

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Joel Blanco de Oliveira

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO
ARMADO PARA UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR**

Porto Alegre

julho 2018

JOEL BLANCO DE OLIVEIRA

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO
ARMADO PARA UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR**

Trabalho de Diplomação apresentado à Comissão de Graduação 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: Alexandre Rodrigues Pacheco

Porto Alegre
julho 2018

JOEL BLANCO DE OLIVEIRA

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO
ARMADO PARA UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR**

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 (COMGRAD) da Engenharia Civil na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 23 julho de 2018

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco
Ph.D. pela The Pennsylvania State University
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
Ph.D. pela The Pennsylvania State University

Eng. Civil Guilherme Granata Marques (UFRGS)
Me. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

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

Profa. Vanessa Fátima Pasa Dutra (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a todas as pessoas que amo e estiveram comigo e me apoiaram durante todo o período da graduação, especialmente a Eduardo Aguiar Blanco de Oliveira que me deu força e ânimo a cada sorriso.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco por ter aceitado ser meu orientador e a toda dedicação que teve para que este trabalho pudesse ser feito, entregue e apresentado.

Agradeço aos meus pais, Cintia Jacobsen Blanco e Joel Luis Guedes de Oliveira, todo o amor e toda a dedicação exercida para que seus filhos tivessem mais oportunidades de educação e qualificação que eles tiveram quando mais jovens.

Agradeço ao amor, companheirismo, amizade e compreensão que meu filho, Eduardo Aguiar Blanco de Oliveira, teve comigo durante todo o período de graduação, ele dá sentido a tudo que faço e sonho, e graças a ele que essa esta graduação teve início e fim.

Agradeço a minha namorada, Bruna de Melo Menezes, por toda a cumplicidade, companheirismo e apoio que me deu durante os últimos anos, sua presença em minha vida deu um novo ânimo, pois foi com ela que encontrei a energia que me faltava.

Agradeço a minha Dinda, Marli Jacobsen Blanco, todo amor materno dedicado a mim durante toda minha existência, sendo sempre um porto seguro e alguém em quem pude contar todas as horas.

Agradeço ao meu irmão, Juliano Blanco de Oliveira, pela amizade e companheirismo ao longo de minha infância e juventude, sendo o amigo mais leal, sincero e antigo da minha vida.

Agradeço aos amigos que fiz durante a faculdade Ana Carolina dos Santos Calvetti, Leo Kem Dorman e Filipe Celírio Melleu Rosa pelo carinho e pela amizade que desejo que sigam para além da graduação.

Welcome my son, welcome to the machine
What did you dream? It's alright we told you what to
dream.

Roger Waters

RESUMO

Considerando a complexidade e as diversas áreas de atuação do engenheiro civil, torna-se válido estudar de forma resumida e objetiva algumas delas, no caso deste trabalho a elaboração de pequenos projetos estruturais. O trabalho teve como objetivo reunir material e ferramentas necessários para que através dele pudessem ser definidos parâmetros necessários para o desenvolvimento de projetos estruturais - visando o dimensionamento de estruturas de concreto armado corriqueiras em pequenas e em médias edificações. A aplicação da metodologia estudada foi feita em um projeto residencial existente, tendo como base seu projeto arquitetônico. Logo, o estudo contemplou definir metodologias para realizar o dimensionamento dos elementos presentes nessa residência, são eles: lajes maciças, vigas, pilares, escadas e sapatas. No trabalho, em um primeiro momento são apresentadas as metodologias gerais do dimensionamento estrutural, que introduzem os conceitos básicos, para que então sejam apresentadas as metodologias específicas de cada tipo de estrutura posteriormente. Subsequentemente, os métodos são exemplificados e empregados nos elementos do projeto arquitetônico da residência em estudo. Por fim são feitas observações pertinentes sobre dificuldades, simplificações de projeto e sugestões de estudos a serem considerados na elaboração de projetos estruturais.

Palavras-chave: NBR-6118. Projeto Estrutural. Concreto Armado. Dimensionamento estrutural de residências unifamiliares.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama das etapas do trabalho	24
Figura 2 - Domínios de deformação no estado limite último de uma seção	33
Figura 3 - Diagrama de forças numa seção de concreto armado	36
Figura 4 - Desenho esquemático da treliça idealizada numa viga	38
Figura 5 - Vão efetivo	42
Figura 6 - Vão teórico usual	42
Figura 7 - Vãos livres de uma laje	43
Figura 8 - Tipos de apoios e suas representações	44
Figura 9 - Critério para considerar bordas engastadas	45
Figura 10 - Parede paralela à direção da armadura da laje	48
Figura 11 - Parede perpendicular à direção da armadura da laje.....	49
Figura 12 - Exemplos de aplicação do processo das áreas	50
Figura 13 - Exemplo de momento fletor em laje armada em uma direção.....	51
Figura 14 - Esquema de compatibilização de momentos de lajes	53
Figura 15 - Exemplificação da altura útil e demais elementos	59
Figura 17 - Comprimento dos vãos para armadura alternada	61
Figura 18 - Posição e comprimento da armadura negativa sobre e nos apoios	61
Figura 19 - Armaduras nas aberturas e nas bordas livre	62
Figura 20 - Diagrama deslocado e fracionado	66
Figura 21 - Ganchos das armaduras longitudinais	71
Figura 22 - Tipos de pilares de acordo com sua posição	73
Figura 23 - Pilar submetido a flexo-compressão normal	74
Figura 24 - Seção de pilar submetido a flexo-compressão oblíqua	74
Figura 25 - Dimensões de comprimentos l_0 , h e l	75
Figura 26 - Desenho de um bloco	81
Figura 27 - Sapata rígida sob pilar com carga centrada	82
Figura 28 - Vista frontal e superior de uma sapata	84
Figura 29 - Planta de formas das lajes do segundo pavimento	88
Figura 30 - Vínculos nas lajes	91
Figura 31 - Planta de formas e paredes	92
Figura 32 - Representação do carregamento na laje 204	94
Figura 33 - Diagrama de momentos na laje 204	95

