,68	25,86	9,20	-	-	-	-

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 23 – Solicitações nas Lajes Armadas em Uma Direção

Lajes Armadas em Uma Direção					
Laje	h [cm]	a/b	pd [kN/m ²]	mdv [kNm/m]	mde [kNm/m]
L06	10	0,34	12,19	6,03	-
L07	10	0,36	10,64	1,63	-2,45

(Fonte: elaborado pelo autor)

Em seguida, por meio dos momentos fletores, foram dimensionadas as armaduras positivas das lajes. A Tabela 24 apresenta os resultados das armaduras positivas das lajes armadas em duas direções, ao passo que a Tabela 25 apresenta os resultados das armaduras positivas das lajes armadas em um direção.

Tabela 24 – Cálculo das Armaduras Positivas das Lajes Armadas em Duas Direções

Armaduras Positivas - Lajes Armadas em Duas Direções									
Laje	c [cm]	d(a) [cm]	Asa [cm ² /m]	Arm. em a	d(b) [cm]	Asb [cm ² /m]	Arm. em b	Asmín [cm ² /m]	Arm. mín
L01	2,0	7,5	3,06	Ø6,3 c/ 10cm	-	3,06	Ø6,3 c/ 10cm	1,10	-
L02	2,0	7,5	3,06	Ø6,3 c/ 10cm	-	3,06	Ø6,3 c/ 10cm	1,10	-
L03	2,0	7,5	2,48	Ø6,3 c/ 12cm	7,0	1,20	Ø5 c/ 15cm	1,10	-
L04	2,0	7,5	2,48	Ø6,3 c/ 12cm	7,0	1,20	Ø5 c/ 15cm	1,10	-
L05	2,0	7,5	0,24	MÍN	7,0	0,14	MÍN	1,10	Ø5 c/ 15cm
L08	2,0	7,5	2,48	Ø6,3 c/ 12cm	7,0	1,20	Ø5 c/ 15cm	1,10	-
L09	2,0	7,5	2,48	Ø6,3 c/ 12cm	7,0	1,20	Ø5 c/ 15cm	1,10	-
L10	2,0	7,5	3,06	Ø6,3 c/ 10cm	-	3,06	Ø6,3 c/ 10cm	1,10	-
L11	2,0	7,5	3,06	Ø6,3 c/ 10cm	-	3,06	Ø6,3 c/ 10cm	1,10	-
L12	2,5	12,0	5,18	Ø10 c/ 15cm	11,5	1,87	Ø5 c/ 10cm	1,65	-

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 25 – Cálculo das Armaduras Positivas das Lajes Armadas em Uma Direção

Armaduras Positivas - Lajes Armadas em Uma Direção								
Laje	c [cm]	d(v) [cm]	Asv [cm ² /m]	Arm. Principal	Asdist. [cm ² /m]	Arm. Dist.	Asmín [cm ² /m]	Arm. mín
L06	2,0	7,5	1,90	Ø5 c/ 10cm	0,9	Ø4,2 c/ 15cm	1,64	-
L07	2,0	7,5	0,50	MÍN	0,9	Ø4,2 c/ 15cm	1,64	Ø5 c/ 11cm

(Fonte: elaborado pelo autor)

E, por fim, foram dimensionadas as armaduras negativas das lajes. As Tabelas 26 e 27 indicam os resultados das armaduras negativas das lajes armadas em duas direções e os resultados das armaduras negativas das lajes armadas em uma direção, respectivamente.

Tabela 26 – Cálculo das Armaduras Negativas das Lajes Armadas em Duas Direções (Continua)

Armaduras Negativas - Lajes Armadas em Duas Direções										
Laje	c [cm]	d [cm]	A's (m1') [cm ² /m]	Arm. (m1')	A's (m2') [cm ² /m]	Arm. (m2')	A's (m3') [cm ² /m]	Arm. (m3')	A's (m4') [cm ² /m]	Arm. (m4')
L01	1,5	8,0	-	-	-	-	4,38	Ø10 c/ 17cm	4,38	Ø10 c/ 17cm
L02	1,5	8,0	4,38	Ø10 c/ 17cm	-	-	-	-	4,38	Ø10 c/ 17cm
L03	1,5	8,0	-	-	4,38*	Ø10 c/ 17cm	1,58	MÍN	-	-
L04	1,5	8,0	1,58	MÍN	4,38*	Ø10 c/ 17cm	-	-	-	-
L05	1,5	8,0	-	-	0,34	MÍN	0,19	MÍN	-	-
L08	1,5	8,0	-	-	-	-	1,58	MÍN	4,38*	Ø10 c/ 17cm
L09	1,5	8,0	1,58	MÍN	-	-	-	-	4,38*	Ø10 c/ 17cm
L10	1,5	8,0	-	-	4,38	Ø10 c/ 17cm	4,38	Ø10 c/ 17cm	-	-
L11	1,5	8,0	4,38	Ø10 c/ 17cm	4,38	Ø10 c/ 17cm	-	-	-	-
L12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

* Utilização do maior valor de momento negativo sobre borda comum.

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 26 (Conclusão)

Armaduras Negativas - Lajes Armadas em Duas Direções			
Laje	A'smín [cm ² /m]	Arm. mín	Arm. contorno
L01	1,64	-	Ø5 c/ 17cm
L02	1,64	-	Ø5 c/ 17cm
L03	1,64	Ø6,3 c/ 18cm	Ø5 c/ 17cm
L04	1,64	Ø6,3 c/ 18cm	Ø5 c/ 17cm
L05	1,64	Ø6,3 c/ 18cm	Ø5 c/ 17cm
L08	1,64	Ø6,3 c/ 18cm	Ø5 c/ 17cm
L09	1,64	Ø6,3 c/ 18cm	Ø5 c/ 17cm
L10	1,64	-	Ø5 c/ 17cm
L11	1,64	-	Ø5 c/ 17cm
L12	-	-	Ø6,3 c/ 18cm

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 27 – Cálculo das Armaduras Negativas das Lajes Armadas em Uma Direção

Armaduras Negativas - Lajes Armadas em Uma Direção							
Laje	c [cm]	d [cm]	A's (mde) [cm ² /m]	Arm. (mde)	A'smín [cm ² /m]	Arm. mín	Arm. contorno
L06	-	-	-	-	-	-	Ø5 c/ 17cm
L07	1,5	8,0	0,71	MfN	1,64	Ø6,3 c/ 18cm	Ø5 c/ 17cm

(Fonte: elaborado pelo autor)

O detalhamento de algumas lajes é mostrado no Apêndice D.

5.8.2 Vigas

As vigas de contraventamento foram dimensionadas por meio dos esforços solicitantes obtidos dos pórticos de contraventamento modelados no programa Ftool, considerando as cargas verticais totais (soma das cargas permanentes e cargas variáveis) aplicadas nas vigas e as forças horizontais devidas ao vento com excentricidades aplicadas nas posições das lajes. Além disso, foram considerados os dois sentidos de incidência do vento em cada direção (ou seja, vento a 0°, vento a 90°, vento a 180° e vento a 270°) a fim de dimensionar os elementos estruturais com maior precisão.

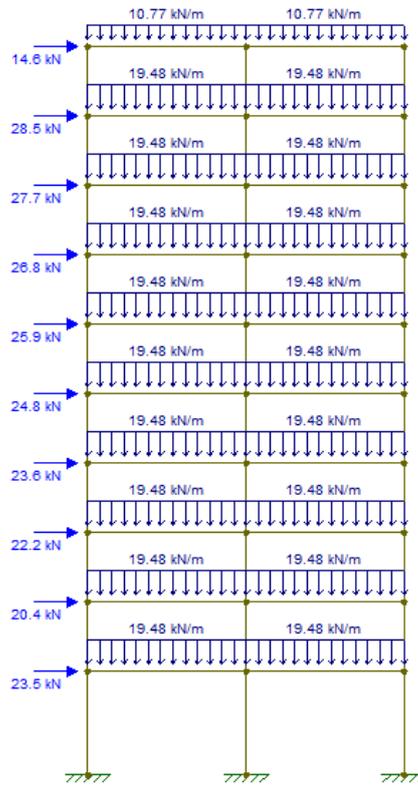
As vigas de contraventamento com mesmo número final de identificação (por exemplo, V101, V201, V301, etc.) foram dimensionadas em grupos de andares, visto que as solicitações geradas pela análise estrutural apresentaram pequenas variações em pavimentos consecutivos. Assim, os primeiros grupos de dimensionamento são constituídos pelas vigas com mesmo final do 1° ao 4° pavimento, os segundos grupos pelas vigas com mesmo final do 5° ao 9° pavimento e os terceiros grupos pelas vigas com mesmo final do 10° pavimento (pavimento da cobertura), já que o último pavimento demonstrou solicitações com maiores divergências em relação às demais. O dimensionamento foi realizado a partir da viga de contraventamento com os maiores esforços solicitantes dentro de cada grupo.

As vigas contraventadas foram dimensionadas por meio dos resultados da análise estrutural efetuada pelo programa Ftool. A modelagem das vigas contraventadas foi realizada considerando a solidariedade dos pilares com a viga.

A planilha eletrônica de dimensionamento das vigas é mostrada no Apêndice A.

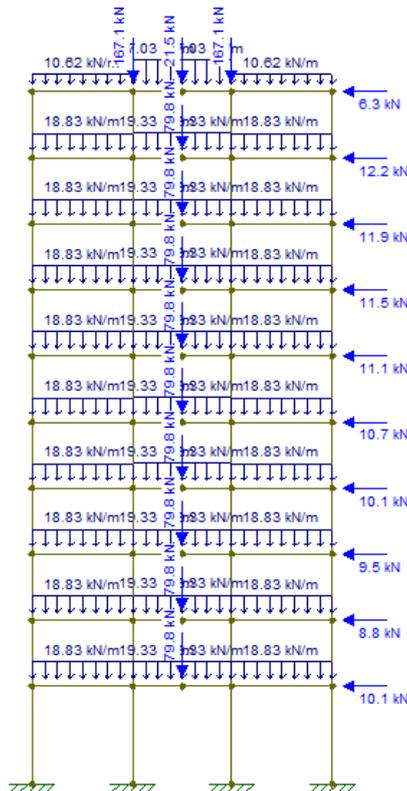
Na sequência, as Figuras 33, 34, 35 e 36 apresentam alguns pórticos de contraventamento com as cargas verticais totais e as forças horizontais provenientes do vento.

Figura 33 – Pórtico de Contraventamento P1x com ângulo de incidência do vento de 90°



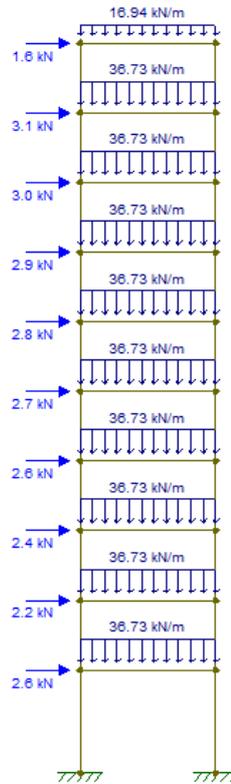
(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 34 – Pórtico de Contraventamento P3x com ângulo de incidência do vento de 270°



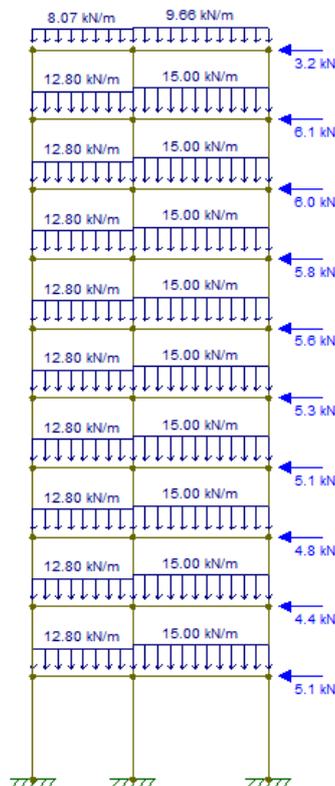
(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 35 – Pórtico de Contraventamento P6y com ângulo de incidência do vento de 180°



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 36 – Pórtico de Contraventamento P3y com ângulo de incidência do vento de 0°



(Fonte: elaborado pelo autor)

O detalhamento de algumas vigas é mostrado no Apêndice D, e a verificação dos estados limites de serviço das vigas críticas é mostrada no Apêndice B.

5.8.3 Pilares

Os pilares de contraventamento foram dimensionados por meio dos esforços solicitantes obtidos dos pórticos de contraventamento modelados no programa Ftool. Todos os pilares do pavimento térreo e dos pavimentos tipo foram definidos como pilares de contraventamento.

Os pilares foram classificados como:

– Pilar intermediário ou interno: na situação de projeto considera-se a Compressão Simples, uma vez que as lajes e as vigas são contínuas sobre o pilar. Neste caso, foram empregados os ábacos de Venturini (1987) para o dimensionamento;

– Pilar de extremidade: na situação de projeto ocorre a Flexão Composta Normal (FCN), pois uma viga não apresenta continuidade sobre o pilar. Neste caso, foram empregados os ábacos de Venturini (1987) novamente para o dimensionamento;

– Pilar de canto: na situação de projeto ocorre a Flexão Composta Oblíqua (FCO), já que duas vigas não apresentam continuidade sobre o pilar. Neste caso, foram utilizados os ábacos de Pinheiro (2009) para o dimensionamento.

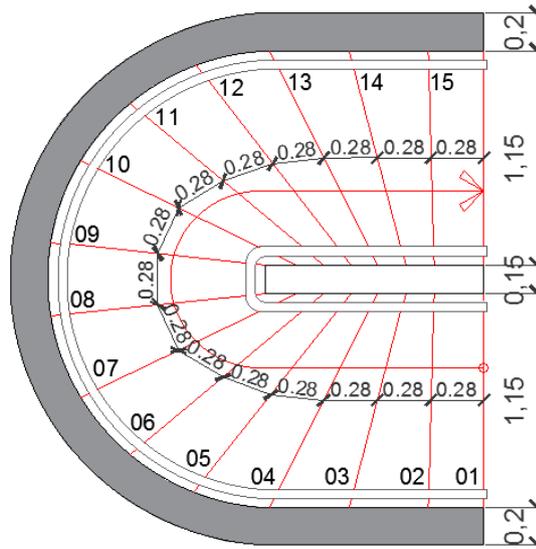
A planilha eletrônica de dimensionamento dos pilares é mostrada no Apêndice C, e o detalhamento de alguns pilares é mostrado no Apêndice D.

5.8.4 Escada

5.8.4.1 Laje da escada

A escada projetada para a edificação apresenta formato, aproximadamente, helicoidal e concreto com f_{ck} de 35 MPa, conforme as demais estruturas independentes. Como a altura entre pavimentos é de 270 cm, foram adotados 15 degraus, sendo a altura dos espelhos igual a 18 cm e a largura dos degraus igual a 28 cm. Além disso, a laje da escada encontra-se engastada na viga de concreto armado localizada na borda externa da laje. A Figura 37 apresenta a geometria da escada.

Figura 37 – Geometria da Escada



(Fonte: elaborado pelo autor)

O dimensionamento da laje da escada foi realizado segundo as expressões e as considerações expostas por Guerrin (2002) para lajes helicoidais. Ou seja, foi feita uma aproximação da realidade, considerando a laje da escada como uma laje helicoidal. A primeira etapa do cálculo de lajes helicoidais consiste em admitir lajes cruzadas de vãos iguais a L . A expressão empregada para determinar estes vãos é apresentada a seguir.

$$L = \sqrt{(a - b) \cdot (3 \cdot a + b)}$$

Onde,

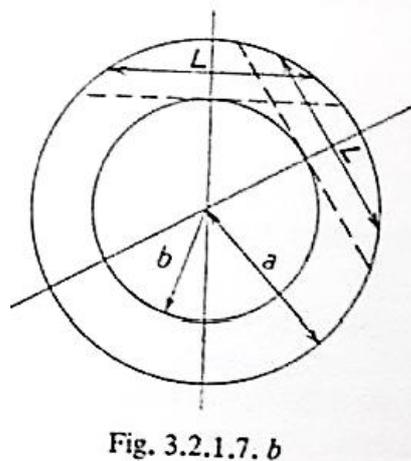
L : vão da laje cruzada;

a : raio da borda externa da laje helicoidal;

b : raio da borda interna da laje helicoidal.

A Figura 38 identifica os vãos das lajes cruzadas e os raios da laje helicoidal para melhor compreensão.

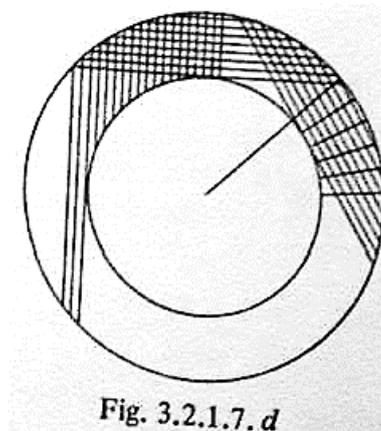
Figura 38 – Laje Helicoidal



(Fonte: Guerrin, 2002, v.3, p. 358)

A disposição das armaduras principais e das armaduras de distribuição (radiais) é apresentada na Figura 39.

Figura 39 – Armaduras da Laje Helicoidal



(Fonte: Guerrin, 2002, v.3, p. 358)

A seguir, a Tabela 28 mostra alguns valores importantes para o dimensionamento da laje da escada.

Tabela 28 – Valores da Laje da Escada

Laje da Escada				
a [m]	b [m]	L [m]	h [cm]	Inclinação [graus]
1,225	0,075	2,08	12	32,735

(Fonte: elaborado pelo autor)

Obteve-se o comprimento de 2,08 m para os vãos das lajes cruzadas, o qual requereria uma espessura de 10 cm para a laje da escada; no entanto, em função da aproximação realizada, foi estabelecida uma espessura de 12 cm para a laje da escada do edifício.

O cálculo das armaduras principais foi efetuado através do momento tangencial apresentado abaixo.

$$M_t = q \cdot \frac{(a - b) \cdot (a + 2 \cdot b)}{6}$$

Onde,

M_t : momento tangencial;

q : carga vertical total.

A composição de cargas da escada é demonstrada a seguir:

– Peso próprio da laje: $0,12 \text{ m} / \cos(32,735^\circ) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,566 \text{ kN/m}^2$;

– Peso próprio dos degraus: $0,18 \text{ m} / 2 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,16 \text{ kN/m}^2$;

– Reboco na face inferior: $19 \text{ kN/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 0,38 \text{ kN/m}^2$;

– Revestimento cerâmico: $20 \text{ kN/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 0,60 \text{ kN/m}^2$;

– Peitoril: $1,48 \text{ kN/m} / 1,15 \text{ m} = 1,287 \text{ kN/m}^2$;

– Carga variável: $3,00 \text{ kN/m}^2$.

Assim, carga total (q) = $10,99 \text{ kN/m}^2$.

A Tabela 29 apresenta as armaduras positivas da laje da escada encontradas por meio do dimensionamento à flexão.