Figura 34 - Planta de formas com momentos fletores	96
Figura 35 - Planta de formas com momentos fletores compatibilizados	99
Figura 36 - Reações V_x , V_y e V_y' nas bordas da laje 201	113
Figura 37 - Planta do projeto da escada	115
Figura 38 - Corte transversal da escada	116
Figura 39 - Modelo de cálculo do lance intermediário	118
Figura 40 - Modelo escada U	118
Figura 41 - Vãos do lance 2	119
Figura 42 - Reações e momento fletor característico no lance 2 da escada	119
Figura 43 - Carregamento para ELS-QP	123
Figura 44 - Deslocamento vertical	123
Figura 45 - Empuxo ao vazio	126
Figura 46 - Disposição e forma da armadura visando evitar Empuxo ao vazio	126
Figura 47 - Armaduras do lance 2	127
Figura 48 - Armaduras do lance 1	127
Figura 49 - Armaduras do lance 3	127
Figura 50 - Reações no lance 1	128
Figura 51 - Reações no lance 3	129
Figura 52 - planta de formas do terceiro pavimento	129
Figura 53 - Esforços cisalhamento para carregamento característico	132
Figura 54 - Momentos para carregamento característico (ELS-R)	133
Figura 55 - Momentos para estado limite de serviço frequente (ELS-F)	133
Figura 56 - Momentos para estado limite de serviço quase permanente (ELS-QP)	133
Figura 57 - Altura útil para armadura distribuída em múltiplas camadas	135
Figura 58 - Área da região de envolvimento da barra	141
Figura 59 - Parâmetros geométricos da seção crítica do vão 3	144
Figura 60 - Diagrama de deformações imediatas ao longo de V301.	144
Figura 61 - Diagrama de momentos fletores para estado limite último	145
Figura 62 - Pilar P04	150
Figura 63 - Pórtico P01 – P04 sentido x	151
Figura 64 - Pórtico P01 – P04	151
Figura 65 - Pórtico P04 – P09	152
Figura 66 - Solicitações em P04 no eixo x	152
Figura 67 - Solicitações em P04 no eixo y	152

Figura 68 - Envoltória resistente e esforços solicitantes de cálculo seção 14x30 159

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes de ponderação para combinação última	29
Tabela 2 - Coeficiente de ponderação para estado limite de serviço	29
Tabela 3 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s de acordo com NBR 6118/2014	31
Tabela 4 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função do f_{ck}	32
Tabela 5 - Classes de agressividade ambiental	34
Tabela 6 - Correspondência entre classes de agressividade e a qualidade do concreto ...	35
Tabela 7 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e cobrimento	35
Tabela 8 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas	39
Tabela 9 - Pesos e cargas permanentes	47
Tabela 10 - Valores mínimos das cargas verticais	49
Tabela 11 - Limites para deslocamentos	54
Tabela 12 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo	57
Tabela 13 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes	60
Tabela 14 - limites de abertura de fissuras	68
Tabela 15 - valores máximos de diâmetro e espaçamento, com barras de alta aderência.	69
Tabela 16 - Diâmetro dos pinos de dobramento	71
Tabela 17 - Pressão admissível de acordo com o tipo de solo	85
Tabela 18 - Carregamento permanentes (g) e acidentais (q) nas lajes 201 e 204	92
Tabela 19 - Cargas no ELU, ELS-rara e ELS-QS	93
Tabela 20 - Combinações dos carregamentos em kN/m ²	109
Tabela 21 - Momentos das lajes do segundo pavimento	110
Tabela 22 - Vãos efetivos	130
Tabela 23 - Peso próprio da estrutura e de parede	130
Tabela 24 - Reações das lajes sobre as vigas	131
Tabela 25 - Carregamentos nos vãos	131
Tabela 26 - Momentos fletores ao longo da viga V301	132
Tabela 27 - Dimensionamento de áreas para cada vão	134
Tabela 28 - Quantidade de barras e área efetiva de aço nos vãos	135
Tabela 29 - Quantidade de barras e área efetiva de aço nos vãos	136
Tabela 30 - Posição da linha neutra e verificação de ductilidade nos apoios	137
Tabela 31 - Áreas de aço e quantidade de barras	137
Tabela 32 - Posição da linha neutra e verificação de ductilidade nos apoios	142