Tabela 29 – Dimensionamento das Armaduras da Laje da Escada

Armaduras da Laje da Escada									
h [cm]	c [cm] (CAA I)	d [cm]	q [kN/m ²]	Mt [kNm/m]	As [cm ² /m]	Arm. Principal	Asmín [cm ² /m]	Asdist. [cm ² /m]	Arm. Dist. (Radial)
12,0	2,0	9,5	10,99	2,90	0,99	-	1,97	0,99	Ø4,2 c/ 13cm
					2,98*	Ø6,3 c/ 10cm			

* Área da seção transversal da armadura triplicada.

(Fonte: elaborado pelo autor)

O valor da área da armadura positiva principal foi triplicado em virtude da aproximação realizada para a laje da escada.

5.8.4.2 Viga da escada

A viga da escada foi dimensionada por meio do método para escadas curvas apresentado por Araújo (2010), no qual a viga está submetida a uma carga vertical p uniformemente distribuída ao longo do seu comprimento. O método expõe, inicialmente, os momentos em uma seção genérica definida pelo ângulo θ .

$$M_x = p \cdot R^2 \cdot (A \cdot \cos \theta - 1)$$

$$M_y = p \cdot R^2 \cdot (A \cdot \sin \theta - \theta)$$

Sendo,

$$A = \frac{2 \cdot [(1 + K) \cdot \sin \beta - \beta \cdot K \cdot \cos \beta]}{\beta \cdot (1 + K) + (1 - K) \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}$$

Onde,

M_x : momento fletor no plano vertical;

M_y : momento fletor no plano horizontal;

p : carga vertical;

R : raio da viga;

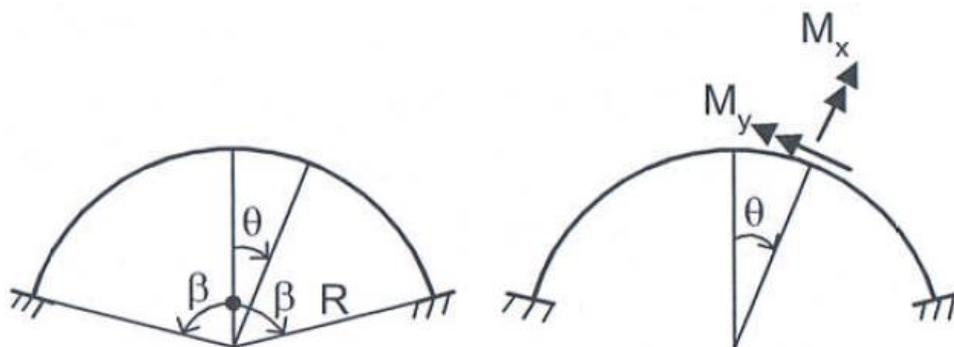
θ : ângulo que define os momentos fletores;

K : constante função das rigidezes da seção transversal da viga;

β : metade do ângulo total de abertura da viga;

A Figura 40 mostra a projeção da viga no plano horizontal.

Figura 40 – Viga Helicoidal da Escada



(Fonte: Araújo, 2010, v. 4, p. 97)

Informações básicas para desenvolver o dimensionamento da viga são indicadas na Tabela 30.

Tabela 30 – Informações Básicas da Viga da Escada

R [m]	β [graus]	H [m]
1,325	90	2,70

(Fonte: elaborado pelo autor)

A constante K utilizada no cálculo dos momentos fletores é determinada por meio da expressão abaixo.

$$K = \frac{EI}{GJ}$$

Onde,

EI : rigidez à flexão da seção transversal da viga;

GJ : rigidez à torção da seção transversal da viga.

O momento fletor M_y se decompõe no momento torçor (T) e no momento fletor lateral (M_l), apresentados na sequência.

$$T = M_y \cdot \cos \alpha$$

$$M_l = M_y \cdot \sin \alpha$$

Onde,

T : momento torçor;

M_l : momento fletor lateral;

α : ângulo de inclinação da escada.

Portanto, a viga da escada é dimensionada à torção (devido ao momento torçor) e à flexão oblíqua (devido ao momento fletor lateral e ao momento fletor no plano vertical).

A inclinação da escada é dada pela seguinte expressão:

$$\tan \alpha = \frac{H}{2 \cdot R \cdot \beta}$$

Onde,

H : altura da escada (altura entre pavimentos).

E, por fim, o esforço cortante máximo nas extremidades da viga é definido pela equação abaixo.

$$V = p \cdot R \cdot \beta \cdot \cos \alpha$$

Onde,

V : esforço cortante máximo da viga.

Na sequência são apresentados os resultados do dimensionamento da viga da escada. Os momentos fletores da viga foram determinados através dos valores exibidos na Tabela 31.

Tabela 31 – Valores para Cálculo dos Momentos Fletores

bw [cm]	h [cm]	EI [kN.m ²]	GJ [kN.m ²]	K	A	q [kN/m ²]	p [kN/m]
20	40	31363,11	8972,99	3,495	1,273	10,99	11,66

(Fonte: elaborado pelo autor)

Aplicando os valores anteriores nas expressões do método, foram obtidos os esforços solicitantes mostrados na Tabela 32.

Tabela 32 – Esforços Solicitantes

M_x máx. [kN.m]	M_y máx. [kN.m]	α [graus]	T [kN.m]	MI [kN.m]	V_{máx.} [kN]
-20,47	-6,10	32,969	5,12	3,32	20,36

(Fonte: elaborado pelo autor)

Em seguida, foi efetuado o dimensionamento das armaduras longitudinais devido à flexão. O valor do momento fletor de projeto foi duplicado em função da aproximação realizada na viga da escada, já que esta foi considerada como helicoidal. Além disso, por simplificação, a viga da escada foi dimensionada por meio do momento fletor no plano vertical, sem ser avaliada a flexão oblíqua, visto que o valor do momento fletor lateral é muito inferior ao valor do momento fletor no plano vertical. As armaduras longitudinais obtidas são apresentadas na Tabela 33.

Tabela 33 – Armaduras Longitudinais - Flexão

d' [cm]	y máx. [cm]	Mk [kN.cm]	Md [kN.cm]	Md máx. [kN.cm]	As [cm ²]	Arm. Positiva	A's [cm ²]	Arm. Negativa	As mín. [cm ²]
4,0	12,96	2047	5731,8*	16259,6	3,87	2 Ø16mm (4,02cm ²)	3,87	2 Ø16mm (4,02cm ²)	1,31

* Momento fletor de projeto com o dobro do valor.

(Fonte: elaborado pelo autor)

A partir do esforço cortante solicitante, foram encontrados os estribos indicados na Tabela 34.

Tabela 34 – Armadura Transversal - Cortante

Modelo I ($\theta=45^\circ$ e $\alpha=90^\circ$)							
Vk [kN]	Vsd [kN]	VRd2 [kN]	Vc [kN]	Asw/s [cm ² /m]	Estribo	Asw/s mín. [cm ² /m]	Estribo
20,36	57,01*	417,96	69,34	-0,88	MÍN	2,57	Ø5mm c/ 15cm

* Esforço cortante solicitante de projeto com o dobro do valor devido à aproximação.

(Fonte: elaborado pelo autor)

A Tabela 35 mostra os principais valores obtidos na verificação da diagonal comprimida de concreto.

Tabela 35 – Verificação com Torção e Cisalhamento

Verificação Diagonal Comprimida - Torção								
VSD [kN]	TSd [kN.cm]	C1 [cm]	he [cm]	ue [cm]	Ae [cm ²]	VRd2 [kN]	TRd2 ($\theta=45^\circ$) [kN.cm]	(VSD/VRd2 + TSd/TRd2)
57,01*	1433,6*	4,0	8,0	88,0	384,0	417,96	3302,4	0,57 < 1,0 (OK)

* Valor com aumento devido à aproximação.

(Fonte: elaborado pelo autor)

E, finalmente, a armadura longitudinal e a armadura transversal devidas à torção são apresentadas na Tabela 36.

Tabela 36 – Armaduras Devidas à Torção

Armaduras de Torção					
As90/s [cm ² /m] (duas faces vert.)	Arm. Transversal	As90/s mín. [cm ² /m] (duas faces vert.)	Asl [cm ²]	Arm. Longitudinal	Asl mín. [cm ²]
8,59	Ø 8mm c/ 11cm*	2,05	3,78	6 Ø 10mm (4,71cm ²)	0,90

* Como a armadura transversal (Asw/s) exigida pelo esforço cortante é negativa, a armadura transversal de Ø8mm c/ 11cm devida à torção foi empregada na viga da escada.

(Fonte: elaborado pelo autor)

Assim, as armaduras longitudinais utilizadas na viga da escada apresentam:

$$- A_s = 3,87 \text{ cm}^2 - 2 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm } (4,02 \text{ cm}^2) - \textit{Flexão};$$

$$- A'_s = 3,87 \text{ cm}^2 - 2 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm } (4,02 \text{ cm}^2) - \textit{Flexão};$$

$$- A_{sl} = 3,78 \text{ cm}^2 - 6 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm } (4,71 \text{ cm}^2) - \textit{Torção}.$$

E, a armadura transversal (estribos) utilizada na viga da escada apresenta:

$$- A_{s90}/s = 8,59 \text{ cm}^2/\text{m} - \emptyset 8 \text{ mm } c/11 \text{ cm} - \textit{Torção}.$$

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise estrutural antes do surgimento dos microcomputadores era realizada através de cálculos manuais desgastantes que tornavam necessário subdividir a estrutura dos edifícios em elementos isolados. Além disso, a interação entre os vários elementos isolados era efetuada de forma aproximada, produzindo resultados muitas vezes distantes da realidade. O programa de análise estrutural utilizado no presente trabalho contornou a maioria desses problemas, porém a execução do dimensionamento dos elementos da edificação por meio de cálculos manuais revelou-se um grande obstáculo para o cotidiano de engenheiros calculistas, visto que os cálculos devem ser feitos rapidamente e de forma precisa, contemplando as envoltórias de todos os esforços solicitantes. Considerando esses aspectos, o uso de programas computacionais de análise e dimensionamento estrutural torna-se um elemento chave para a vida do engenheiro, facilitando os cálculos e gerando resultados mais próximos da realidade.

O projeto de estruturas em concreto armado aborda diversos detalhes que devem ser avaliados com atenção, como o esgotamento da capacidade resistente da estrutura até questões referentes à viabilidade de execução. Toda estrutura projetada deve resistir aos esforços solicitantes previstos, apresentar deformações aceitáveis, além de permitir a sua adequada execução. Por exemplo, caso a área de armadura calculada seja muito elevada, pode ser impraticável realizar o correto adensamento do concreto por vibração, o que certamente provocaria manifestações patológicas no futuro e não cumpriria com os objetivos do projeto. Portanto, é necessário o conhecimento teórico, mas também o conhecimento prático de execução a fim de garantir um projeto viável.

A elaboração deste trabalho promoveu grande aprendizado a respeito das etapas envolvidas no cálculo estrutural de edifícios, assim como possibilitou a aquisição de experiência e habilidades para executar, praticamente, qualquer projeto com estrutura de concreto armado.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v.1.
- ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v.4.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6120**: ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- _____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- BASTOS, P. S. S. **Ancoragem e emenda de armaduras**. Bauru: UNESP, 2018. 39 p. Notas de aula.
- BASTOS, P. S. S. **Flexão normal simples – vigas**. Bauru: UNESP, 2019. 76 p. Notas de aula.
- BECK, H.; KONIG, G. **Restraining forces in the analysis of tall buildings**. Oxford: 1967.
- CAMPOS FILHO, A. **Projeto de lajes maciças de concreto armado**. Porto Alegre: UFRGS, 2014. 43 p. Notas de aula.
- CEOTTO, L. H. **Superestruturas de edifícios comerciais e residências**: análise sucinta de duas alternativas. São Carlos: USP, 1985. Exame de Qualificação.
- GUERRIN, A. **Tratado de concreto armado**. São Paulo: Hemus, 2002. v. 3.
- PINHEIRO, L. M.; BARALDI, L. T.; POREM, M. E. **Estruturas de concreto**: ábacos para flexão oblíqua. São Carlos: USP, 2009. Ábacos de dimensionamento.
- PINHEIRO, L. M. **Noções sobre pré-dimensionamento de estruturas de edifícios**. São Carlos: USP, 1985. Curso de Especialização.
- VENTURINI, W. S.; RODRIGUES, R. O. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. São Carlos: USP, 1987. Ábacos de dimensionamento.

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Tabela AP-A1 – Planilha de Dimensionamento das Vigas (Continua)

Viga	Tramo	h (cm)	bw (cm)	bf (cm)	hf (cm)	d' (cm)	Mk-positivo (kNm)	Mk-negativo (kNm)	Vk (kN)	d (cm)	x máx (cm)	y máx (cm)	Md-positivo (kNcm)	Md mesa (kNcm)	Compressão na mesa	y (cm)	As (cm ²)	Arm. Longitudinal - As
V101-V401	A	60	20	56	10	5	133,9	262,0	124,3	55	24,75	19,80	18746,0	59500,0	SIM	2,94	8,05	3 Ø 20mm (9,42cm ²)
	B	60	20	56	10	5	133,9	262,0	124,3	55	24,75	19,80	18746,0	59500,0	SIM	2,94	8,05	3 Ø 20mm (9,42cm ²)
V501-V901	A	60	20	65	10	5	73,6	169,6	95,3	55	24,75	19,80	10304,0	69062,5	SIM	1,37	4,36	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
	B	60	20	65	10	5	73,6	169,6	95,3	55	24,75	19,80	10304,0	69062,5	SIM	1,37	4,36	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
V1001	A	60	20	56	10	5	31,1	31,8	36,5	55	24,75	19,80	4354,0	59500,0	SIM	0,67	1,83	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
	B	60	20	56	10	5	31,1	31,8	36,5	55	24,75	19,80	4354,0	59500,0	SIM	0,67	1,83	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
V102-V402	A	60	20	93	10	5	105,9	257,0	162,7	55	24,75	19,80	14826,0	98812,5	SIM	1,38	6,28	4 Ø 16mm (8,04cm ²)
	B	60	20	93	10	5	105,9	257,0	162,7	55	24,75	19,80	14826,0	98812,5	SIM	1,38	6,28	4 Ø 16mm (8,04cm ²)
V502-V902	A	60	20	93	10	5	94,1	201,3	145,9	55	24,75	19,80	13174,0	98812,5	SIM	1,23	5,57	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
	B	60	20	93	10	5	94,1	201,3	145,9	55	24,75	19,80	13174,0	98812,5	SIM	1,23	5,57	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
V1002	A	60	20	93	10	5	50,1	56,6	62,5	55	24,75	19,80	7014,0	98812,5	SIM	0,65	2,95	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
	B	60	20	93	10	5	50,1	56,6	62,5	55	24,75	19,80	7014,0	98812,5	SIM	0,65	2,95	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
V103-V403	A	60	20	44	10	5	28,3	69,4	60,6	55	24,75	19,80	3962,0	46750,0	SIM	0,78	1,67	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	60	20	67	10	5	68,4	154,6	129,4	55	24,75	19,80	9576,0	71187,5	SIM	1,24	4,05	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
	C	60	20	44	10	5	28,3	69,4	60,6	55	24,75	19,80	3962,0	46750,0	SIM	0,78	1,67	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V503-V903	A	60	20	44	10	5	24,7	53,0	54,1	55	24,75	19,80	3458,0	46750,0	SIM	0,68	1,46	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	60	20	67	10	5	73,5	85,1	97,5	55	24,75	19,80	10290,0	71187,5	SIM	1,33	4,36	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
	C	60	20	44	10	5	24,7	53,0	54,1	55	24,75	19,80	3458,0	46750,0	SIM	0,68	1,46	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V1003	A	60	20	44	10	5	10,5	19,1	25,1	55	24,75	19,80	1470,0	46750,0	SIM	0,29	0,62	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	60	20	67	10	5	50,6	25,4	65,1	55	24,75	19,80	7084,0	71187,5	SIM	0,91	2,99	3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
	C	60	20	44	10	5	10,5	19,1	25,1	55	24,75	19,80	1470,0	46750,0	SIM	0,29	0,62	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V104-V404	A	40	20	43	10	4	25,6	68,6	46,6	36	16,20	12,96	3584,0	28326,3	SIM	1,11	2,33	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	50	20	51	10	4	37,3	89,9	60,3	46	20,70	16,56	5222,0	44433,8	SIM	1,06	2,64	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V504-V904	A	40	20	43	10	4	14,3	43,4	38,3	36	16,20	12,96	2002,0	28326,3	SIM	0,61	1,29	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
	B	50	20	51	10	4	31,4	58,7	50,9	46	20,70	16,56	4396,0	44433,8	SIM	0,89	2,22	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V1004	A	40	20	43	10	4	8,8	10,7	17,4	36	16,20	12,96	1232,0	28326,3	SIM	0,38	0,79	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
	B	50	20	51	10	4	21,8	18,6	27,4	46	20,70	16,56	3052,0	44433,8	SIM	0,62	1,54	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)

Tabela AP-A1 (Continuação)