Tabela 33 - Momentos e estágio de deformação de V301	142
Tabela 34 - Momento de inércia equivalente	143
Tabela 35 - Aceitabilidade quanto a deformações verticais	144
Tabela 36 - Comprimentos de ancoragens	148
Tabela 37 - Distâncias entre apoio e momento fletor nulo	149
Tabela 38 - Ancoragens das armaduras negativas	149
Tabela 39 - Cargas de cálculos das vigas que se apoiam em P04	151
Tabela 40 - Solicitações verticais em P04	153
Tabela 41 - Solicitações verticais para cálculo em P04	153
Tabela 42 - Momentos fletores de cálculo em P04	154
Tabela 43 - Excentricidade de 1ª ordem	154
Tabela 44 - Planilha para determinação da armadura positiva Laje do 2º pavimento	167

LISTA DE SIGLAS

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

NBR – Norma Brasileira

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

ELS -R – Estado Limite de Serviço para combinação Rara

ELS-QP – Estado Limite de Serviço para combinação Quase Permanente

ELS-F – Estado Limite Frequente de Serviço

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

LISTA DE SÍMBOLOS

A – área (m^2)

f_d – resistência de cálculo (MPa)

MPa – megapascal

ρ_c – massa específica (kg/m^3)

f_{cd} - resistência de cálculo do concreto (MPa)

f_k – resistência característica (MPa)

E_{ci} - módulo de elasticidade do concreto

E_{cs} – módulo de deformação secante

E_s - módulo de elasticidade do aço

ε – deformação específica (adimensional)

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

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

ε_u – deformação específica do aço

ε_y – deformação específica de escoamento do aço

α - fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta

$f_{ct,m}$ - resistência a tração do concreto

λ - fator que substitui o diagrama de tensão-deformação do concreto que seria uma parábola-retângulo na região comprimida da seção para um retângulo como visto na figura

α_c - parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão

ξ - é um coeficiente função do tempo

ρ' - é a taxa de armadura de compressão;

Δc - tolerância de execução do cobrimento

c_{\min} - cobrimento mínimo

$f_{ctk,sup}$ - resistência característica superior do concreto à tração

w_k - abertura característica das fissuras

γ - peso específico aparente (kN/m^3)

I_c - momento de inércia

M_r - momento fletor de fissuração

M_a - momento fletor na seção crítica do vão considerado

I_{II} - momento de inércia da seção fissurada de concreto

x_{II} - posição da linha neutra da seção fissurada

f_t - flecha total

f_0 - flecha imediata

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	21
2 OBJETIVOS E DELIMITAÇÕES	22
2.1 OBJETIVO	22
2.1.1 Objetivo principal	22
2.1.2 Objetivo secundário	22
2.2 PRESSUPOSTO	22
2.3 DELIMITAÇÕES	23
2.4 DELINEAMENTO	23
3 METODOLOGIA	26
3.1 GENERALIDADES DO DIMENSIONAMENTO DE CONCRETO ARMADO	26
3.1.1 Estados limites	26
3.1.2 Ações e combinações	28
3.1.2.1 Ações	28
3.1.2.2 Combinações	28
3.1.3 Resistência dos materiais	30
3.1.3.1 Resistência característica	30
3.1.3.2 Resistência de cálculo	30
3.1.4 Módulo de elasticidade	31
3.1.5 Domínios de deformação	32
3.1.6 Classe de agressividade, resistência e cobrimento	34
3.1.7 Dimensionamento das armaduras	36
3.1.7.1 Armaduras longitudinais	36
3.1.7.2 Armaduras transversais	37
3.1.7.3 Armaduras mínimas e máximas	38
3.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA	40
3.3 DETALHAMENTO E DIMENSIONAMENTO	41
3.3.1 Lajes	41
3.3.1.1 Vão efetivo	41
3.3.1.2 Tipos de lajes de acordo com a armação	42
3.3.1.3 Vinculação	44
3.3.1.4 Carregamentos	45
3.3.1.4.1 Carregamentos permanentes	45

3.3.1.4.2 Cargas acidentais	49
3.3.1.5 Reações de apoio	49
3.3.1.6 Momentos fletores	50
3.3.1.6.1 Lajes unidirecionais	51
3.3.1.6.2 Lajes bidirecionais	51
3.3.1.6.3 Compatibilização dos momentos fletores	52
3.3.1.7 Verificação quanto ao Estado Limite de Serviço	53
3.3.1.8 Verificação quanto a força cortante	57
3.3.1.9 Dimensionamento das armaduras	58
3.3.1.9.1 Armaduras longitudinais de tração	58
3.3.1.9.2 Armaduras máximas e mínimas	59
3.3.1.9.3 Espaçamentos máximos, mínimos e bitola máxima	60
3.3.1.9.4 Comprimento da armadura positiva	60
3.3.1.9.5 Comprimento da armadura negativa	61
3.3.1.9.6 Armaduras de bordo livre e aberturas	62
3.3.2 Dimensionamento da escada	63
3.3.3 Vigas	63
3.3.3.1 Cargas nas vigas	63
3.3.3.2 Vãos efetivos	64
3.3.3.3 Momentos fletores	64
3.3.3.4 Dimensionamento das armaduras longitudinais	64
3.3.3.5 Comprimento das armaduras longitudinais	65
3.3.3.6 Dimensionamento das armaduras transversais	66
3.3.3.7 Estados limites de serviço	68
3.3.3.8 Comprimento de ancoragem	70
3.3.4 Pilares	72
3.3.4.1 Classificação dos pilares quando a posição	73
3.3.4.2 Esforços solicitantes iniciais	74
3.3.4.3 Dimensões máximas e mínimas	75
3.3.4.4 Comprimento equivalente	75
3.3.4.5 Índice de esbeltez	76
3.3.4.5.1 Classificação dos pilares de acordo com o índice de esbeltez	76
3.3.4.5.2 Dispensa da análise dos efeitos de 2ª ordem	76
3.3.4.6 Excentricidade de 1ª ordem	77