Viga	Tramo	h (cm)	bw (cm)	bf (cm)	hf (cm)	d' (cm)	Mk-positivo (kNm)	Mk-negativo (kNm)	Vk (kN)	d (cm)	x máx (cm)	y máx (cm)	Md-positivo (kNcm)	Md mesa (kNcm)	Compressão na mesa	y (cm)	As (cm ²)	Arm. Longitudinal - As
V105-V405	A	40	20	66	10	4	17,5	26,3	45,5	36	16,20	12,96	2450,0	43477,5	SIM	0,49	1,58	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
	B	50	20	82	10	4	65,9	106,2	108,6	46	20,70	16,56	9226,0	71442,5	SIM	1,17	4,67	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
V505-V905	A	40	20	66	10	4	17,5	26,3	45,5	36	16,20	12,96	2450,0	43477,5	SIM	0,49	1,58	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
	B	50	20	82	10	4	69,0	87,0	103,8	46	20,70	16,56	9660,0	71442,5	SIM	1,22	4,89	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
V1005	A	40	20	66	10	4	17,5	26,3	45,5	36	16,20	12,96	2450,0	43477,5	SIM	0,49	1,58	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
	B	50	20	82	10	4	36,1	23,5	44,9	46	20,70	16,56	5054,0	71442,5	SIM	0,63	2,54	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V106-V406	A	40	20	43	10	4	25,6	68,6	46,6	36	16,20	12,96	3584,0	28326,3	SIM	1,11	2,33	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	50	20	51	10	4	37,3	89,9	60,3	46	20,70	16,56	5222,0	44433,8	SIM	1,06	2,64	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V506-V906	A	40	20	43	10	4	14,3	43,4	38,3	36	16,20	12,96	2002,0	28326,3	SIM	0,61	1,29	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
	B	50	20	51	10	4	31,4	58,7	50,9	46	20,70	16,56	4396,0	44433,8	SIM	0,89	2,22	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V1006	A	40	20	43	10	4	8,8	10,7	17,4	36	16,20	12,96	1232,0	28326,3	SIM	0,38	0,79	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
	B	50	20	51	10	4	21,8	18,6	27,4	46	20,70	16,56	3052,0	44433,8	SIM	0,62	1,54	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V107-V907	-	30	15	26	10	3,5	4,1	0,0	8,3	26,5	11,93	9,54	574,0	11878,8	SIM	0,39	0,50	MÍN = 2 Ø 10mm (1,57cm ²)
V108-V908	-	30	15	38	10	3,5	4,6	6,8	18,7	26,5	11,93	9,54	644,0	17361,3	SIM	0,30	0,56	MÍN = 2 Ø 10mm (1,57cm ²)
V109-909	-	40	20	28	10	4	0,8	1,2	5,7	36	16,20	12,96	112,0	18445,0	SIM	0,05	0,07	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
V110-V910	-	40	20	20	10	4	13,5	25,7	36,7	36	16,20	12,96	1890,0	13175,0	SIM	1,26	1,23	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
V111-V911	-	40	20	44	10	4	24,5	37,6	47,7	36	16,20	12,96	3430,0	28985,0	SIM	1,03	2,22	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V112-V412	-	60	20	63	10	5	56,5	128,6	77,5	55	24,75	19,80	7910,0	66937,5	SIM	1,08	3,34	2 Ø 16mm (4,02cm ²)
V512-V912	-	60	20	63	10	5	54,6	97,7	70,4	55	24,75	19,80	7644,0	66937,5	SIM	1,05	3,23	2 Ø 16mm (4,02cm ²)
V1012	-	60	20	63	10	5	67,3	54,4	65,7	55	24,75	19,80	9422,0	66937,5	SIM	1,29	3,99	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
V113-V413	A	60	20	44	10	5	28,9	67,1	60,0	55	24,75	19,80	4046,0	46750,0	SIM	0,79	1,70	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	60	20	67	10	5	44,3	145,0	112,6	55	24,75	19,80	6202,0	71187,5	SIM	0,80	2,61	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
	C	60	20	44	10	5	28,9	67,1	60,0	55	24,75	19,80	4046,0	46750,0	SIM	0,79	1,70	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V513-V913	A	60	20	44	10	5	25,7	52,2	54,2	55	24,75	19,80	3598,0	46750,0	SIM	0,70	1,51	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	60	20	67	10	5	46,1	78,0	80,8	55	24,75	19,80	6454,0	71187,5	SIM	0,83	2,72	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
	C	60	20	44	10	5	25,7	52,2	54,2	55	24,75	19,80	3598,0	46750,0	SIM	0,70	1,51	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V1013	A	60	20	44	10	5	9,8	22,6	26,3	55	24,75	19,80	1372,0	46750,0	SIM	0,27	0,58	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	60	20	67	10	5	48,7	27,3	65,1	55	24,75	19,80	6818,0	71187,5	SIM	0,88	2,87	3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
	C	60	20	44	10	5	9,8	22,6	26,3	55	24,75	19,80	1372,0	46750,0	SIM	0,27	0,58	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)

Tabela AP-A1 (Continuação)

Viga	Tramo	h (cm)	bw (cm)	bf (cm)	hf (cm)	d' (cm)	Mk-positivo (kNm)	Mk-negativo (kNm)	Vk (kN)	d (cm)	x máx (cm)	y máx (cm)	Md-positivo (kNcm)	Md mesa (kNcm)	Compressão na mesa	y (cm)	As (cm ²)	Arm. Longitudinal - As
V114-V414	A	60	20	93	10	5	105,9	257,0	162,7	55	24,75	19,80	14826,0	98812,5	SIM	1,38	6,28	4 Ø 16mm (8,04cm ²)
	B	60	20	93	10	5	105,9	257,0	162,7	55	24,75	19,80	14826,0	98812,5	SIM	1,38	6,28	4 Ø 16mm (8,04cm ²)
V514-V914	A	60	20	93	10	5	94,1	201,3	145,9	55	24,75	19,80	13174,0	98812,5	SIM	1,23	5,57	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
	B	60	20	93	10	5	94,1	201,3	145,9	55	24,75	19,80	13174,0	98812,5	SIM	1,23	5,57	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
V1014	A	60	20	93	10	5	50,1	56,6	62,5	55	24,75	19,80	7014,0	98812,5	SIM	0,65	2,95	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
	B	60	20	93	10	5	50,1	56,6	62,5	55	24,75	19,80	7014,0	98812,5	SIM	0,65	2,95	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
V115-V415	A	60	20	56	10	5	133,9	262,0	124,3	55	24,75	19,80	18746,0	59500,0	SIM	2,94	8,05	3 Ø 20mm (9,42cm ²)
	B	60	20	56	10	5	133,9	262,0	124,3	55	24,75	19,80	18746,0	59500,0	SIM	2,94	8,05	3 Ø 20mm (9,42cm ²)
V515-V915	A	60	20	65	10	5	73,6	169,6	95,3	55	24,75	19,80	10304,0	69062,5	SIM	1,37	4,36	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
	B	60	20	65	10	5	73,6	169,6	95,3	55	24,75	19,80	10304,0	69062,5	SIM	1,37	4,36	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
V1015	A	60	20	56	10	5	31,1	31,8	36,5	55	24,75	19,80	4354,0	59500,0	SIM	0,67	1,83	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
	B	60	20	56	10	5	31,1	31,8	36,5	55	24,75	19,80	4354,0	59500,0	SIM	0,67	1,83	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)
V116-V416	A	50	20	51	10	4	37,3	89,9	60,3	46	20,70	16,56	5222,0	44433,8	SIM	1,06	2,64	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	40	20	43	10	4	25,6	68,6	46,6	36	16,20	12,96	3584,0	28326,3	SIM	1,11	2,33	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V516-V916	A	50	20	51	10	4	31,4	58,7	50,9	46	20,70	16,56	4396,0	44433,8	SIM	0,89	2,22	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	40	20	43	10	4	14,3	43,4	38,3	36	16,20	12,96	2002,0	28326,3	SIM	0,61	1,29	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
V1016	A	50	20	51	10	4	21,8	18,6	27,4	46	20,70	16,56	3052,0	44433,8	SIM	0,62	1,54	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	40	20	43	10	4	8,8	10,7	17,4	36	16,20	12,96	1232,0	28326,3	SIM	0,38	0,79	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
V117-V417	A	50	20	82	10	4	65,9	106,2	108,6	46	20,70	16,56	9226,0	71442,5	SIM	1,17	4,67	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
	B	40	20	66	10	4	17,5	26,3	45,5	36	16,20	12,96	2450,0	43477,5	SIM	0,49	1,58	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
V517-V917	A	50	20	82	10	4	69,0	87,0	103,8	46	20,70	16,56	9660,0	71442,5	SIM	1,22	4,89	3 Ø 16mm (6,03cm ²)
	B	40	20	66	10	4	17,5	26,3	45,5	36	16,20	12,96	2450,0	43477,5	SIM	0,49	1,58	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
V1017	A	50	20	82	10	4	36,1	23,5	44,9	46	20,70	16,56	5054,0	71442,5	SIM	0,63	2,54	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	40	20	66	10	4	17,5	26,3	45,5	36	16,20	12,96	2450,0	43477,5	SIM	0,49	1,58	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
V118-V418	A	50	20	51	10	4	37,3	89,9	60,3	46	20,70	16,56	5222,0	44433,8	SIM	1,06	2,64	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	40	20	43	10	4	25,6	68,6	46,6	36	16,20	12,96	3584,0	28326,3	SIM	1,11	2,33	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
V518-V918	A	50	20	51	10	4	31,4	58,7	50,9	46	20,70	16,56	4396,0	44433,8	SIM	0,89	2,22	4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	40	20	43	10	4	14,3	43,4	38,3	36	16,20	12,96	2002,0	28326,3	SIM	0,61	1,29	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)
V1018	A	50	20	51	10	4	21,8	18,6	27,4	46	20,70	16,56	3052,0	44433,8	SIM	0,62	1,54	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)
	B	40	20	43	10	4	8,8	10,7	17,4	36	16,20	12,96	1232,0	28326,3	SIM	0,38	0,79	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)

Tabela AP-A1 (Continuação)

Viga	Tramo	Md-negativo (kNcm)	Md máx (kNcm)	Arm. Simples	y (cm)	A's (cm ²)	Arm. Longitudinal - A's	Ac total (cm ²)	As mín (cm ²)	As máx (cm ²)	Vsd (kN)	VRd2 (kN)	Vc (kN)	Asw/s (cm ² /m)	Asw/s mín	Arm. Transversal
V101-V401	A	36680,0	37951,7	SIM	18,96	18,53	4 Ø 25mm (19,63cm ²)	1560,0	2,56	62,40	174,02	638,55	105,93	3,16	2,57	Ø 5mm c/ 12cm
	B	36680,0	37951,7	SIM	18,96	18,53	4 Ø 25mm (19,63cm ²)	1560,0	2,56	62,40	174,02	638,55	105,93	3,16	2,57	Ø 5mm c/ 12cm
V501-V901	A	23744,0	37951,7	SIM	11,32	11,07	4 Ø 20mm (12,57cm ²)	1650,0	2,71	66,00	133,42	638,55	105,93	1,28	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	23744,0	37951,7	SIM	11,32	11,07	4 Ø 20mm (12,57cm ²)	1650,0	2,71	66,00	133,42	638,55	105,93	1,28	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V1001	A	4452,0	37951,7	SIM	1,94	1,90	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1560,0	2,56	62,40	51,10	638,55	105,93	-2,55	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	4452,0	37951,7	SIM	1,94	1,90	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1560,0	2,56	62,40	51,10	638,55	105,93	-2,55	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V102-V402	A	35980,0	37951,7	SIM	18,51	18,09	4 Ø 25mm (19,63cm ²)	1930,0	3,17	77,20	227,78	638,55	105,93	5,66	2,57	Ø 6,3mm c/ 11cm
	B	35980,0	37951,7	SIM	18,51	18,09	4 Ø 25mm (19,63cm ²)	1930,0	3,17	77,20	227,78	638,55	105,93	5,66	2,57	Ø 6,3mm c/ 11cm
V502-V902	A	28182,0	37951,7	SIM	13,78	13,47	3 Ø 25mm (14,73cm ²)	1930,0	3,17	77,20	204,26	638,55	105,93	4,57	2,57	Ø 6,3mm c/ 13cm
	B	28182,0	37951,7	SIM	13,78	13,47	3 Ø 25mm (14,73cm ²)	1930,0	3,17	77,20	204,26	638,55	105,93	4,57	2,57	Ø 6,3mm c/ 13cm
V1002	A	7924,0	37951,7	SIM	3,50	3,42	2 Ø 16mm (4,02cm ²)	1930,0	3,17	77,20	87,50	638,55	105,93	-0,86	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	7924,0	37951,7	SIM	3,50	3,42	2 Ø 16mm (4,02cm ²)	1930,0	3,17	77,20	87,50	638,55	105,93	-0,86	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V103-V403	A	9716,0	37951,7	SIM	4,33	4,23	3 Ø 16mm (6,03cm ²)	1440,0	2,36	57,60	84,84	638,55	105,93	-0,98	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	21644,0	37951,7	SIM	10,21	9,98	4 Ø 20mm (12,57cm ²)	1670,0	2,74	66,80	181,16	638,55	105,93	3,50	2,57	Ø 5mm c/ 11cm
	C	9716,0	37951,7	SIM	4,33	4,23	3 Ø 16mm (6,03cm ²)	1440,0	2,36	57,60	84,84	638,55	105,93	-0,98	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V503-V903	A	7420,0	37951,7	SIM	3,27	3,20	2 Ø 16mm (4,02cm ²)	1440,0	2,36	57,60	75,74	638,55	105,93	-1,40	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	11914,0	37951,7	SIM	5,36	5,24	2 Ø 20mm (6,28cm ²)	1670,0	2,74	66,80	136,50	638,55	105,93	1,42	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	C	7420,0	37951,7	SIM	3,27	3,20	2 Ø 16mm (4,02cm ²)	1440,0	2,36	57,60	75,74	638,55	105,93	-1,40	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V1003	A	2674,0	37951,7	SIM	1,16	1,13	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)	1440,0	2,36	57,60	35,14	638,55	105,93	-3,29	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	3556,0	37951,7	SIM	1,54	1,51	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1670,0	2,74	66,80	91,14	638,55	105,93	-0,69	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	C	2674,0	37951,7	SIM	1,16	1,13	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)	1440,0	2,36	57,60	35,14	638,55	105,93	-3,29	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V104-V404	A	9604,0	16259,6	SIM	6,95	6,79	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1030,0	1,69	41,20	65,24	417,96	69,34	-0,29	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	12586,0	26547,3	SIM	6,97	6,81	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1310,0	2,15	52,40	84,42	534,06	88,59	-0,23	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V504-V904	A	6076,0	16259,6	SIM	4,22	4,12	3 Ø 16mm (6,03cm ²)	1030,0	1,69	41,20	53,62	417,96	69,34	-1,12	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	8218,0	26547,3	SIM	4,42	4,32	3 Ø 16mm (6,03cm ²)	1310,0	2,15	52,40	71,26	534,06	88,59	-0,96	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V1004	A	1498,0	16259,6	SIM	0,99	0,97	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)	1030,0	1,69	41,20	24,36	417,96	69,34	-3,19	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	2604,0	26547,3	SIM	1,35	1,32	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)	1310,0	2,15	52,40	38,36	534,06	88,59	-2,79	2,57	Ø 5mm c/ 15cm

Tabela AP-A1 (Continuação)

Viga	Tramo	Md-negativo (kNm)	Md máx (kNm)	Arm. Simples	y (cm)	A's (cm ²)	Arm. Longitudinal - A's	Ac total (cm ²)	As mín (cm ²)	As máx (cm ²)	Vsd (kN)	VRd2 (kN)	Vc (kN)	Asw/s (cm ² /m)	Asw/s mín	Arm. Transversal
V105-V405	A	3682,0	16259,6	SIM	2,49	2,44	3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1260,0	2,07	50,40	63,70	417,96	69,34	-0,40	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	14868,0	26547,3	SIM	8,37	8,18	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1620,0	2,66	64,80	152,04	534,06	88,59	3,52	2,57	Ø 5mm c/ 11cm
V505-V905	A	3682,0	16259,6	SIM	2,49	2,44	3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1260,0	2,07	50,40	63,70	417,96	69,34	-0,40	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	12180,0	26547,3	SIM	6,72	6,57	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1620,0	2,66	64,80	145,32	534,06	88,59	3,15	2,57	Ø 5mm c/ 12cm
V1005	A	3682,0	16259,6	SIM	2,49	2,44	3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1260,0	2,07	50,40	63,70	417,96	69,34	-0,40	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	3290,0	26547,3	SIM	1,71	1,68	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)	1620,0	2,66	64,80	62,86	534,06	88,59	-1,43	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V106-V406	A	9604,0	16259,6	SIM	6,95	6,79	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1030,0	1,69	41,20	65,24	417,96	69,34	-0,29	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	12586,0	26547,3	SIM	6,97	6,81	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1310,0	2,15	52,40	84,42	534,06	88,59	-0,23	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V506-V906	A	6076,0	16259,6	SIM	4,22	4,12	3 Ø 16mm (6,03cm ²)	1030,0	1,69	41,20	53,62	417,96	69,34	-1,12	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	8218,0	26547,3	SIM	4,42	4,32	3 Ø 16mm (6,03cm ²)	1310,0	2,15	52,40	71,26	534,06	88,59	-0,96	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V1006	A	1498,0	16259,6	SIM	0,99	0,97	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)	1030,0	1,69	41,20	24,36	417,96	69,34	-3,19	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	2604,0	26547,3	SIM	1,35	1,32	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)	1310,0	2,15	52,40	38,36	534,06	88,59	-2,79	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V107-V907	-	0,0	6607,8	SIM	0,00	0,00	MÍN = 2 Ø 10mm (1,57cm ²)	560,0	0,92	22,40	11,62	230,75	38,28	-2,57	1,93	Ø 5mm c/ 15cm
V108-V908	-	952,0	6607,8	SIM	1,15	0,84	MÍN = 2 Ø 10mm (1,57cm ²)	680,0	1,12	27,20	26,18	230,75	38,28	-1,17	1,93	Ø 5mm c/ 15cm
V109-909	-	168,0	16259,6	SIM	0,11	0,11	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)	880,0	1,44	35,20	7,98	417,96	69,34	-4,36	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V110-V910	-	3598,0	16259,6	SIM	2,43	2,38	4 Ø 10mm (3,14cm ²)	800,0	1,31	32,00	51,38	417,96	69,34	-1,27	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V111-V911	-	5264,0	16259,6	SIM	3,62	3,54	2 Ø 16mm (4,02cm ²)	1040,0	1,71	41,60	66,78	417,96	69,34	-0,18	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V112-V412	-	18004,0	37951,7	SIM	8,33	8,15	2 Ø 25mm (9,82cm ²)	1630,0	2,67	65,20	108,50	638,55	105,93	0,12	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V512-V912	-	13678,0	37951,7	SIM	6,20	6,06	2 Ø 20mm (6,28cm ²)	1630,0	2,67	65,20	98,56	638,55	105,93	-0,34	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V1012	-	7616,0	37951,7	SIM	3,36	3,29	2 Ø 16mm (4,02cm ²)	1630,0	2,67	65,20	91,98	638,55	105,93	-0,65	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V113-V413	A	9394,0	37951,7	SIM	4,18	4,08	4 Ø 12,5mm (4,91cm ²)	1440,0	2,36	57,60	84,00	638,55	105,93	-1,02	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	20300,0	37951,7	SIM	9,51	9,29	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1670,0	2,74	66,80	157,64	638,55	105,93	2,40	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	C	9394,0	37951,7	SIM	4,18	4,08	4 Ø 12,5mm (4,91cm ²)	1440,0	2,36	57,60	84,00	638,55	105,93	-1,02	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V513-V913	A	7308,0	37951,7	SIM	3,22	3,15	2 Ø 16mm (4,02cm ²)	1440,0	2,36	57,60	75,88	638,55	105,93	-1,40	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	10920,0	37951,7	SIM	4,89	4,78	3 Ø 16mm (6,03cm ²)	1670,0	2,74	66,80	113,12	638,55	105,93	0,33	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	C	7308,0	37951,7	SIM	3,22	3,15	2 Ø 16mm (4,02cm ²)	1440,0	2,36	57,60	75,88	638,55	105,93	-1,40	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V1013	A	3164,0	37951,7	SIM	1,37	1,34	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)	1440,0	2,36	57,60	36,82	638,55	105,93	-3,21	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	3822,0	37951,7	SIM	1,66	1,62	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1670,0	2,74	66,80	91,14	638,55	105,93	-0,69	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	C	3164,0	37951,7	SIM	1,37	1,34	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)	1440,0	2,36	57,60	36,82	638,55	105,93	-3,21	2,57	Ø 5mm c/ 15cm

Tabela AP-A1 (Conclusão)