3.3.4.7 Momento mínimo de 1ª ordem	77
3.3.4.8 Efeitos de 2ª ordem	78
3.3.4.9 Dimensionamento da armadura longitudinal	78
3.3.5 Fundações	80
3.3.5.1 Projeto geométrico	81
3.3.5.2 Dimensionamento das armaduras	83
3.3.5.3 Parâmetros do solo	84
4 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS	86
4.1 PROJETO ARQUITETÔNICO	86
4.2 CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL E DE CONCRETO	87
4.3 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA	87
4.4 EXEMPLIFICAÇÃO DA METODOLOGIA ESPECÍFICA	88
4.4.1 Lajes	88
4.4.1.1 Vãos efetivos	89
4.4.1.2 Direção das armaduras	90
4.4.1.3 Vinculações	90
4.4.1.4 Carregamentos e combinações de serviço	91
4.4.1.5 Momentos fletores	93
4.4.1.6 Compatibilização dos momentos negativos e correção dos positivos	96
4.4.1.7 Armaduras longitudinais positivas	99
4.4.1.8 Detalhamento das armaduras positivas	103
4.4.1.9 Armaduras longitudinais negativas	105
4.4.1.10 Detalhamento das armaduras negativas	107
4.4.1.11 Verificação das fissuras e deslocamentos verticais	109
4.4.1.12 Reações das lajes nas vigas	112
4.4.1.13 Verificação quanto ao cisalhamento	113
4.4.2 Dimensionamento da escada	114
4.4.2.1 Dimensionamento dos elementos da escada	114
4.4.2.2 Carregamentos	115
4.4.2.3 Esforços solicitantes	117
4.4.2.4 Dimensionamento da armadura longitudinal	119
4.4.2.5 Dimensionamento da armadura secundária	122
4.4.2.6 Verificação da flecha	122
4.4.2.7 Verificação quanto a força cortante	124

4.4.2.8 Verificação das bielas comprimidas	125
4.4.2.9 Empuxo ao vazio.....	125
4.4.2.10 Reação dos patamares	128
4.4.2.11 Reação da escada nas vigas	128
4.4.3 Dimensionamento de vigas	129
4.4.3.1 Vãos efetivos	130
4.4.3.2 Carregamentos	130
4.4.3.3 Esforços solicitantes	131
4.4.3.4 Dimensionamento da armadura longitudinal	134
4.4.3.5 Dimensionamento da armadura de cisalhamento	137
4.4.3.6 Limite de abertura de fissuras	139
4.4.3.7 Limite de deslocamento vertical	142
4.4.3.8 Comprimento das armaduras longitudinais	145
4.4.3.9 Armaduras de montagem e transpasses	149
4.4.4 Dimensionamento de pilares	150
4.4.4.1 Carregamentos	150
4.4.4.2 Esforços solicitantes iniciais	152
4.4.4.3 Excentricidade de 1ª ordem	154
4.4.4.4 Comprimento equivalente	154
4.4.4.5 Índice de esbeltez	155
4.4.4.6 Momento fletor mínimo	155
4.4.4.7 Limite de esbeltez	155
4.4.4.8 Armadura longitudinal	157
4.4.4.9 Comprimento de ancoragem para emendas	157
4.4.5 Dimensionamento de blocos de fundação	158
4.4.5.1 Geometria da sapata	158
4.4.5.2 Momentos fletores	159
4.4.5.3 Dimensionamento das armaduras	160
4.4.5.4 Verificação quanto ao cisalhamento	161
4.4.5.5 Detalhamento da armadura	161
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	162
REFERÊNCIAS	164
APÊNDICE A – Plantas de formas das lajes	168
APÊNDICE B – Planta de armaduras das lajes	170

APÊNDICE C – Planta de formas da escada	172
APÊNDICE D – Planta de armaduras da escada	174
APÊNDICE E – Prancha de armaduras das vigas	176
APÊNDICE F – Planta de locação das sapatas e armaduras das sapatas	178
APÊNDICE G – Planta de formas dos pilares e armaduras dos pilares	180
APÊNDICE H – Planilhas utilizadas	182
ANEXO A – Projeto arquitetônico	190
ANEXO B – Projeto para liberação de obra	192

1 INTRODUÇÃO

É sabido que a elaboração de projetos estruturais sem o uso de software é algo cada vez mais raro e excêntrico entre os profissionais que atuam nessa área da engenharia civil. Por mais que esses softwares tenham um custo elevado, os engenheiros ganham em produtividade e segurança ao utilizá-los. Entretanto, ter ciência dos parâmetros, variáveis e limitações que permeiam a elaboração de projetos estruturais são pré-requisitos para se lançar mão de tais programas. E é visando entender essas questões que surgiu a motivação de realizar este trabalho.