Viga	Tramo	Md-negativo (kNcm)	Md máx (kNcm)	Arm. Simples	y (cm)	A's (cm ²)	Arm. Longitudinal - A's	Ac total (cm ²)	As mín (cm ²)	As máx (cm ²)	Vsd (kN)	VRd2 (kN)	Vc (kN)	Asw/s (cm ² /m)	Asw/s mín	Arm. Transversal
V114-V414	A	35980,0	37951,7	SIM	18,51	18,09	4 Ø 25mm (19,63cm ²)	1930,0	3,17	77,20	227,78	638,55	105,93	5,66	2,57	Ø 6,3mm c/ 11cm
	B	35980,0	37951,7	SIM	18,51	18,09	4 Ø 25mm (19,63cm ²)	1930,0	3,17	77,20	227,78	638,55	105,93	5,66	2,57	Ø 6,3mm c/ 11cm
V514-V914	A	28182,0	37951,7	SIM	13,78	13,47	3 Ø 25mm (14,73cm ²)	1930,0	3,17	77,20	204,26	638,55	105,93	4,57	2,57	Ø 6,3mm c/ 13cm
	B	28182,0	37951,7	SIM	13,78	13,47	3 Ø 25mm (14,73cm ²)	1930,0	3,17	77,20	204,26	638,55	105,93	4,57	2,57	Ø 6,3mm c/ 13cm
V1014	A	7924,0	37951,7	SIM	3,50	3,42	2 Ø 16mm (4,02cm ²)	1930,0	3,17	77,20	87,50	638,55	105,93	-0,86	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	7924,0	37951,7	SIM	3,50	3,42	2 Ø 16mm (4,02cm ²)	1930,0	3,17	77,20	87,50	638,55	105,93	-0,86	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V115-V415	A	36680,0	37951,7	SIM	18,96	18,53	4 Ø 25mm (19,63cm ²)	1570,0	2,57	62,80	174,02	638,55	105,93	3,16	2,57	Ø 5mm c/ 12cm
	B	36680,0	37951,7	SIM	18,96	18,53	4 Ø 25mm (19,63cm ²)	1570,0	2,57	62,80	174,02	638,55	105,93	3,16	2,57	Ø 5mm c/ 12cm
V515-V915	A	23744,0	37951,7	SIM	11,32	11,07	4 Ø 20mm (12,57cm ²)	1650,0	2,71	66,00	133,42	638,55	105,93	1,28	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	23744,0	37951,7	SIM	11,32	11,07	4 Ø 20mm (12,57cm ²)	1650,0	2,71	66,00	133,42	638,55	105,93	1,28	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V1015	A	4452,0	37951,7	SIM	1,94	1,90	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1560,0	2,56	62,40	51,10	638,55	105,93	-2,55	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	4452,0	37951,7	SIM	1,94	1,90	MÍN = 3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1560,0	2,56	62,40	51,10	638,55	105,93	-2,55	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V116-V416	A	12586,0	26547,3	SIM	6,97	6,81	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1310,0	2,15	52,40	84,42	534,06	88,59	-0,23	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	9604,0	16259,6	SIM	6,95	6,79	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1030,0	1,69	41,20	65,24	417,96	69,34	-0,29	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V516-V916	A	8218,0	26547,3	SIM	4,42	4,32	3 Ø 16mm (6,03cm ²)	1310,0	2,15	52,40	71,26	534,06	88,59	-0,96	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	6076,0	16259,6	SIM	4,22	4,12	3 Ø 16mm (6,03cm ²)	1030,0	1,69	41,20	53,62	417,96	69,34	-1,12	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V1016	A	2604,0	26547,3	SIM	1,35	1,32	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)	1310,0	2,15	52,40	38,36	534,06	88,59	-2,79	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	1498,0	16259,6	SIM	0,99	0,97	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)	1030,0	1,69	41,20	24,36	417,96	69,34	-3,19	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V117-V417	A	14868,0	26547,3	SIM	8,37	8,18	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1620,0	2,66	64,80	152,04	534,06	88,59	3,52	2,57	Ø 5mm c/ 11cm
	B	3682,0	16259,6	SIM	2,49	2,44	3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1260,0	2,07	50,40	63,70	417,96	69,34	-0,40	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V517-V917	A	12180,0	26547,3	SIM	6,72	6,57	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1620,0	2,66	64,80	145,32	534,06	88,59	3,15	2,57	Ø 5mm c/ 12cm
	B	3682,0	16259,6	SIM	2,49	2,44	3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1260,0	2,07	50,40	63,70	417,96	69,34	-0,40	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V1017	A	3290,0	26547,3	SIM	1,71	1,68	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)	1620,0	2,66	64,80	62,86	534,06	88,59	-1,43	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	3682,0	16259,6	SIM	2,49	2,44	3 Ø 12,5mm (3,68cm ²)	1260,0	2,07	50,40	63,70	417,96	69,34	-0,40	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V118-V418	A	12586,0	26547,3	SIM	6,97	6,81	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1310,0	2,15	52,40	84,42	534,06	88,59	-0,23	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	9604,0	16259,6	SIM	6,95	6,79	3 Ø 20mm (9,42cm ²)	1030,0	1,69	41,20	65,24	417,96	69,34	-0,29	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V518-V918	A	8218,0	26547,3	SIM	4,42	4,32	3 Ø 16mm (6,03cm ²)	1310,0	2,15	52,40	71,26	534,06	88,59	-0,96	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	6076,0	16259,6	SIM	4,22	4,12	3 Ø 16mm (6,03cm ²)	1030,0	1,69	41,20	53,62	417,96	69,34	-1,12	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
V1018	A	2604,0	26547,3	SIM	1,35	1,32	MÍN = 4 Ø 10mm (3,14cm ²)	1310,0	2,15	52,40	38,36	534,06	88,59	-2,79	2,57	Ø 5mm c/ 15cm
	B	1498,0	16259,6	SIM	0,99	0,97	MÍN = 3 Ø 10mm (2,36cm ²)	1030,0	1,69	41,20	24,36	417,96	69,34	-3,19	2,57	Ø 5mm c/ 15cm

**APÊNDICE B – VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LÍMITES DE SERVIÇO DAS
VIGAS**

Tabela AP-B1 – Verificação dos Estados Limites de Serviço das Vigas

Tramos das vigas considerados simplesmente apoiados																		
ELS-DEF																		
Aceitabilidade Sensorial			Aplicação 2 meses após a concretagem															
Viga	Pd,ser [kN/m]	Md,ser [kN.cm]	Ic [cm ⁴]	yt [cm]	fct,m [kN/cm ²]	α	Mr [kN.cm]	Estádio	αe	x [cm]	$(I_x^H)_II$ [cm ⁴]	Ieq. [cm ⁴]	l [cm]	f(t=0) [cm]	ρ' [%]	f(t=∞) [cm]	fadm [cm]	VER.
V01 ^A = V01 ^B	17,95	8321,6	588000,0	35,77	0,321	1,3	6859,7	II	7,142	13,98	143308,27	392396,90	609	0,280	1,753	0,45	2,44	OK
V02 ^A = V02 ^B	32,78	15199,3	822333,3	39,46	0,321	1,2	8028,3	II	7,142	13,10	125676,42	228339,50	609	0,875	1,751	1,42	2,44	OK
ELS-W																		
Viga	Pd,ser [kN/m]	Md,ser [kN.cm]	Ic [cm ⁴]	yt [cm]	fctk,inf [kN/cm ²]	α	Mr [kN.cm]	Estádio	αe	x [cm]	$(I_x^H)_II$ [cm ⁴]	σ_s [kN/cm ²]	η	ρ_r [%]	\emptyset [mm]	Wk [mm]	Wk [mm]	VER.
V01 ^A = V01 ^B	18,17	8424,6	588000,0	35,77	0,225	1,3	4808,2	II	15	16,74	276492,88	17,94	2,25	2,480	20	0,125	0,102	OK
V02 ^A = V02 ^B	33,31	15442,6	822333,3	39,46	0,225	1,2	5619,8	II	15	15,67	243723,89	38,39	2,25	2,524	16	0,212	0,373	OK

APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Tabela AP-C1 – Planilha de Dimensionamento dos Pilares Intermediários (Continua)

Pilar	Pavimento	Nk (kN)	M1d,A,x (kNcm)	M1d,B,x (kNcm)	M1d,A,y (kNcm)	M1d,B,y (kNcm)	hx (cm)	hy (cm)	le (cm)	d' (cm)	ab	γn	γf	Nd (kN)	e1x (cm)	e1y (cm)	λx	λy	λ1x	λ1y	M1d,min,x (kNcm)	M1d,min,y (kNcm)	e1x,min (cm)	e1y,min (cm)	Efeito de 2ª Ordem x	Efeito de 2ª Ordem y
P05	9º	192,6	0	0	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	269,64	0,00	0,00	46,71	26,69	35	35	566,24	687,58	2,10	2,55	existe	não existe
	8º	584,3	0	0	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	818,02	0,00	0,00	46,71	26,69	35	35	1717,84	2085,95	2,10	2,55	existe	não existe
	7º	978,1	0	0	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	1369,34	0,00	0,00	46,71	26,69	35	35	2875,61	3491,82	2,10	2,55	existe	não existe
	6º	1376,7	0	0	0	0	25	55	270	4	1,0	1,0	1,4	1927,38	0,00	0,00	37,37	16,99	35	35	4336,61	6071,25	2,25	3,15	existe	não existe
	5º	1776,7	0	0	0	0	25	55	270	4	1,0	1,0	1,4	2487,38	0,00	0,00	37,37	16,99	35	35	5596,61	7835,25	2,25	3,15	existe	não existe
	4º	2180,0	0	0	0	0	25	55	270	4	1,0	1,0	1,4	3052,00	0,00	0,00	37,37	16,99	35	35	6867,00	9613,80	2,25	3,15	existe	não existe
	3º	2582,1	0	0	0	0	30	70	270	4	1,0	1,0	1,4	3614,94	0,00	0,00	31,14	13,35	35	35	8675,86	13013,78	2,40	3,60	não existe	não existe
	2º	2982,6	0	0	0	0	30	70	270	4	1,0	1,0	1,4	4175,64	0,00	0,00	31,14	13,35	35	35	10021,54	15032,30	2,40	3,60	não existe	não existe
	1º	3386,2	0	0	0	0	30	70	270	4	1,0	1,0	1,4	4740,68	0,00	0,00	31,14	13,35	35	35	11377,63	17066,45	2,40	3,60	não existe	não existe
Térreo	3791,9	0	0	0	0	30	75	400	5	1,0	1,0	1,4	5308,66	0,00	0,00	46,13	18,45	35	35	12740,78	19907,48	2,40	3,75	existe	não existe	
P16	9º	192,6	0	0	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	269,64	0,00	0,00	46,71	26,69	35	35	566,24	687,58	2,10	2,55	existe	não existe
	8º	584,3	0	0	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	818,02	0,00	0,00	46,71	26,69	35	35	1717,84	2085,95	2,10	2,55	existe	não existe
	7º	978,1	0	0	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	1369,34	0,00	0,00	46,71	26,69	35	35	2875,61	3491,82	2,10	2,55	existe	não existe
	6º	1376,7	0	0	0	0	25	55	270	4	1,0	1,0	1,4	1927,38	0,00	0,00	37,37	16,99	35	35	4336,61	6071,25	2,25	3,15	existe	não existe
	5º	1776,7	0	0	0	0	25	55	270	4	1,0	1,0	1,4	2487,38	0,00	0,00	37,37	16,99	35	35	5596,61	7835,25	2,25	3,15	existe	não existe
	4º	2180,0	0	0	0	0	25	55	270	4	1,0	1,0	1,4	3052,00	0,00	0,00	37,37	16,99	35	35	6867,00	9613,80	2,25	3,15	existe	não existe
	3º	2582,1	0	0	0	0	30	70	270	4	1,0	1,0	1,4	3614,94	0,00	0,00	31,14	13,35	35	35	8675,86	13013,78	2,40	3,60	não existe	não existe
	2º	2982,6	0	0	0	0	30	70	270	4	1,0	1,0	1,4	4175,64	0,00	0,00	31,14	13,35	35	35	10021,54	15032,30	2,40	3,60	não existe	não existe
	1º	3386,2	0	0	0	0	30	70	270	4	1,0	1,0	1,4	4740,68	0,00	0,00	31,14	13,35	35	35	11377,63	17066,45	2,40	3,60	não existe	não existe
Térreo	3791,9	0	0	0	0	30	75	400	5	1,0	1,0	1,4	5308,66	0,00	0,00	46,13	18,45	35	35	12740,78	19907,48	2,40	3,75	existe	não existe	

Tabela AP-C1 (Conclusão)

Pilar	Pavimento	v	1/r (x)	1/r (y)	Md,tot,x (kNcm)	Md,tot,y (kNcm)	e2x (cm)	e2y (cm)	μ_x	μ_y	d'/hx	d'/hy	ω_x	Ábaco	ω_y	Ábaco	As,x (cm ²)	As,y (cm ²)	As,min (cm ²)	Arm. Longitudinal - As	Arm. Transversal
P05	9°	0,15	0,00025	0,00014	1057,66	687,58	1,82	-	0,03	0,01	0,20	0,12	0,00	A-4	0,00	A-3	0,00	0,00	2,80	4 Ø 10mm (3,14cm ²)	Ø 5mm c/ 12cm
	8°	0,47	0,00025	0,00014	3208,68	2085,95	1,82	-	0,09	0,03	0,20	0,12	0,00	A-4	0,00	A-3	0,00	0,00	2,82	4 Ø 10mm (3,14cm ²)	Ø 5mm c/ 12cm
	7°	0,78	0,00019	0,00011	4821,55	3491,82	1,42	-	0,14	0,06	0,20	0,12	0,52	A-13	0,13	A-12	20,93	5,23	4,72	8 Ø 20mm (25,13cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	6°	0,56	0,00019	0,00009	6985,93	6071,25	1,37	-	0,08	0,03	0,16	0,08	0,00	A-4	0,00	A-2	0,00	0,00	6,65	6 Ø 12,5mm (7,36cm ²)	Ø 5mm c/ 15cm
	5°	0,72	0,00016	0,00007	8560,48	7835,25	1,19	-	0,10	0,04	0,16	0,08	0,21	A-29	0,00	A-27	16,60	0,00	8,58	8 Ø 20mm (25,13cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	4°	0,89	0,00014	0,00007	10073,26	9613,80	1,05	-	0,12	0,05	0,16	0,08	0,49	A-39	0,19	A-38	38,74	15,02	10,53	14 Ø 20mm (43,98cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	3°	0,69	0,00014	0,00006	8675,86	13013,78	-	-	0,06	0,04	0,14	0,06	0,05	A-8	0,00	A-7	6,04	0,00	12,47	8 Ø 16mm (16,08cm ²)	Ø 5mm c/ 19cm
	2°	0,80	0,00013	0,00006	10021,54	15032,30	-	-	0,06	0,04	0,14	0,06	0,15	A-12	0,06	A-11	18,11	7,25	14,41	8 Ø 20mm (25,13cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	1°	0,90	0,00012	0,00005	11377,63	17066,45	-	-	0,07	0,05	0,14	0,06	0,29	A-19	0,20	A-18	35,02	24,15	16,36	12 Ø 20mm (37,70cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
Térreo	0,94	0,00012	0,00005	22546,02	19907,48	1,85	-	0,13	0,05	0,17	0,07	0,54	A-57	0,24	A-56	69,86	31,05	18,31	16 Ø 25mm (78,54cm ²)	Ø 6,3mm c/ 20cm	
P16	9°	0,15	0,00025	0,00014	1057,66	687,58	1,82	-	0,03	0,01	0,20	0,12	0,00	A-4	0,00	A-3	0,00	0,00	2,80	4 Ø 10mm (3,14cm ²)	Ø 5mm c/ 12cm
	8°	0,47	0,00025	0,00014	3208,68	2085,95	1,82	-	0,09	0,03	0,20	0,12	0,00	A-4	0,00	A-3	0,00	0,00	2,82	4 Ø 10mm (3,14cm ²)	Ø 5mm c/ 12cm
	7°	0,78	0,00019	0,00011	4821,55	3491,82	1,42	-	0,14	0,06	0,20	0,12	0,52	A-13	0,13	A-12	20,93	5,23	4,72	8 Ø 20mm (25,13cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	6°	0,56	0,00019	0,00009	6985,93	6071,25	1,37	-	0,08	0,03	0,16	0,08	0,00	A-4	0,00	A-2	0,00	0,00	6,65	6 Ø 12,5mm (7,36cm ²)	Ø 5mm c/ 15cm
	5°	0,72	0,00016	0,00007	8560,48	7835,25	1,19	-	0,10	0,04	0,16	0,08	0,21	A-29	0,00	A-27	16,60	0,00	8,58	8 Ø 20mm (25,13cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	4°	0,89	0,00014	0,00007	10073,26	9613,80	1,05	-	0,12	0,05	0,16	0,08	0,49	A-39	0,19	A-38	38,74	15,02	10,53	14 Ø 20mm (43,98cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	3°	0,69	0,00014	0,00006	8675,86	13013,78	-	-	0,06	0,04	0,14	0,06	0,05	A-8	0,00	A-7	6,04	0,00	12,47	8 Ø 16mm (16,08cm ²)	Ø 5mm c/ 19cm
	2°	0,80	0,00013	0,00006	10021,54	15032,30	-	-	0,06	0,04	0,14	0,06	0,15	A-12	0,06	A-11	18,11	7,25	14,41	8 Ø 20mm (25,13cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	1°	0,90	0,00012	0,00005	11377,63	17066,45	-	-	0,07	0,05	0,14	0,06	0,29	A-19	0,20	A-18	35,02	24,15	16,36	12 Ø 20mm (37,70cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
Térreo	0,94	0,00012	0,00005	22546,02	19907,48	1,85	-	0,13	0,05	0,17	0,07	0,54	A-57	0,24	A-56	69,86	31,05	18,31	16 Ø 25mm (78,54cm ²)	Ø 6,3mm c/ 20cm	

Tabela AP-C2 – Planilha de Dimensionamento dos Pilares de Extremidade (Continua)