A forma de trabalhar essas questões, pertinentes ao dimensionamento estrutural, foi elaborando uma possível solução estrutural para uma residência unifamiliar. Esse tipo de residência apresenta estruturas medianas em dimensão e menor número de elementos estruturais – se comparados com edificações maiores - mesmo assim contemplam todos os elementos que teria um prédio ou um edifício. E por isso possibilita o dimensionamento dessas estruturas sem o auxílio de programas específicos de dimensionamento estrutural. A edificação da qual o projeto arquitetônico serviu de base para a elaboração do estrutural é de uma residência real que está sendo construída atualmente. Ela está localizada no bairro Hípica, em Porto Alegre, contemplando os seguintes elementos estruturais: lajes, escadas, vigas, pilares e fundações.

Para fundações e lajes coube ao autor decidir quais tipos seriam as aplicadas no projeto. As lajes escolhidas para o projeto foram as maciças, pelo fato de terem uma maior qualidade em termos térmico-acústicos que as pré-moldadas. Já para fundação, a solução adotada foi dimensionar sapatas. Essa escolha ocorreu por conta da falta do ensaio SPT do solo do terreno, inviabilizando a caracterização das camadas inferiores do solo, parâmetros necessários para determinar as resistências de atrito e de ponta.

Logo, esse trabalho teve como propósito reunir materiais e metodologias para a elaboração de um projeto estrutural seguro, confiável e durável para uma residência unifamiliar que contempla os elementos abordados nele. Mas em seu íntimo foi entender de forma mais profunda os parâmetros relevantes de projetos estruturais.

2 OBJETIVOS E DELIMITAÇÕES

2.1 OBJETIVO

2.1.1 Objetivos principais

Esse trabalho objetivou principalmente reunir materiais, ferramentas, observações e métodos básicos necessários para o desenvolvimento de projetos estruturais e agrupá-los em um volume, de forma que futuramente o autor conseguisse através dele definir parâmetros pertinentes de projetos estruturais futuros como profissional.

2.1.2 Objetivos secundários

Objetivo secundário foi aplicar tais conhecimentos nas estruturas de uma residência real, com a finalidade de exemplificar o estudo é parte essencial do trabalho. Pois assim puderam ser verificadas as verdadeiras dificuldades enfrentadas durante um dimensionamento estrutural de concreto armado e ao mesmo tempo detalhar alguns dos cálculos necessários que foram realizados para elaborar o projeto.

A apresentação do projeto estrutural é uma das maneiras de mostrar os resultados obtidos com a aplicação da metodologia.

2.2 PRESSUPOSTO

Na elaboração do trabalho, pressupôs-se que contemplando os critérios estabelecidos pelas normas - citadas a seguir - todos os parâmetros de segurança seriam sido atendidos:

- a) NBR 6118/2014 - Projeto de estruturas de concreto;

- b) NBR 6120/1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- c) NBR 6122/2010 - Projeto e execução de fundações;
- d) NBR 8681/2003 - Ações e segurança nas estruturas.

Também é pressuposto que o software FTool, empregado neste trabalho, forneça valores corretos e consistentes.

2.3 DELIMITAÇÕES

O estudo limitou-se à elaboração do dimensionamento estrutural dos elementos já definidos: vigas, pilares, escadas, lajes maciças e sapatas. Não adentrando na discussão sobre as fundações e lajes adotadas.

O projeto apresentado ao final é uma maneira de representar os resultados obtidos aplicando a metodologia apresentada ao longo do trabalho. Dessa forma, o projeto pode carecer de informações que estariam presentes em um projeto usual, como: planta de cargas, quantidades de aço, volumes de concreto e área de formas. Da mesma forma, os projetos apresentam o detalhamento dos elementos de forma simplificada e esquemática.

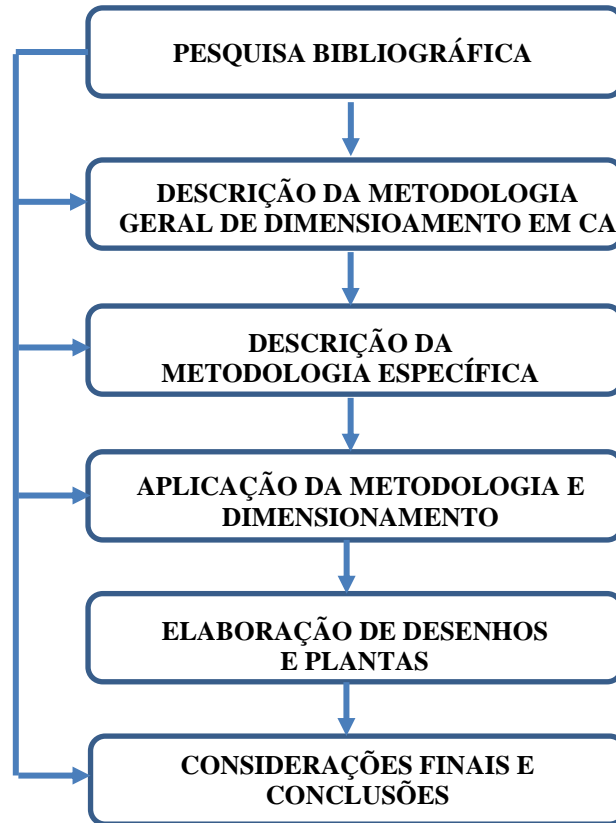
Ainda, o estudo foi focado no dimensionamento das estruturas propostas para as solicitações obtidas através do software Ftool, sem se apegar se os modelos estruturais utilizados são os mais adequados para cada situação.

2.4 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado na ordem das etapas listadas a seguir e representado esquematicamente na figura 1:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) descrição da metodologia geral de dimensionamento em concreto armado;
- c) descrição da metodologia específica para dimensionamento dos diferentes elementos estruturais;
- d) aplicação da metodologia e dimensionamento de estruturas;
- e) elaboração de desenhos e plantas;
- f) considerações finais e conclusões.

Figura 1: Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: autor)

A pesquisa bibliográfica objetivou a reunião de materiais necessários para o desenvolvimento de todo o trabalho proposto: dimensionamento das lajes, vigas, pilares e fundações. Sendo assim nela consta normas técnicas brasileiras, livros, alguns softwares, monografias com temáticas afins e tabelas empregadas em dimensionamentos de estruturas.

A metodologia geral do dimensionamento em concreto armado apresenta os parâmetros e considerações comuns a todos os elementos estruturais estudados. Enquanto na metodologia específica foram apresentadas as formas que cada tipo de elemento é dimensionado.

A aplicação do estudo foi feita na seguinte ordem: lançamento das estruturas sobre o projeto arquitetônico, definição de carregamentos e solicitações, dimensionamento e verificações de estados limite. Para cada elemento dimensionado foi feito o desenho das armaduras e de formas, assim como em projetos estruturais usuais.

Ao final do trabalho, as considerações finais e conclusões sobre o desenvolvimento foram apresentadas.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo, são abordados aspectos gerais sobre o procedimento para estruturas de concreto armado.

3.1 GENERALIDADES DO DIMENSIONAMENTO DE CONCRETO ARMADO

3.1.1 Estados limites

Para um projeto estrutural ser considerado bom, não basta ele se apresentar seguro para as solicitações e cargas impostas a ele, mas ser econômico ao mesmo tempo que é seguro para a sua aplicação.

Os estados limites são divididos em dois tipos: estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS). São definidos em norma pela NBR 6118, que estabelece o seguinte para os estados limites últimos:

estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralização do uso da estrutura.

E, ainda,

a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos 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, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica definida na Seção 14, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada nesta Norma;

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, conforme a ABNT NBR 15200;
- g) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- h) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

A norma define como estado limite de serviço:

Estados-limites de serviço são 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.

De acordo com Araújo (2010, pág. 60), “no projeto das estruturas usuais de concreto armado, são considerados o estado limite de deformações excessivas e o estado limite de abertura das fissuras”. Logo, “[...] o requisito da segurança está relacionado com os estados limites últimos, enquanto a durabilidade, a aparência e o conforto estão ligados aos estados limites de utilização.”.

Logo, conclui-se que o dimensionamento de uma estrutura para ELU é feito considerando o esgotamento da capacidade resistente dela, enquanto para ELS são consideradas as questões de durabilidade, fissuração e deformação da estrutura, aspectos que não prejudicam a confiabilidade da estrutura, mas sim sua usabilidade.

Para calcular estruturas levando em conta tais considerações, os subcapítulos 11.7 e 11.8 da NBR 6118/2014 propõem, respectivamente: coeficientes que devem ser considerados às ações que atuam na estrutura a fim de majorá-las e combinar as ações de forma a determinar os carregamentos mais desfavoráveis para a estrutura.

3.1.2 Ações e combinações

3.1.2.1 Ações

“Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.”, NBR 6118.

As ações consideradas são valores de carregamentos que devem ser determinados de acordo com o uso que será dado à estrutura, as forças de vento e o peso próprio da estrutura. Elas podem ser obtidas a partir da NBR 6120/1980, que tem como propósito justamente determinar valores de cargas a serem consideradas em projetos. Nela estão presentes tabelas e condicionantes para que sejam atingidos valores seguros de cargas.

3.1.2.2 Combinações

O carregamento de cálculo é obtido da combinação das ações “[...] que têm probabilidade não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.” E “[...] deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.” pela norma.

As fórmulas apresentadas nas tabelas 11.3 e 11.4 (anexas), presentes no subitem 11.8.2.4 da NBR 6118, determinam as combinações últimas e de serviço, respectivamente. Simplificadamente, a combinação última (ELU) pode ser determinada pela equação 1, enquanto a de serviço (ELS) pela 2.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_g + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon g} + \gamma_q (F_{1qk} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (1)$$

Onde:

F_d é o esforço último;

γ_g e γ_q são os coeficientes de ponderação das ações no estado limite último, dada pela tabela 1;

$$F_{d, serv} = \Sigma F_{g,k} + \Sigma \Psi_2 F_{q,k} \quad (2)$$

Sendo:

$F_{d, serv}$ o esforço de serviço;

$F_{g,k}$ o esforço característico; e

Ψ_2 o coeficiente de ponderação para combinações de serviço, apresentado na tabela 2.