Pilar	Pavimento	Nk (kN)	M1d,A,x (kNcm)	M1d,B,x (kNcm)	M1d,A,y (kNcm)	M1d,B,y (kNcm)	hx (cm)	hy (cm)	le (cm)	d' (cm)	ab	γn	γf	Nd (kN)	e1x (cm)	e1y (cm)	λx	λy	λ1x	λ1y	M1d,min,x (kNcm)	M1d,min,y (kNcm)	e1x,min (cm)	e1y,min (cm)	Efeito de 2ª Ordem x	Efeito de 2ª Ordem y
P02 = P19	9°	114,2	0	0	3654	-3290	40	20	270	4	1,0	1,0	1,4	159,88	0,00	22,85	23,36	46,71	35,0	39,3	431,68	335,75	2,70	2,10	não existe	existe
	8°	338,5	0	0	4466	-4382	40	20	270	4	1,0	1,0	1,4	473,9	0,00	9,42	23,36	46,71	35,0	35,0	1279,53	995,19	2,70	2,10	não existe	existe
	7°	564,8	0	0	4508	-4424	40	20	270	4	1,0	1,0	1,4	790,72	0,00	5,70	23,36	46,71	35,0	35,0	2134,94	1660,51	2,70	2,10	não existe	existe
	6°	793,2	0	0	5166	-5124	40	20	270	4	1,0	1,0	1,4	1110,48	0,00	4,65	23,36	46,71	35,0	35,0	2998,30	2332,01	2,70	2,10	não existe	existe
	5°	1024,1	0	0	5222	-5166	40	20	270	4	1,0	1,0	1,4	1433,74	0,00	3,64	23,36	46,71	35,0	35,0	3871,10	3010,85	2,70	2,10	não existe	existe
	4°	1257,1	0	0	5096	-4998	40	20	270	4	1,0	1,0	1,4	1759,94	0,00	2,90	23,36	46,71	35,0	35,0	4751,84	3695,87	2,70	2,10	não existe	existe
	3°	1487,1	0	0	6314	-6216	55	20	270	4	1,0	1,0	1,4	2081,94	0,00	3,03	16,99	46,71	35,0	35,0	6558,11	4372,07	3,15	2,10	não existe	existe
	2°	1715,7	0	0	6062	-5936	55	20	270	4	1,0	1,0	1,4	2401,98	0,00	2,52	16,99	46,71	35,0	35,0	7566,24	5044,16	3,15	2,10	não existe	existe
	1°	1945,2	0	0	5698	-5614	55	20	270	4	1,0	1,0	1,4	2723,28	0,00	2,09	16,99	46,71	35,0	35,0	8578,33	5718,89	3,15	2,10	não existe	existe
Térreo	2177,6	0	0	5180	-4256	40	30	400	4	1,0	1,0	1,4	3048,64	0,00	1,70	34,60	46,13	35,0	35,0	8231,33	7316,74	2,70	2,40	não existe	existe	
P04 = P06 = P15 = P17	9°	96,0	3486	-3290	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	134,4	25,94	0,00	46,71	26,69	41,2	35,0	282,24	342,72	2,10	2,55	existe	não existe
	8°	267,3	4886	-4690	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	374,22	13,06	0,00	46,71	26,69	35,0	35,0	785,86	954,26	2,10	2,55	existe	não existe
	7°	442,1	5768	-5726	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	618,94	9,32	0,00	46,71	26,69	35,0	35,0	1299,77	1578,30	2,10	2,55	existe	não existe
	6°	619,7	5446	-5404	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	867,58	6,28	0,00	46,71	26,69	35,0	35,0	1821,92	2212,33	2,10	2,55	existe	não existe
	5°	800,9	6258	-6174	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	1121,26	5,58	0,00	46,71	26,69	35,0	35,0	2354,65	2859,21	2,10	2,55	existe	não existe
	4°	985,8	6790	-6664	0	0	20	35	270	4	1,0	1,0	1,4	1380,12	4,92	0,00	46,71	26,69	35,0	35,0	2898,25	3519,31	2,10	2,55	existe	não existe
	3°	1176,2	8330	-8148	0	0	20	55	270	4	1,0	1,0	1,4	1646,68	5,06	0,00	46,71	16,99	35,0	35,0	3458,03	5187,04	2,10	3,15	existe	não existe
	2°	1371,1	8694	-8666	0	0	20	55	270	4	1,0	1,0	1,4	1919,54	4,53	0,00	46,71	16,99	35,0	35,0	4031,03	6046,55	2,10	3,15	existe	não existe
	1°	1568,0	8862	-8288	0	0	20	55	270	4	1,0	1,0	1,4	2195,2	4,04	0,00	46,71	16,99	35,0	35,0	4609,92	6914,88	2,10	3,15	existe	não existe
Térreo	1776,1	13916	-13902	0	0	30	40	400	4	1,0	1,0	1,4	2486,54	5,60	0,00	46,13	34,60	35,0	35,0	5967,70	6713,66	2,40	2,70	existe	não existe	
P08 = P09 = P12 = P13	9°	406,8	0	0	7616	-5334	20	40	270	4	1,0	1,0	1,4	569,52	0,00	13,37	46,71	23,36	35,0	35,0	1195,99	1537,70	2,10	2,70	existe	não existe
	8°	586,2	0	0	4844	-4760	20	40	270	4	1,0	1,0	1,4	820,68	0,00	5,90	46,71	23,36	35,0	35,0	1723,43	2215,84	2,10	2,70	existe	não existe
	7°	771,3	0	0	5880	-5558	20	40	270	4	1,0	1,0	1,4	1079,82	0,00	5,45	46,71	23,36	35,0	35,0	2267,62	2915,51	2,10	2,70	existe	não existe
	6°	961,5	0	0	6272	-6020	20	40	270	4	1,0	1,0	1,4	1346,1	0,00	4,66	46,71	23,36	35,0	35,0	2826,81	3634,47	2,10	2,70	existe	não existe
	5°	1156,8	0	0	6832	-6720	20	40	270	4	1,0	1,0	1,4	1619,52	0,00	4,22	46,71	23,36	35,0	35,0	3400,99	4372,70	2,10	2,70	existe	não existe
	4°	1357,1	0	0	6958	-6062	20	40	270	4	1,0	1,0	1,4	1899,94	0,00	3,66	46,71	23,36	35,0	35,0	3989,87	5129,84	2,10	2,70	existe	não existe
	3°	1565,0	0	0	9450	-8176	20	55	270	4	1,0	1,0	1,4	2191	0,00	4,31	46,71	16,99	35,0	35,0	4601,10	6901,65	2,10	3,15	existe	não existe
	2°	1779,5	0	0	8484	-7966	20	55	270	4	1,0	1,0	1,4	2491,3	0,00	3,41	46,71	16,99	35,0	35,0	5231,73	7847,60	2,10	3,15	existe	não existe
	1°	1998,1	0	0	10108	-9520	20	55	270	4	1,0	1,0	1,4	2797,34	0,00	3,61	46,71	16,99	35,0	35,0	5874,41	8811,62	2,10	3,15	existe	não existe
Térreo	2237,5	0	0	9982	-7784	30	45	400	4	1,0	1,0	1,4	3132,5	0,00	3,19	46,13	30,76	35,0	35,0	7518,00	8927,63	2,40	2,85	existe	não existe	

Tabela AP-C2 (Continuação)

Pilar	Pavimento	Nk (kN)	M1d,A,x (kNcm)	M1d,B,x (kNcm)	M1d,A,y (kNcm)	M1d,B,y (kNcm)	hx (cm)	hy (cm)	le (cm)	d' (cm)	ab	γ_n	γ_f	Nd (kN)	e1x (cm)	e1y (cm)	λ_x	λ_y	λ_{1x}	λ_{1y}	M1d,min,x (kNcm)	M1d,min,y (kNcm)	e1x,min (cm)	e1y,min (cm)	Efeito de 2ª Ordem x	Efeito de 2ª Ordem y
PP01	9°	48,9	0	0	1806	-1806	20	205	270	4	1,0	1,0	1,4	68,46	0,00	26,38	46,71	4,56	35,0	35,0	143,77	523,72	2,10	7,65	existe	não existe
	8°	97,9	0	0	1806	-1806	20	205	270	4	1,0	1,0	1,4	137,06	0,00	13,18	46,71	4,56	35,0	35,0	287,83	1048,51	2,10	7,65	existe	não existe
	7°	146,8	0	0	1806	-1806	20	205	270	4	1,0	1,0	1,4	205,52	0,00	8,79	46,71	4,56	35,0	35,0	431,59	1572,23	2,10	7,65	existe	não existe
	6°	195,8	0	0	1806	-1806	20	205	270	4	1,0	1,0	1,4	274,12	0,00	6,59	46,71	4,56	35,0	35,0	575,65	2097,02	2,10	7,65	existe	não existe
	5°	244,7	0	0	1806	-1806	20	205	270	4	1,0	1,0	1,4	342,58	0,00	5,27	46,71	4,56	35,0	35,0	719,42	2620,74	2,10	7,65	existe	não existe
	4°	293,6	0	0	1806	-1806	20	205	270	4	1,0	1,0	1,4	411,04	0,00	4,39	46,71	4,56	35,0	35,0	863,18	3144,46	2,10	7,65	existe	não existe
	3°	342,6	0	0	1806	-1806	20	205	270	4	1,0	1,0	1,4	479,64	0,00	3,77	46,71	4,56	35,0	35,0	1007,24	3669,25	2,10	7,65	existe	não existe
	2°	391,5	0	0	1806	-1806	20	205	270	4	1,0	1,0	1,4	548,1	0,00	3,30	46,71	4,56	35,0	35,0	1151,01	4192,97	2,10	7,65	existe	não existe
	1°	440,5	0	0	1806	-1806	20	205	270	4	1,0	1,0	1,4	616,7	0,00	2,93	46,71	4,56	35,0	35,0	1295,07	4717,76	2,10	7,65	existe	não existe
Térreo	489,4	0	0	1806	-1806	20	205	400	4	1,0	1,0	1,4	685,16	0,00	2,64	69,20	6,75	35,0	35,0	1438,84	5241,47	2,10	7,65	existe	não existe	
PP03	9°	69,9	0	0	2632	-2632	199	20	270	4	1,0	1,0	1,4	97,86	0,00	26,90	4,69	46,71	35,0	41,8	731,01	205,51	7,47	2,10	não existe	existe
	8°	139,7	0	0	2632	-2632	199	20	270	4	1,0	1,0	1,4	195,58	0,00	13,46	4,69	46,71	35,0	35,0	1460,98	410,72	7,47	2,10	não existe	existe
	7°	209,6	0	0	2632	-2632	199	20	270	4	1,0	1,0	1,4	293,44	0,00	8,97	4,69	46,71	35,0	35,0	2192,00	616,22	7,47	2,10	não existe	existe
	6°	279,5	0	0	2632	-2632	199	20	270	4	1,0	1,0	1,4	391,3	0,00	6,73	4,69	46,71	35,0	35,0	2923,01	821,73	7,47	2,10	não existe	existe
	5°	349,4	0	0	2632	-2632	199	20	270	4	1,0	1,0	1,4	489,16	0,00	5,38	4,69	46,71	35,0	35,0	3654,03	1027,24	7,47	2,10	não existe	existe
	4°	419,2	0	0	2632	-2632	199	20	270	4	1,0	1,0	1,4	586,88	0,00	4,48	4,69	46,71	35,0	35,0	4383,99	1232,45	7,47	2,10	não existe	existe
	3°	489,1	0	0	2632	-2632	199	20	270	4	1,0	1,0	1,4	684,74	0,00	3,84	4,69	46,71	35,0	35,0	5115,01	1437,95	7,47	2,10	não existe	existe
	2°	559,0	0	0	2632	-2632	199	20	270	4	1,0	1,0	1,4	782,6	0,00	3,36	4,69	46,71	35,0	35,0	5846,02	1643,46	7,47	2,10	não existe	existe
	1°	628,8	0	0	2632	-2632	199	20	270	4	1,0	1,0	1,4	880,32	0,00	2,99	4,69	46,71	35,0	35,0	6575,99	1848,67	7,47	2,10	não existe	existe
Térreo	698,7	0	0	2632	-2632	199	20	400	4	1,0	1,0	1,4	978,18	0,00	2,69	6,95	69,20	35,0	35,0	7307,00	2054,18	7,47	2,10	não existe	existe	

Tabela AP-C2 (Continuação)

Pilar	Pavimento	v	1/r (x)	1/r (y)	M1d,C,x (kNcm)	M1d,C,y (kNcm)	Md,tot,x-Ext (kNcm)	Md,tot,x-Int (kNcm)	Md,tot,y-Ext (kNcm)	Md,tot,y-Int (kNcm)	e2x (cm)	e2y (cm)	μx	μy	d'/hx	d'/hy	ωx	Ábaco o	ωy	Ábaco o	As,x (cm²)	As,y (cm²)	As,min (cm²)	Arm. Longitudinal - As	Arm. Transversal
P02 = P19	9°	0,08	0,00013	0,00025	0,0	1461,6	431,68	431,68	3654,00	1752,98	-	1,82	0,01	0,09	0,10	0,20	-	-	0,19	A-9	-	8,74	3,20	6 Ø 16mm (12,06cm²)	Ø 5mm c/ 19cm
	8°	0,24	0,00013	0,00025	0,0	1786,4	1279,53	1279,53	4466,00	2650,08	-	1,82	0,02	0,11	0,10	0,20	-	-	0,13	A-9	-	5,98	3,20	6 Ø 12,5mm (7,36cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	7°	0,40	0,00013	0,00025	0,0	1803,2	2134,94	2134,94	4508,00	3244,29	-	1,82	0,03	0,11	0,10	0,20	-	-	0,08	A-9	-	3,68	3,20	6 Ø 10mm (4,71cm²)	Ø 5mm c/ 12cm
	6°	0,56	0,00012	0,00024	0,0	2066,4	2998,30	2998,30	5166,00	4249,91	-	1,73	0,04	0,13	0,10	0,20	-	-	0,27	A-9	-	12,42	3,83	6 Ø 20mm (18,85cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	5°	0,72	0,00010	0,00021	0,0	2088,8	3871,10	3871,10	5222,00	5158,16	-	1,50	0,05	0,13	0,10	0,20	-	-	0,36	A-51	-	16,56	4,95	12 Ø 16mm (24,13cm²)	Ø 5mm c/ 19cm
	4°	0,88	0,00009	0,00018	0,0	2038,4	4751,84	4751,84	5096,00	6020,19	-	1,32	0,06	0,15	0,10	0,20	-	-	0,59	A-51	-	27,14	6,07	12 Ø 20mm (37,70cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	3°	0,76	0,00007	0,00020	0,0	2525,6	6558,11	6558,11	6314,00	7390,47	-	1,45	0,04	0,13	0,08	0,20	-	-	0,39	A-51	-	24,67	7,18	12 Ø 20mm (37,70cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	2°	0,87	0,00007	0,00018	0,0	2424,8	7566,24	7566,24	6062,00	8231,47	-	1,33	0,05	0,15	0,08	0,20	-	-	0,58	A-51	-	36,69	8,29	12 Ø 20mm (37,70cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	1°	0,99	0,00006	0,00017	0,0	2279,2	8578,33	8578,33	5718,89	9049,25	-	1,22	0,06	0,16	0,08	0,20	-	-	0,70	A-57	-	44,28	9,40	16 Ø 20mm (50,27cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
Térreo	1,02	0,00008	0,00011	0,0	2072,0	8231,33	8231,33	7316,74	12678,58	-	1,76	0,07	0,14	0,10	0,14	-	-	0,63	A-70	-	43,47	10,52	16 Ø 20mm (50,27cm²)	Ø 5mm c/ 20cm	
P04 = P06 = P15 = P17	9°	0,08	0,00025	0,00014	1394,4	0,0	3486,00	1639,34	342,72	342,72	1,82	-	0,10	0,01	0,20	0,12	0,20	A-9	-	-	8,05	-	2,80	6 Ø 16mm (12,06cm²)	Ø 5mm c/ 19cm
	8°	0,21	0,00025	0,00014	1954,4	0,0	4886,00	2636,42	954,26	954,26	1,82	-	0,14	0,02	0,20	0,12	0,31	A-13	-	-	12,48	-	2,80	8 Ø 16mm (16,08cm²)	Ø 5mm c/ 19cm
	7°	0,35	0,00025	0,00014	2307,2	0,0	5768,00	3435,22	1578,30	1578,30	1,82	-	0,16	0,03	0,20	0,12	0,38	A-13	-	-	15,30	-	2,80	8 Ø 16mm (16,08cm²)	Ø 5mm c/ 19cm
	6°	0,50	0,00025	0,00014	2178,4	0,0	5446,00	3759,56	2212,33	2212,33	1,82	-	0,16	0,04	0,20	0,12	0,45	A-13	-	-	18,11	-	2,99	8 Ø 20mm (25,13cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	5°	0,64	0,00022	0,00013	2503,2	0,0	6258,00	4294,61	2859,21	2859,21	1,60	-	0,18	0,05	0,20	0,12	0,60	A-33	-	-	24,15	-	3,87	10 Ø 20mm (31,42cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	4°	0,79	0,00019	0,00011	2716,0	0,0	6790,00	4850,13	3519,31	3519,31	1,41	-	0,19	0,06	0,20	0,12	0,76	A-33	-	-	30,59	-	4,76	10 Ø 20mm (31,42cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	3°	0,60	0,00023	0,00008	3332,0	0,0	8330,00	6189,27	5187,04	5187,04	1,66	-	0,15	0,03	0,20	0,08	0,39	A-33	-	-	24,67	-	5,68	10 Ø 20mm (31,42cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	2°	0,70	0,00021	0,00008	3477,6	0,0	8694,00	6951,17	6046,55	6046,55	1,52	-	0,16	0,04	0,20	0,08	0,49	A-51	-	-	30,99	-	6,62	12 Ø 20mm (37,70cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	1°	0,80	0,00019	0,00007	3544,8	0,0	8862,00	7691,56	6914,88	6914,88	1,40	-	0,16	0,05	0,20	0,08	0,57	A-51	-	-	36,05	-	7,57	12 Ø 20mm (37,70cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
Térreo	0,83	0,00013	0,00009	5566,4	0,0	13916,00	10957,57	6713,66	6713,66	2,01	-	0,15	0,06	0,14	0,10	0,49	A-70	-	-	33,81	-	8,58	16 Ø 20mm (50,27cm²)	Ø 5mm c/ 20cm	
P08 = P09 = P12 = P13	9°	0,28	0,00025	0,00013	0,0	3046,4	1195,99	2233,94	7616,00	3046,40	1,82	-	0,06	0,10	0,20	0,10	0,00	A-4	0,03	A-7	0,00	1,38	3,20	4 Ø 12,5mm (4,91cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	8°	0,41	0,00025	0,00013	0,0	1937,6	1723,43	3219,12	4844,00	2215,84	1,82	-	0,08	0,06	0,20	0,10	0,00	A-4	0,00	A-2	0,00	0,00	3,20	4 Ø 12,5mm (4,91cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	7°	0,54	0,00024	0,00012	0,0	2352,0	2267,62	4160,07	5880,00	2915,51	1,75	-	0,10	0,07	0,20	0,10	0,05	A-9	-	-	2,30	-	3,73	4 Ø 12,5mm (4,91cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	6°	0,67	0,00021	0,00011	0,0	2508,8	2826,81	4918,17	6272,00	3634,47	1,55	-	0,12	0,08	0,20	0,10	0,30	A-13	-	-	13,80	-	4,64	8 Ø 16mm (16,08cm²)	Ø 5mm c/ 19cm
	5°	0,81	0,00019	0,00010	0,0	2732,8	3400,99	5654,52	6832,00	4372,70	1,39	-	0,14	0,09	0,20	0,10	0,50	A-33	-	-	23,00	-	5,59	10 Ø 20mm (31,42cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	4°	0,95	0,00017	0,00009	0,0	2783,2	3989,87	6377,95	6958,00	5129,84	1,26	-	0,16	0,09	0,20	0,10	0,70	A-51	-	-	32,20	-	6,55	12 Ø 20mm (37,70cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	3°	0,80	0,00019	0,00007	0,0	3780,0	4601,10	7680,47	9450,00	6901,65	1,41	-	0,14	0,06	0,20	0,08	0,49	A-51	-	-	30,99	-	7,56	12 Ø 20mm (37,70cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	2°	0,91	0,00018	0,00006	0,0	3393,6	5231,73	8461,20	8484,00	7847,60	1,30	-	0,15	0,06	0,20	0,08	0,58	A-54	-	-	36,69	-	8,59	14 Ø 20mm (43,98cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
	1°	1,02	0,00016	0,00006	0,0	4043,2	5874,41	9234,62	10108,00	8811,62	1,20	-	0,17	0,07	0,20	0,08	0,78	A-57	-	-	49,34	-	9,65	16 Ø 20mm (50,27cm²)	Ø 5mm c/ 20cm
Térreo	0,93	0,00012	0,00008	0,0	3992,8	7518,00	13367,07	9982,00	8927,63	1,87	-	0,13	0,07	0,14	0,09	0,52	A-57	-	-	40,37	-	10,81	16 Ø 20mm (50,27cm²)	Ø 5mm c/ 20cm	