Tabela 1: Coeficientes de ponderação para combinação última

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

(fonte: tabela 11.1 da NBR 6118 de 2014, pág. 65)

Tabela 2: Coeficiente de ponderação para estado limite de serviço

Ações	Ψ_2			
	Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2	
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

(fonte: tabela 11.2 da NBR 6118 de 2014, pág. 65)

3.1.3 Resistência dos materiais

As resistências dos materiais estão divididas em duas: resistência característica e resistência de cálculo. A primeira refere-se à resistência propriamente dita do material, enquanto o segundo conceito se refere à resistência que será considerada para os fins de cálculo.

3.1.3.1 Resistência característica

A característica, expressa a resistência do material (aço ou concreto) a partir do ensaio de um lote. Onde, os valores que tiverem apenas 5% de probabilidade de não serem ultrapassados são definidos como as resistências características do material.

f_{ck} = é a resistência característica do concreto à compressão;

f_{yk} = é a resistência característica do aço.

3.1.3.2 Resistência de cálculo

As resistências de cálculo (f_d) são obtidas da minoração das resistências características dos materiais utilizando coeficientes de segurança. Essa diminuição na resistência serve para assegurar que mesmo havendo: diferenças entre as resistências obtidas em laboratório e em obra, má execução e/ou desvios de dimensões, as estruturas não sejam prejudicadas.

Os valores das resistências de cálculo do concreto (f_{cd}) e do aço (f_{yd}) são função do coeficiente de ponderação das resistências no estado limites e são discutidos no item 12.3.3 da NBR 6118 de 2014.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma} \quad (3)$$

Tabela 3: Valores dos coeficientes γ_c e γ_s de acordo com NBR 6118/2014

CONBINAÇÕES	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de Construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1

(fonte: NBR 6118/2014, tabela 12.1, pág. 71)

3.1.4 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade (E_{ci}) é a variável que relaciona a deformação do material em função da tensão aplicada nele. De acordo com a NBR 6118, quando não houverem resultados de ensaio, é possível estimar o valor de E_{ci} pela equação abaixo para concretos de até 20 a 50 MPa.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (4)$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

E o módulo de deformação secante, necessário para determinar as deformações no estado limite de serviço e determinar os esforços solicitante, é dado pela equação 5.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (5)$$

Onde α_i pode ser extraído da tabela 6 ou através da equação 6.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (6)$$

Tabela 4: Valores estimados de módulo de elasticidade em função do f_{ck} considerando o uso de granito como agregado graúdo.

Classe de resistência	C20	C25	C30
E_{ci}	25	28	31
E_{cs}	21	24	27
α_i	0,85	0,86	0,88

(fonte: adaptada da tabela 8.1 da NBR 6118 de 2014, pág. 25)

“Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa.”. O módulo de elasticidade do aço é representado por E_s .

3.1.5 Domínios de deformação

Da mesma forma que os dois principais materiais que constituem o concreto armado têm diferentes propriedades mecânicas, têm também diferentes deformações para uma mesma situação. Logo, a compatibilização de suas deformações deve ser feita de forma a criar uma estrutura segura, onde as deformações de cada região, devido às solicitações, respeitem os limites de cada material.

A figura 3 representa os chamados domínios de deformação de uma estrutura submetida a momentos fletores para o ELU. Cada domínio representa diferentes características do elemento em questão em relação a deformação dos materiais, o aço e o concreto.

Para compressão do concreto de classes até C50, conforme a NBR 6118, a deformação específica de encurtamento no início do patamar plástico e de encurtamento na ruptura são, respectivamente: $\varepsilon_{c2} = 2,0 \%$ e $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$. Enquanto que a deformação específica para o escoamento do aço é $\varepsilon_s = 10,0\%$.

3.1.6 Classe de agressividade, resistência e cobrimento

Para Araújo (2010), a durabilidade das estruturas de concreto é um dos pontos de maior importância na concepção das atuais normas de projeto estrutural. Para ele, tais exigências normativas decorrem da falta de preocupação com a durabilidade por parte dos projetistas.

O autor ainda diz que “[...] o conhecimento dos diversos mecanismos de deterioração das estruturas de concreto armado tem levado a essa nova concepção de durabilidade introduzida nas atuais normas de projeto, dentre as quais se inclui a norma brasileira NBR-6118.”.

Visando a maior durabilidade citada, são estabelecidas em norma espessuras mínimas de cobrimento da armadura em função da qualidade do concreto utilizado e a classe de agressividade no qual a estrutura será submetida.

A classe de agressividade ambiental (CAA) é discutida no item 6.4 da NBR 6118:

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

Ela é classificada de acordo com a tabela abaixo, adaptada da 6.1 norma 6118.