Tabela AP-C2 (Conclusão)

Pilar	Pavimento	v	1/r (x)	1/r (y)	M1d,C,x (kNcm)	M1d,C,y (kNcm)	Md,tot,x-Ext (kNcm)	Md,tot,x-Int (kNcm)	Md,tot,y-Ext (kNcm)	Md,tot,y-Int (kNcm)	e2x (cm)	e2y (cm)	μx	μy	d'/hx	d'/hy	ωx	Ábaco o	ωy	Ábaco o	As,x (cm²)	As,y (cm²)	As,min (cm²)	Arm. Longitudinal - As	Arm. Transversal	
PP01	9°	0,01	0,00025	0,00002	0,0	722,4	143,77	268,53	1806,00	722,40	1,82	-	0,00	0,00	0,20	0,02	-	-	-	-	-	-	-	16,40	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	8°	0,01	0,00025	0,00002	0,0	722,4	287,83	537,62	1806,00	1048,51	1,82	-	0,00	0,00	0,20	0,02	-	-	-	-	-	-	-	16,40	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	7°	0,02	0,00025	0,00002	0,0	722,4	431,59	806,15	1806,00	1572,23	1,82	-	0,00	0,00	0,20	0,02	-	-	-	-	-	-	-	16,40	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	6°	0,03	0,00025	0,00002	0,0	722,4	575,65	1075,24	2097,02	2097,02	1,82	-	0,01	0,00	0,20	0,02	0,00	A-4	-	-	0,00	-	-	16,40	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	5°	0,03	0,00025	0,00002	0,0	722,4	719,42	1343,77	2620,74	2620,74	1,82	-	0,01	0,00	0,20	0,02	0,00	A-4	-	-	0,00	-	-	16,40	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	4°	0,04	0,00025	0,00002	0,0	722,4	863,18	1612,30	3144,46	3144,46	1,82	-	0,01	0,00	0,20	0,02	0,00	A-4	-	-	0,00	-	-	16,40	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	3°	0,05	0,00025	0,00002	0,0	722,4	1007,24	1881,39	3669,25	3669,25	1,82	-	0,01	0,00	0,20	0,02	0,00	A-4	-	-	0,00	-	-	16,40	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	2°	0,05	0,00025	0,00002	0,0	722,4	1151,01	2149,92	4192,97	4192,97	1,82	-	0,01	0,00	0,20	0,02	0,00	A-4	-	-	0,00	-	-	16,40	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
	1°	0,06	0,00025	0,00002	0,0	722,4	1295,07	2419,01	4717,76	4717,76	1,82	-	0,01	0,00	0,20	0,02	0,00	A-4	-	-	0,00	-	-	16,40	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm
Térreo	0,07	0,00025	0,00002	0,0	722,4	1438,84	4179,48	5241,47	5241,47	4,00	-	0,02	0,00	0,20	0,02	0,00	A-4	-	-	0,00	-	-	16,40	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm	
PP03	9°	0,01	0,00003	0,00025	0,0	1052,8	731,01	731,01	2632,00	1231,15	-	1,82	0,00	0,01	0,03	0,20	-	-	0,02	A-4	-	4,58	15,92	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm	
	8°	0,02	0,00003	0,00025	0,0	1052,8	1460,98	1460,98	2632,00	1409,24	-	1,82	0,00	0,01	0,03	0,20	-	-	0,01	A-4	-	2,29	15,92	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm	
	7°	0,03	0,00003	0,00025	0,0	1052,8	2192,00	2192,00	2632,00	1587,59	-	1,82	0,00	0,01	0,03	0,20	-	-	0,00	A-4	-	0,00	15,92	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm	
	6°	0,04	0,00003	0,00025	0,0	1052,8	2923,01	2923,01	2632,00	1765,94	-	1,82	0,00	0,01	0,03	0,20	-	-	0,00	A-4	-	0,00	15,92	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm	
	5°	0,05	0,00003	0,00025	0,0	1052,8	3654,03	3654,03	2632,00	1944,29	-	1,82	0,00	0,01	0,03	0,20	-	-	0,00	A-4	-	0,00	15,92	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm	
	4°	0,06	0,00003	0,00025	0,0	1052,8	4383,99	4383,99	2632,00	2302,04	-	1,82	0,00	0,01	0,03	0,20	-	-	0,00	A-4	-	0,00	15,92	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm	
	3°	0,07	0,00003	0,00025	0,0	1052,8	5115,01	5115,01	2632,00	2685,89	-	1,82	0,00	0,01	0,03	0,20	-	-	0,00	A-4	-	0,00	15,92	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm	
	2°	0,08	0,00003	0,00025	0,0	1052,8	5846,02	5846,02	2632,00	3069,75	-	1,82	0,00	0,02	0,03	0,20	-	-	0,00	A-4	-	0,00	15,92	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm	
	1°	0,09	0,00003	0,00025	0,0	1052,8	6575,99	6575,99	2632,00	3453,06	-	1,82	0,00	0,02	0,03	0,20	-	-	0,00	A-4	-	0,00	15,92	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm	
Térreo	0,10	0,00003	0,00025	0,0	1052,8	7307,00	7307,00	2632,00	5966,90	-	4,00	0,00	0,03	0,03	0,20	-	-	0,00	A-4	-	0,00	15,92	14 Ø 12,5mm (17,18cm²)	Ø 5mm c/ 15cm		

Tabela AP-C3 – Planilha de Dimensionamento dos Pilares de Canto (Continua)

Pilar	Pavimento	Nk (kN)	M1d,A,x (kNcm)	M1d,B,x (kNcm)	M1d,A,y (kNcm)	M1d,B,y (kNcm)	hx (cm)	hy (cm)	le (cm)	d' (cm)	ab	γn	γf	Nd (kN)	e1x (cm)	e1y (cm)	λx	λy	λ1x	λ1y	M1d,min,x (kNcm)	M1d,min,y (kNcm)	e1x,min (cm)	e1y,min (cm)	Efeito de 2ª Ordem x	Efeito de 2ª Ordem y
P01 = P03 = P18 = P20	9º	57,5	2674	-2632	1400	-1386	25	20	270	4	1,0	1,0	1,4	80,5	33,22	17,39	37,37	46,71	41,6	35,9	181,13	169,05	2,25	2,10	não existe	existe
	8º	158,0	3962	-3864	1680	-1666	25	20	270	4	1,0	1,0	1,4	221,2	17,91	7,59	37,37	46,71	35,0	35,0	497,70	464,52	2,25	2,10	existe	existe
	7º	266,2	5026	-4942	1904	-1890	25	20	270	4	1,0	1,0	1,4	372,68	13,49	5,11	37,37	46,71	35,0	35,0	838,53	782,63	2,25	2,10	existe	existe
	6º	381,3	6048	-5964	2114	-2086	25	20	270	4	1,0	1,0	1,4	533,82	11,33	3,96	37,37	46,71	35,0	35,0	1201,10	1121,02	2,25	2,10	existe	existe
	5º	503,1	7028	-6972	2282	-2268	25	20	270	4	1,0	1,0	1,4	704,34	9,98	3,24	37,37	46,71	35,0	35,0	1584,77	1479,11	2,25	2,10	existe	existe
	4º	630,5	7672	-7322	2450	-2408	25	20	270	4	1,0	1,0	1,4	882,7	8,69	2,78	37,37	46,71	35,0	35,0	1986,08	1853,67	2,25	2,10	existe	existe
	3º	767,4	11718	-10962	2828	-2786	35	20	270	4	1,0	1,0	1,4	1074,36	10,91	2,63	26,69	46,71	35,0	35,0	2739,62	2256,16	2,55	2,10	não existe	existe
	2º	912,2	11536	-11298	2940	-2926	35	20	270	4	1,0	1,0	1,4	1277,08	9,03	2,30	26,69	46,71	35,0	35,0	3256,55	2681,87	2,55	2,10	não existe	existe
	1º	1062,4	12908	-12600	3122	-3066	35	20	270	4	1,0	1,0	1,4	1487,36	8,68	2,10	26,69	46,71	35,0	35,0	3792,77	3123,46	2,55	2,10	não existe	existe
Térreo	1225,0	15946	-14910	3948	-3794	35	25	400	5	1,0	1,0	1,4	1715	9,30	2,30	39,54	55,36	35,0	35,0	4373,25	3858,75	2,55	2,25	existe	existe	
P07 = P10 = P11 = P14	9º	37,5	1792	-1736	518	-518	20	20	270	4	1,0	1,0	1,4	52,5	34,13	9,87	46,71	46,71	46,3	35,0	110,25	110,25	2,10	2,10	existe	existe
	8º	102,1	2058	-1974	742	-728	20	20	270	4	1,0	1,0	1,4	142,94	14,40	5,19	46,71	46,71	35,0	35,0	300,17	300,17	2,10	2,10	existe	existe
	7º	169,6	2268	-2184	938	-924	20	20	270	4	1,0	1,0	1,4	237,44	9,55	3,95	46,71	46,71	35,0	35,0	498,62	498,62	2,10	2,10	existe	existe
	6º	239,7	2450	-2366	1106	-1092	20	20	270	4	1,0	1,0	1,4	335,58	7,30	3,30	46,71	46,71	35,0	35,0	704,72	704,72	2,10	2,10	existe	existe
	5º	312,0	2618	-2534	1260	-1232	20	20	270	4	1,0	1,0	1,4	436,8	5,99	2,88	46,71	46,71	35,0	35,0	917,28	917,28	2,10	2,10	existe	existe
	4º	386,0	2772	-2730	1470	-1456	20	20	270	4	1,0	1,0	1,4	540,4	5,13	2,72	46,71	46,71	35,0	35,0	1134,84	1134,84	2,10	2,10	existe	existe
	3º	461,1	2520	-2506	1218	-1190	20	20	270	4	1,0	1,0	1,4	645,54	3,90	1,89	46,71	46,71	35,0	35,0	1355,63	1355,63	2,10	2,10	existe	existe
	2º	537,3	2702	-2632	1386	-1386	20	20	270	4	1,0	1,0	1,4	752,22	3,59	1,84	46,71	46,71	35,0	35,0	1579,66	1579,66	2,10	2,10	existe	existe
	1º	615,7	2996	-2926	1582	-1554	20	20	270	4	1,0	1,0	1,4	861,98	3,48	1,84	46,71	46,71	35,0	35,0	1810,16	1810,16	2,10	2,10	existe	existe
Térreo	694,9	1946	-1946	1372	-1302	25	20	400	5	1,0	1,0	1,4	972,86	2,00	1,41	55,36	69,20	35,0	35,0	2188,94	2043,01	2,25	2,10	existe	existe	

Tabela AP-C3 (Conclusão)

Pilar	Pavimento	v	1/r (x)	1/r (y)	M1d,C,x (kNcm)	M1d,C,y (kNcm)	Md,tot,x-Ext (kNcm)	Md,tot,x-Int (kNcm)	Md,tot,y-Ext (kNcm)	Md,tot,y-Int (kNcm)	e2x (cm)	e2y (cm)	μx	μy	d'/hx	d'/hy	ω	Ábaco	As (cm ²)	As,min (cm ²)	Arm. Longitudinal - As	Arm. Transversal
P01 = P03 = P18 = P20	9°	0,064	0,00020	0,00025	1069,6	560,0	2674,00	1069,60	1400,00	706,71	-	1,82	0,09	0,06	0,16	0,20	0,27	18A	7,76	2,00	8 Ø 12,5mm (9,82cm ²)	Ø 5mm c/ 15cm
	8°	0,177	0,00020	0,00025	1584,8	672,0	3962,00	1907,31	1680,00	1075,14	1,46	1,82	0,13	0,07	0,16	0,20	0,37	18A	10,64	2,00	8 Ø 16mm (16,08cm ²)	Ø 5mm c/ 19cm
	7°	0,298	0,00020	0,00025	2010,4	761,6	5026,00	2553,77	1904,00	1461,84	1,46	1,82	0,16	0,08	0,16	0,20	0,51	18A	14,66	2,00	8 Ø 16mm (16,08cm ²)	Ø 5mm c/ 19cm
	6°	0,427	0,00020	0,00025	2419,2	845,6	6048,00	3197,51	2114,00	2093,91	1,46	1,82	0,19	0,08	0,16	0,20	0,67	18A	19,26	2,00	8 Ø 20mm (25,13cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	5°	0,563	0,00019	0,00024	2811,2	912,8	7028,00	3776,84	2282,00	2686,16	1,37	1,71	0,22	0,11	0,16	0,20	0,88	35A	25,30	2,43	10 Ø 20mm (31,42cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	4°	0,706	0,00017	0,00021	3068,8	980,0	7672,00	4135,80	2450,00	3187,42	1,21	1,51	0,25	0,13	0,16	0,20	1,43	4A/4B	41,11	3,05	14 Ø 20mm (43,98cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	3°	0,614	0,00013	0,00022	4687,2	1131,2	11718,00	4687,20	2828,00	4013,93	-	1,64	0,19	0,11	0,12	0,20	0,96	4A/4B	38,64	3,71	14 Ø 20mm (43,98cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	2°	0,730	0,00012	0,00020	4614,4	1176,0	11536,00	4614,40	2940,00	4574,50	-	1,48	0,19	0,13	0,12	0,20	1,15	4A/4B	46,29	4,41	16 Ø 20mm (50,27cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	1°	0,850	0,00011	0,00019	5163,2	1248,8	12908,00	5163,20	3123,46	5131,51	-	1,35	0,21	0,15	0,12	0,20	1,39	4B	55,95	5,13	18 Ø 20mm (56,55cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
Térreo	0,784	0,00011	0,00016	6378,4	1579,2	15946,00	9431,36	3948,00	8132,89	1,78	2,49	0,21	0,15	0,15	0,20	1,35	4A/4B	67,92	5,92	14 Ø 25mm (68,72cm ²)	Ø 6,3mm c/ 20cm	
P07 = P10 = P11 = P14	9°	0,053	0,00025	0,00025	716,8	207,2	1792,00	812,48	518,00	302,88	1,82	1,82	0,09	0,03	0,20	0,20	0,21	19A	4,83	1,60	6 Ø 12,5mm (7,36cm ²)	Ø 5mm c/ 15cm
	8°	0,143	0,00025	0,00025	823,2	296,8	2058,00	1083,71	742,00	560,68	1,82	1,82	0,10	0,04	0,20	0,20	0,20	18A	4,60	1,60	8 Ø 10mm (6,28cm ²)	Ø 5mm c/ 12cm
	7°	0,237	0,00025	0,00025	907,2	375,2	2268,00	1339,93	938,00	931,36	1,82	1,82	0,11	0,05	0,20	0,20	0,21	18A	4,83	1,60	8 Ø 10mm (6,28cm ²)	Ø 5mm c/ 12cm
	6°	0,336	0,00025	0,00025	980,0	442,4	2450,00	1591,59	1106,00	1316,31	1,82	1,82	0,12	0,07	0,20	0,20	0,30	18A	6,90	1,60	8 Ø 12,5mm (9,82cm ²)	Ø 5mm c/ 15cm
	5°	0,437	0,00025	0,00025	1047,2	504,0	2618,00	1843,27	1260,00	1713,35	1,82	1,82	0,13	0,09	0,20	0,20	0,42	18A	9,66	1,60	8 Ø 16mm (16,08cm ²)	Ø 5mm c/ 19cm
	4°	0,540	0,00024	0,00024	1108,8	588,0	2772,00	2081,47	1470,00	2081,47	1,75	1,75	0,14	0,10	0,20	0,20	0,56	18A	12,88	1,86	8 Ø 16mm (16,08cm ²)	Ø 5mm c/ 19cm
	3°	0,646	0,00022	0,00022	1008,0	487,2	2520,00	2382,66	1355,63	2382,66	1,59	1,59	0,13	0,12	0,20	0,20	0,62	18A/18B	14,26	2,23	8 Ø 16mm (16,08cm ²)	Ø 5mm c/ 19cm
	2°	0,752	0,00020	0,00020	1080,8	554,4	2702,00	2674,45	1579,66	2674,45	1,46	1,46	0,14	0,13	0,20	0,20	0,80	18A/18B	18,40	2,60	8 Ø 20mm (25,13cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
	1°	0,862	0,00018	0,00018	1198,4	632,8	2996,00	2963,60	1810,16	2963,60	1,34	1,34	0,15	0,15	0,20	0,20	0,98	18B	22,54	2,97	8 Ø 20mm (25,13cm ²)	Ø 5mm c/ 20cm
Térreo	0,778	0,00016	0,00020	778,4	548,8	2188,94	4624,34	2043,01	5087,27	2,50	3,13	0,15	0,20	0,20	0,25	1,29	8A/8B	37,09	3,36	8 Ø 25mm (39,27cm ²)	Ø 6,3mm c/ 20cm	

APÊNDICE D – DETALHAMENTO

Figura AP-D1 – Detalhamento - Lajes L01 e L03

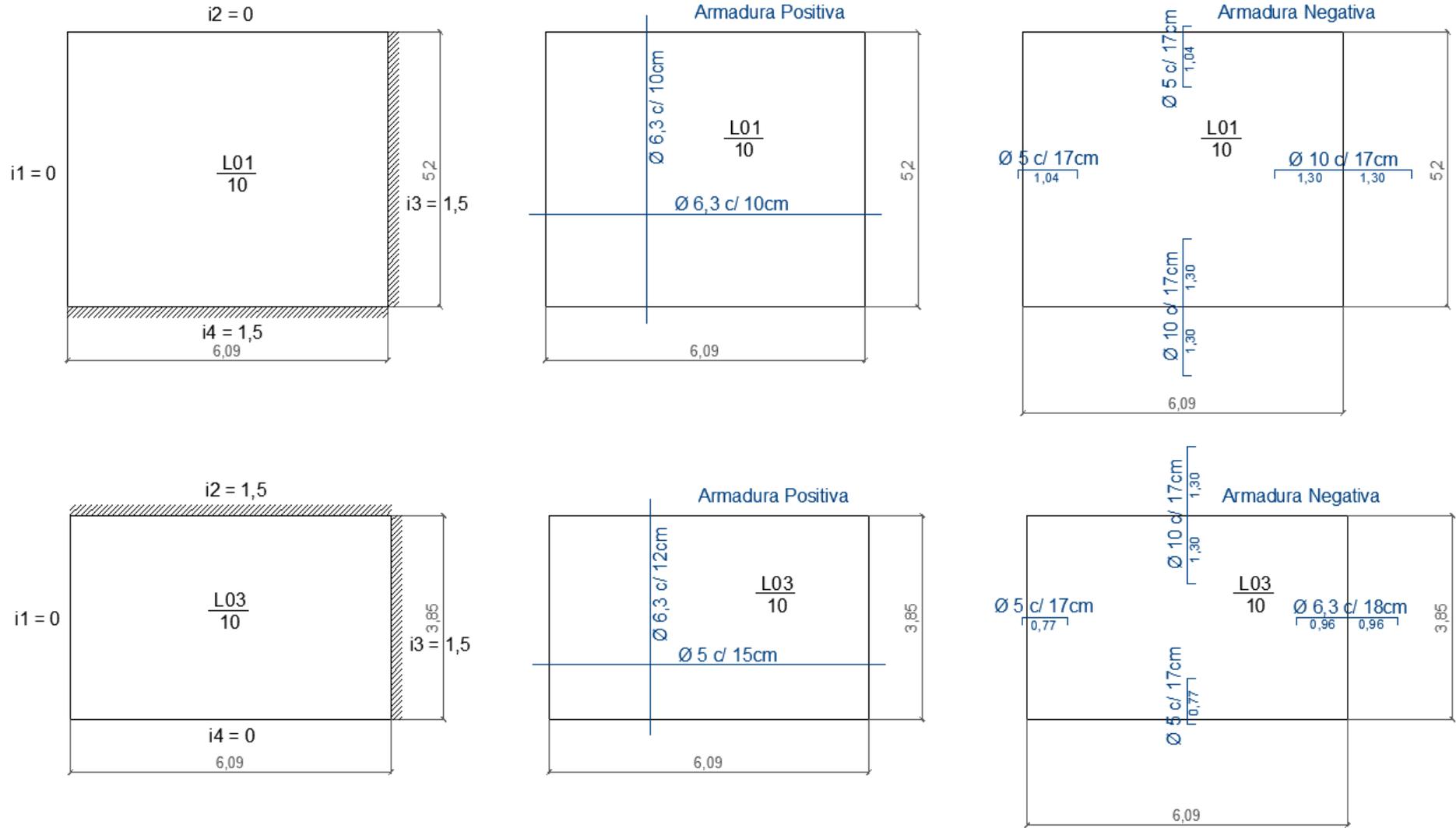


Figura AP-D2 – Detalhamento - Laje L07

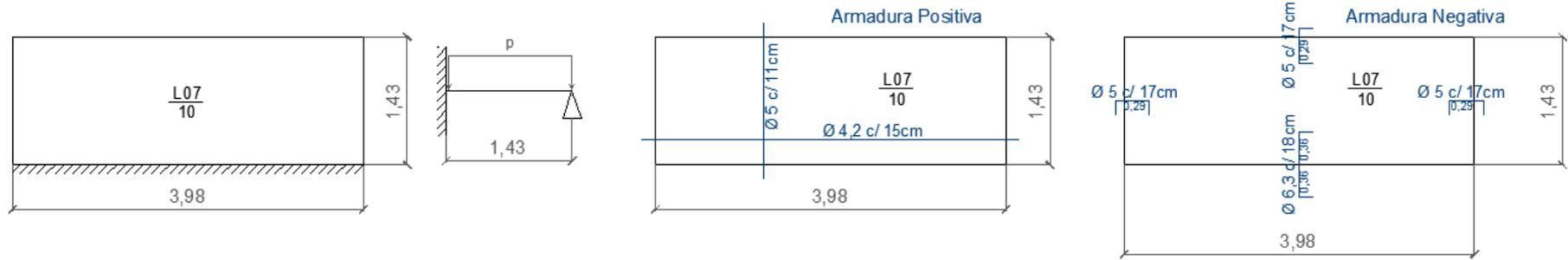
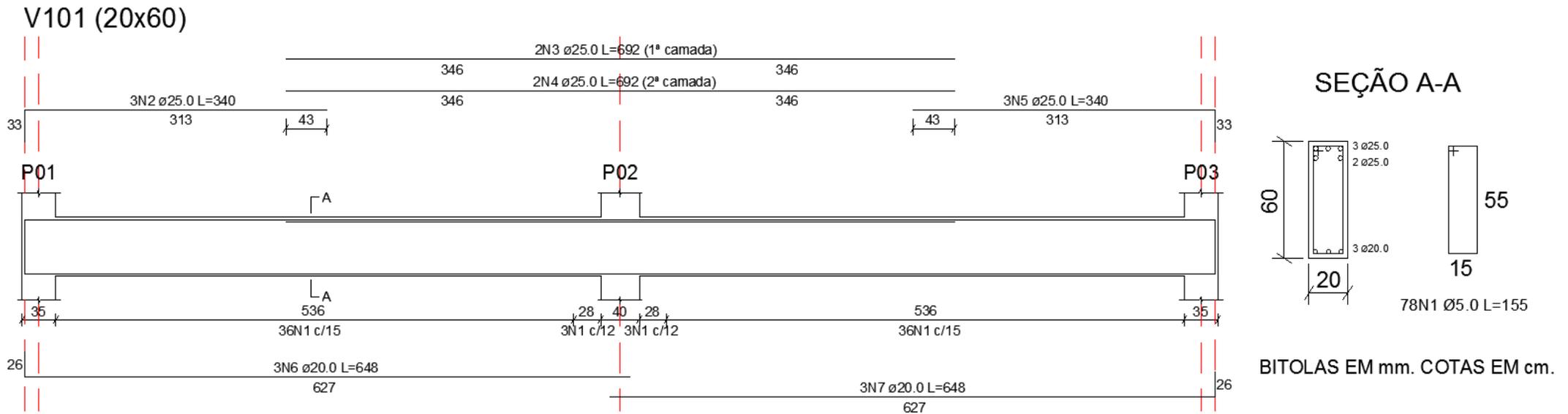
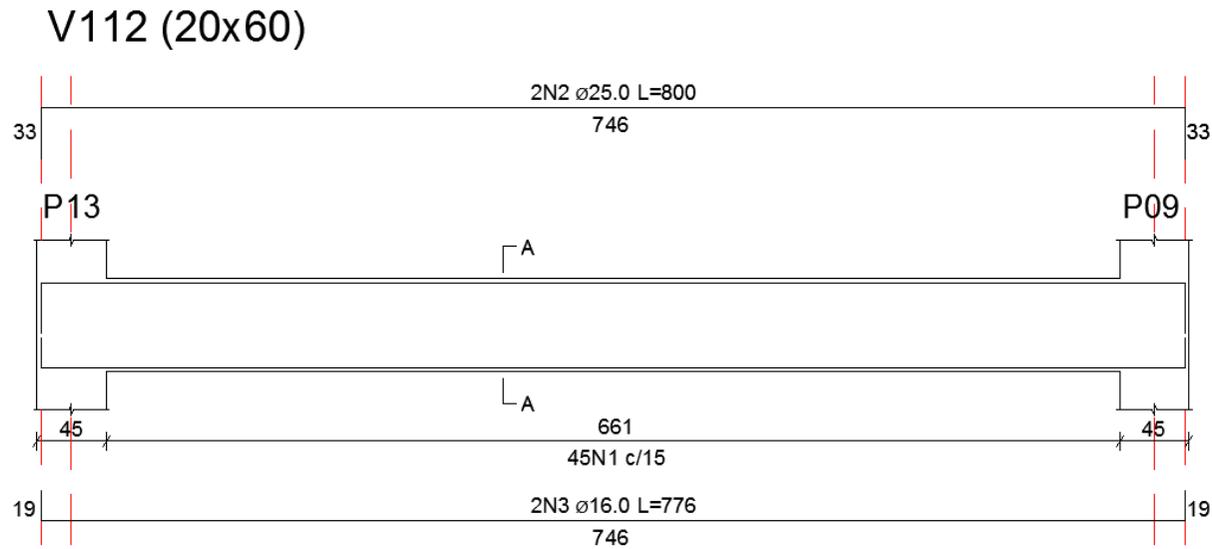
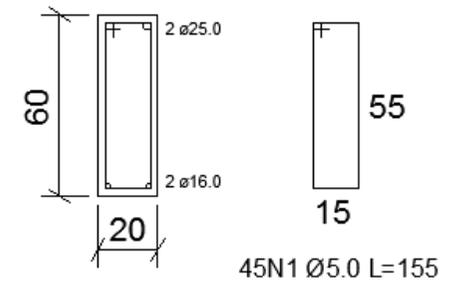


Figura AP-D3 – Detalhamento - Viga V101



BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

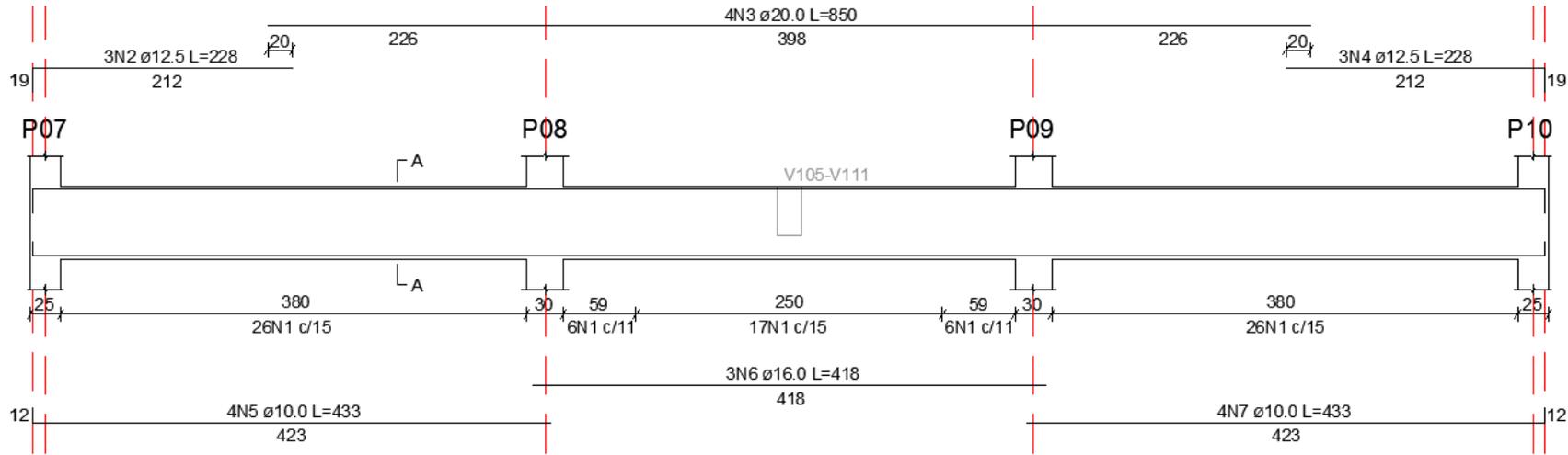
Figura AP-D4 – Detalhamento - Viga V112

**SEÇÃO A-A**

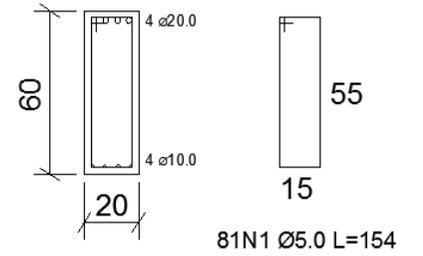
BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

Figura AP-D5 – Detalhamento - Viga V103

V103 (20x60)



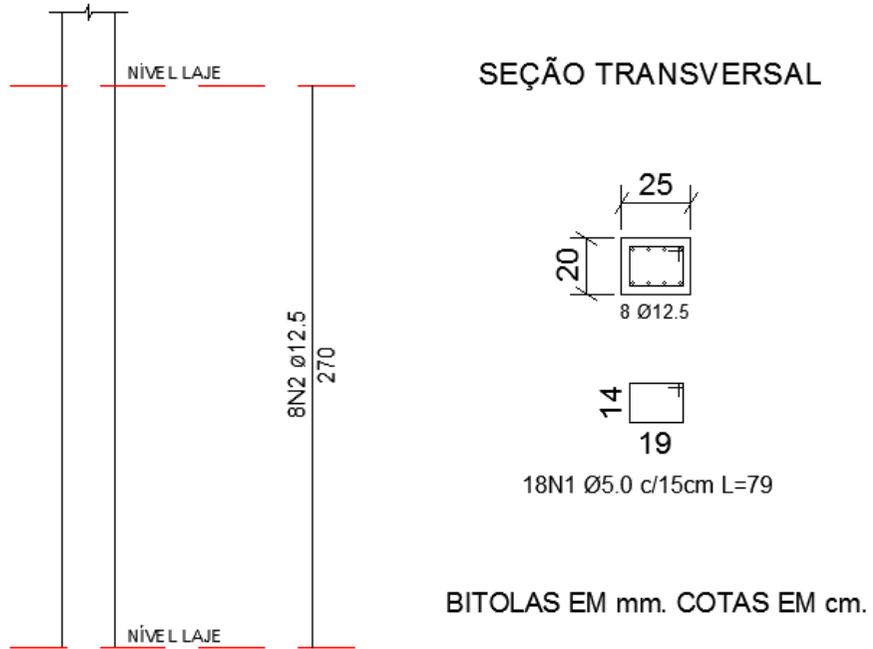
SEÇÃO A-A



BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

Figura AP-D6 – Detalhamento - Pilar P01 (7°, 8° e 9° Pav. Tipo)

P01 (9° Pavimento Tipo)



P01 (7° Pavimento Tipo e 8° Pavimento Tipo)

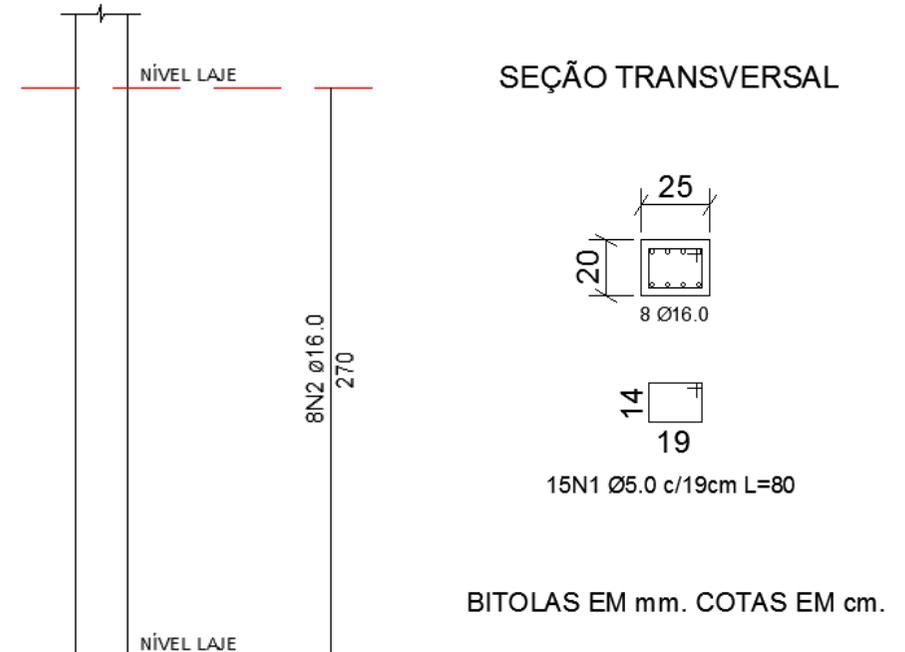
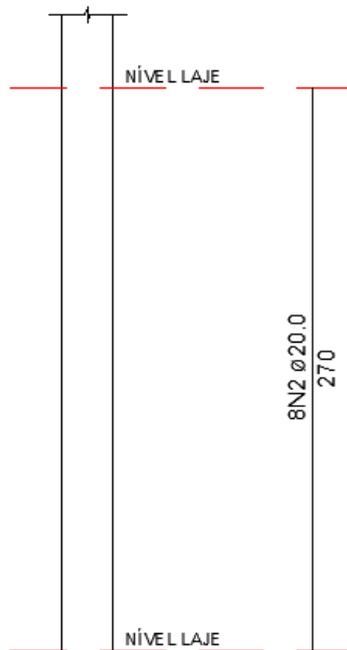
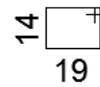
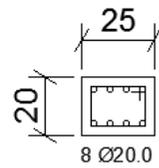


Figura AP-D7 – Detalhamento - Pilar P01 (5° e 6° Pav. Tipo)

P01 (6° Pavimento Tipo)



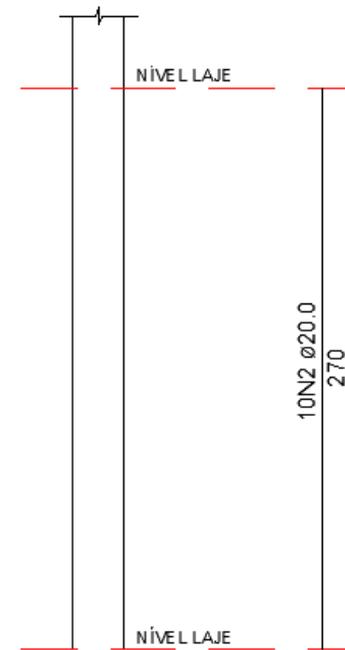
SEÇÃO TRANSVERSAL



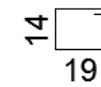
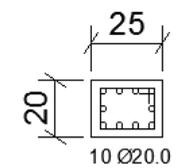
14N1 Ø5.0 c/20cm L=80

BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

P01 (5° Pavimento Tipo)



SEÇÃO TRANSVERSAL

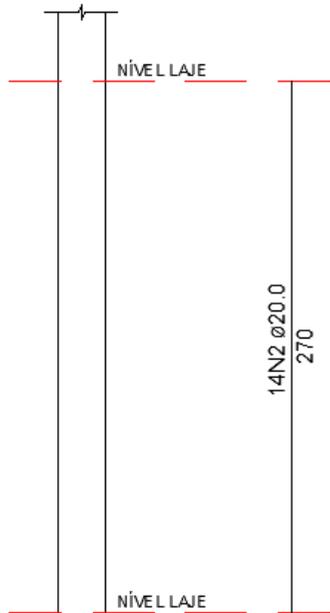


14N1 Ø5.0 c/20cm L=80

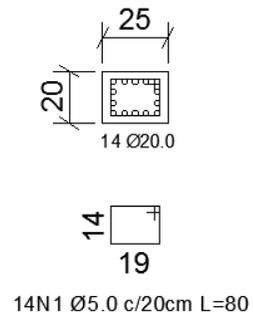
BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

Figura AP-D8 – Detalhamento - Pilar P01 (3° e 4° Pav. Tipo)

P01 (4° Pavimento Tipo)

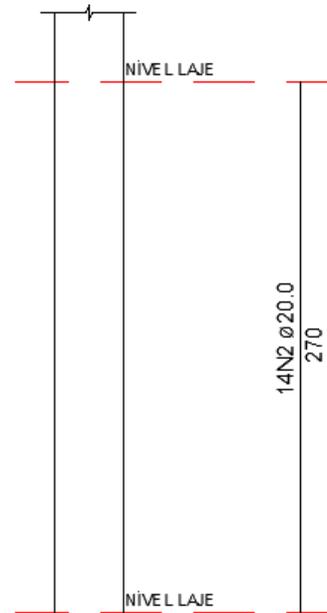


SEÇÃO TRANSVERSAL

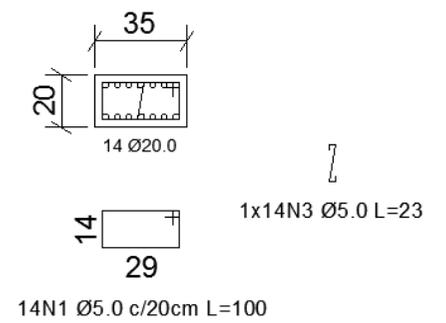


BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

P01 (3° Pavimento Tipo)



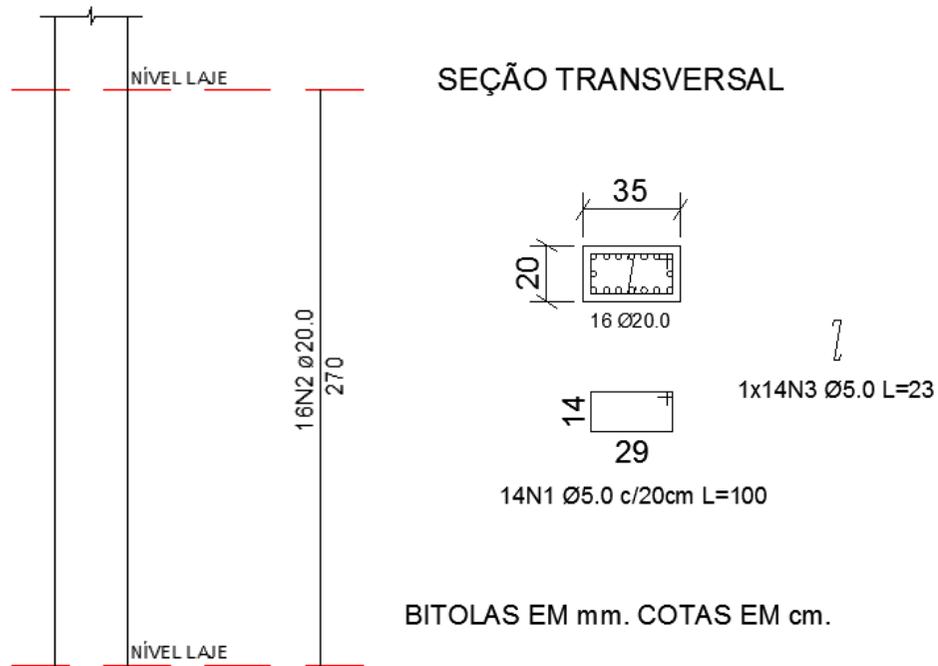
SEÇÃO TRANSVERSAL



BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

Figura AP-D9 – Detalhamento - Pilar P01 (1° e 2° Pav. Tipo)

P01 (2° Pavimento Tipo)



P01 (1° Pavimento Tipo)

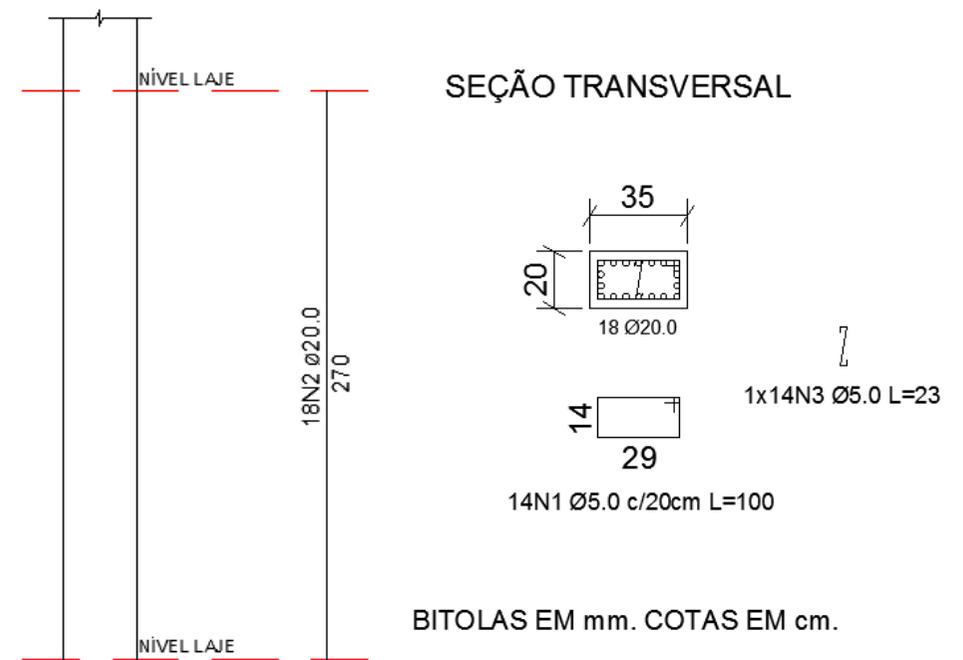
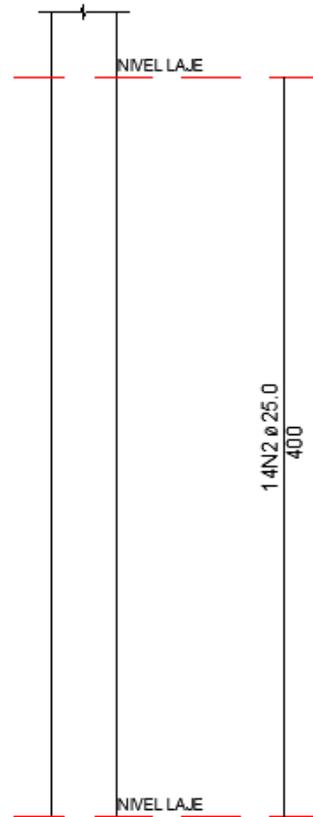
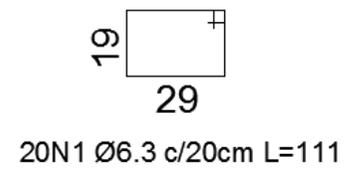
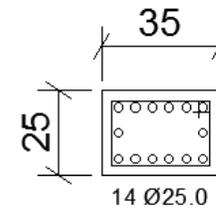


Figura AP-D10 – Detalhamento - Pilar P01 (Pav. Térreo)

P01 (Pavimento Térreo)

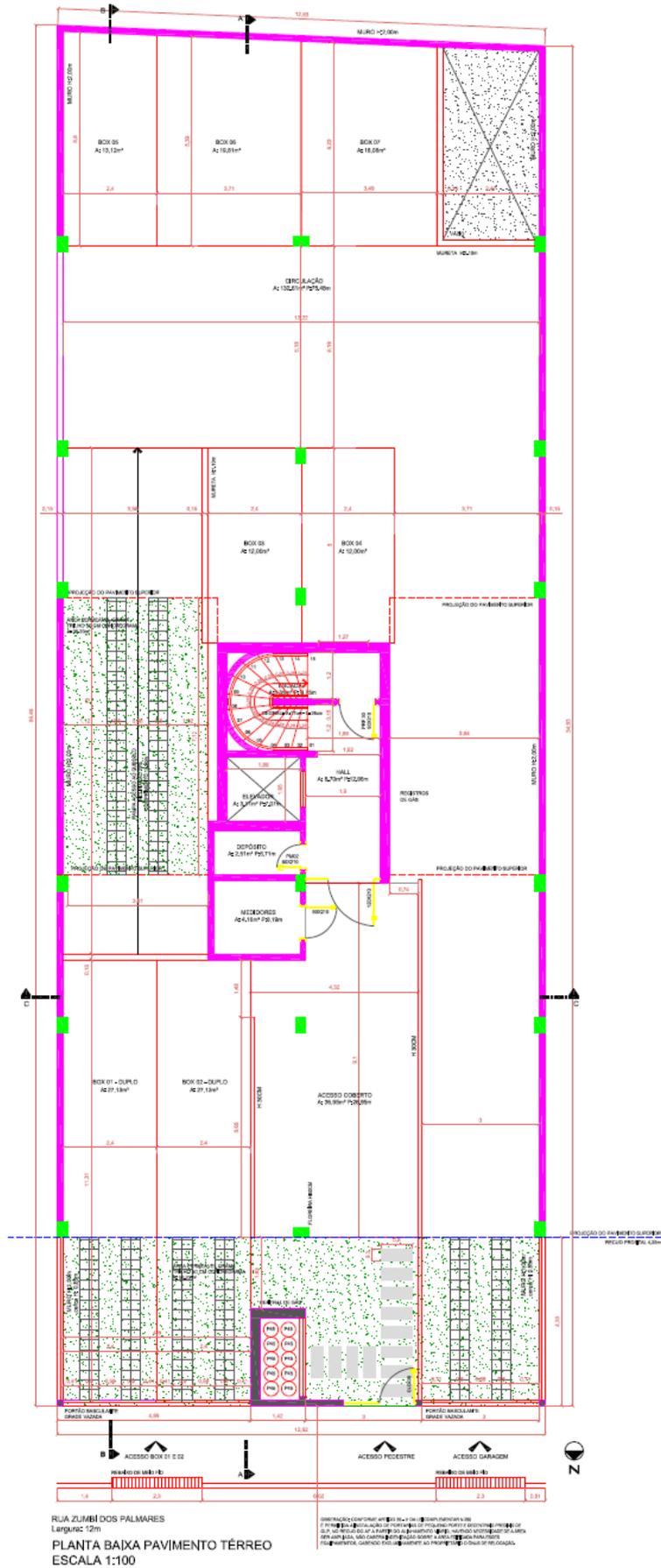


SEÇÃO TRANSVERSAL

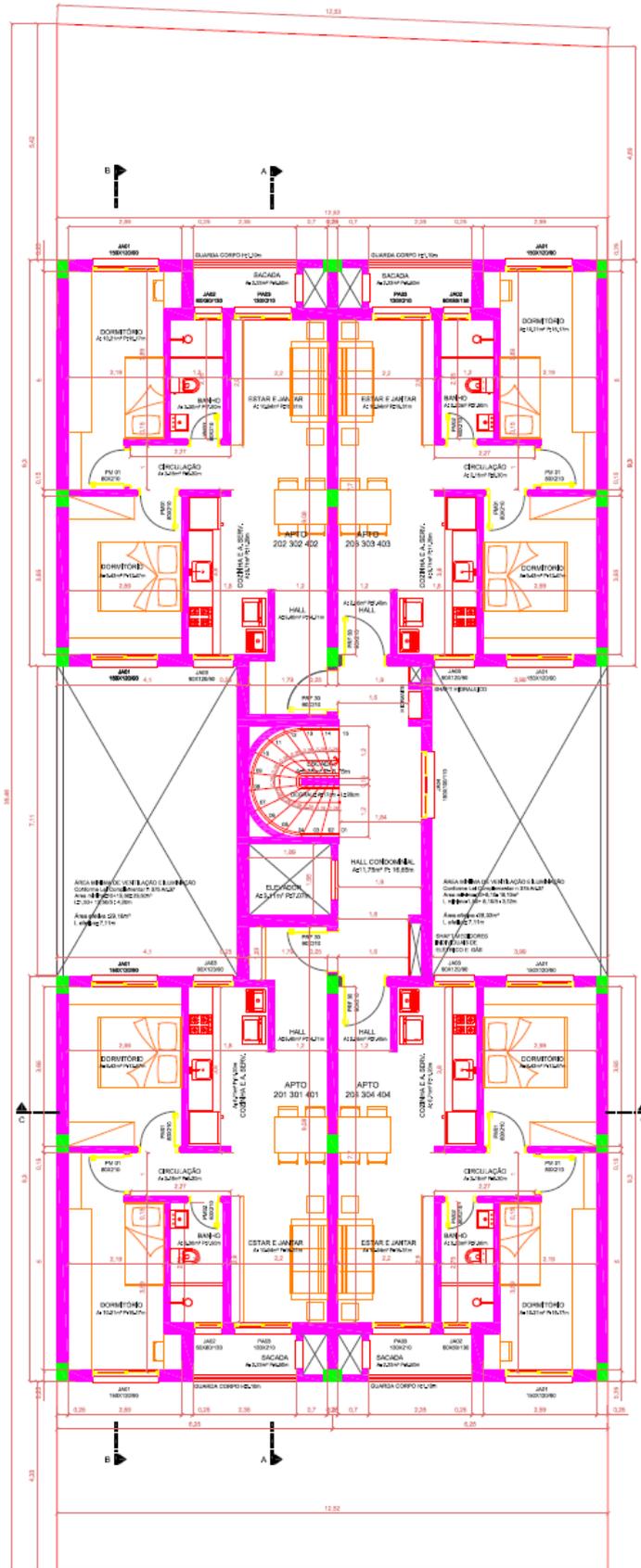


BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

ANEXO A – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TÉRREO



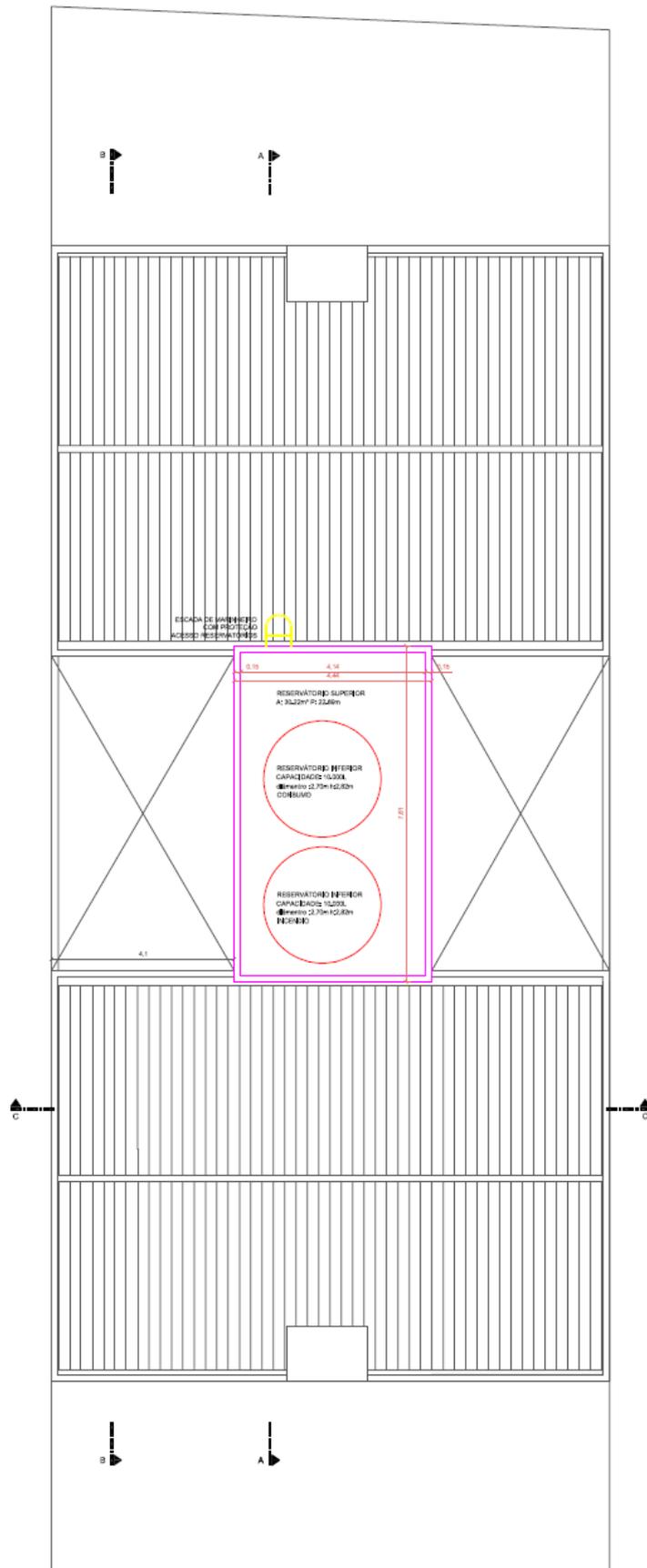
ANEXO B – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO



PLANTA BAIXA PAVIMENTO TIPO
02 AO 04 PAVIMENTO
ESCALA: 1:100



ANEXO C – PLANTA BAIXA DOS RESERVATÓRIOS



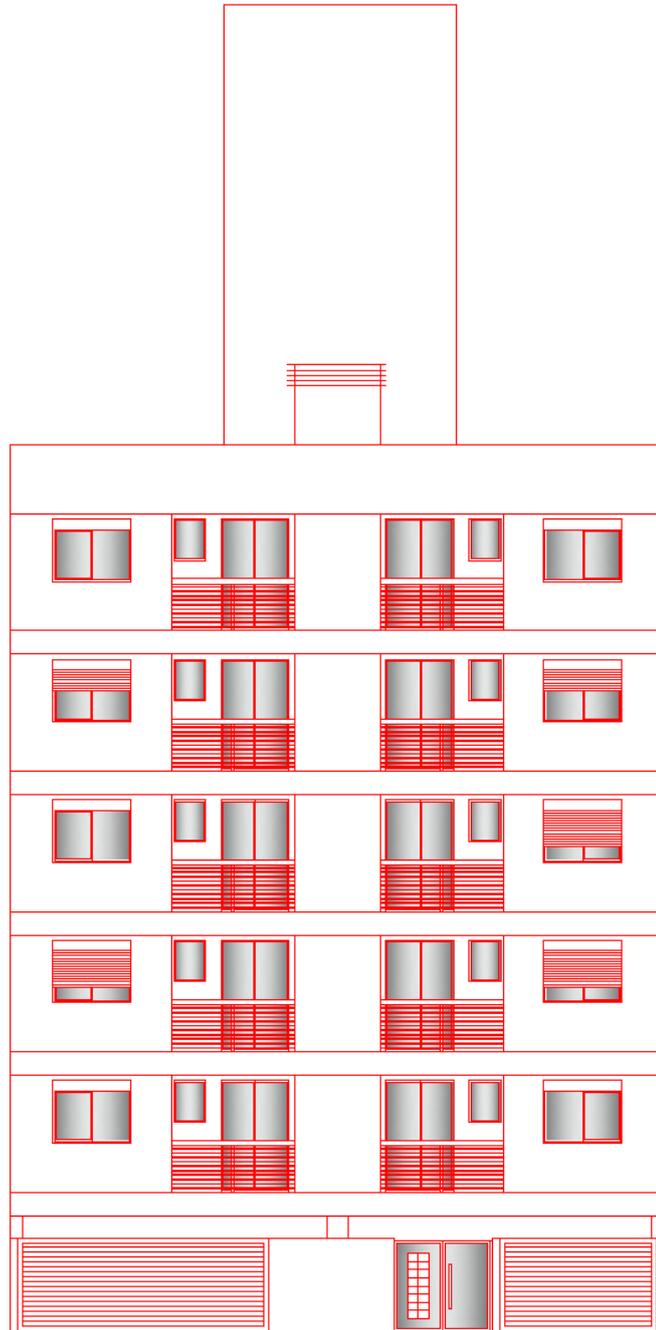
PLANTA BAIXA RESERVATÓRIOS
ESCALA: 1:50



ANEXO D – PLANTA BAIXA DA COBERTURA

ANEXO E – CORTE

ANEXO F – FACHADA NORTE



FACHADA NORTE
ESCALA: 1:50