Tabela 5: Classes de agressividade ambiental

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

(fonte: adaptado da NBR 6118, 2014, tabela 6.1, p. 17)

A qualidade do concreto é assegurada pela sua resistência e relação água/cimento. Essa relação está atrelada à porosidade do material após seu endurecimento, facilitando ou dificultando a

penetração de água e gases para o interior do concreto, de acordo com Araújo (2010). A penetração de agentes potencialmente agressivos na estrutura de concreto armado pode causar não apenas a corrosão da armadura, mas também manifestar outras patologias que degradem a estrutura.

Então, havendo uma forte relação entre esses dois fatores e a durabilidade da estrutura, estabeleceu-se, por norma, valores mínimos para a resistência à compressão do concreto e relação água/cimento de acordo com a classe de agressividade ambiental. Conforme tabela 6, pode-se determinar a resistência mínima de projeto e o valor máximo para a relação água/cimento, onde CA indica concreto armado e CP concreto protendido:

Tabela 6: Correspondência entre classes de agressividade 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

(fonte: adaptado da NBR 6118, 2014, tabela 7.1, p. 18)

E o cobrimento mínimo é obtido a partir da tabela a seguir, onde Δc é tolerância de execução.

Tabela 7: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal [mm]			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

(fonte: adaptado da NBR 6118, 2014, tabela 7.2, p. 20)

3.1.7 Dimensionamento

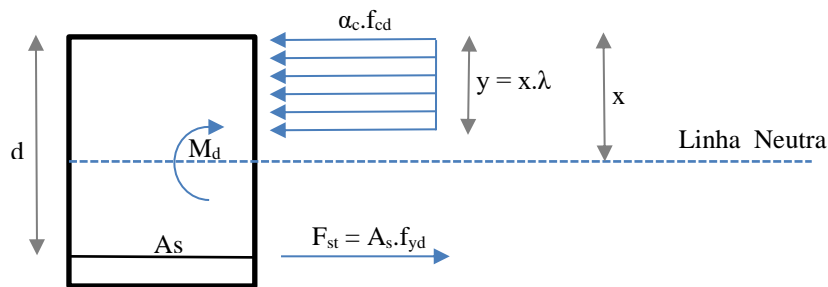
A presença da armadura nas estruturas ocorre para ajudar o concreto a resistir aos esforços que, por si só, não poderia tolerar, ou melhorar a ductilidade da estrutura. Logo, a armadura se faz presente para aumentar a resistência à tração, ao cisalhamento, por vezes, até a compressão, e para evitar que se tenha um elemento frágil.

3.1.7.1 Armaduras longitudinais

Os cálculos das armaduras, para determinadas solicitações, são feitos através da busca pelo equilíbrio das seções para onde elas serão dimensionadas, como dito por Araújo (2010) e representado na figura 4:

Para haver o equilíbrio, é necessário que uma parte da seção esteja comprimida e outra parte esteja tracionada. Desta forma, a resultante das tensões de compressão no concreto [...] juntamente com a resultante das tensões de tração das armaduras [...], podem formar um binário capaz de equilibrar o momento fletor solicitante de cálculo M_d .

Figura 4: Diagrama de forças numa seção de concreto armado



(fonte: autor)

Através das equações de equilíbrio são obtidas as equações da área de aço (eq. 7) e a de x (eq. 8), para seções retangulares:

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x}{f_{yd}} \quad (7)$$

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad (8)$$

Onde: y define a zona comprimida de concreto, obtida pela equação: $y = x \cdot \lambda$; λ é o fator que substitui o diagrama de tensão-deformação do concreto, que teria a forma de uma parábola-retângulo na região comprimida para um retângulo; α_c é o parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão e vale 0,85.

Sendo:

M_d = momento fletor de estado limite último;

$\lambda = 0,8$;

$\alpha_c = 0,85$.

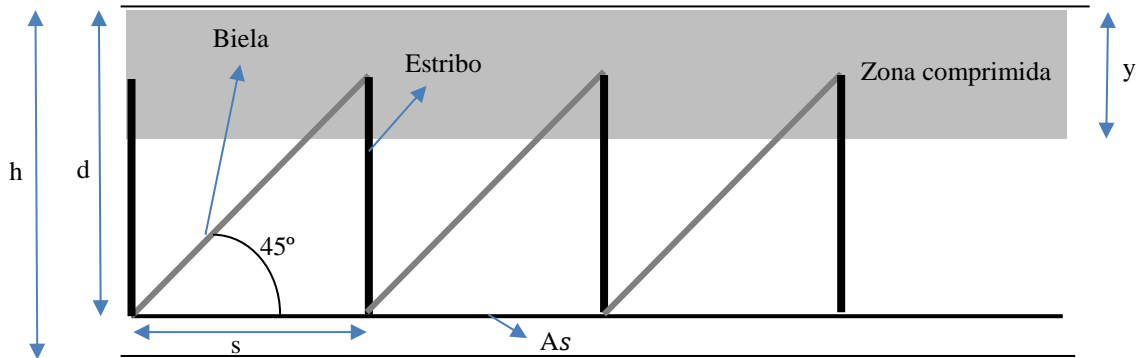
E, deve-se respeitar: “Para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites [...] $x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa[...]”, sugerido pela NBR 6118 de 2014.

3.1.7.2 Armaduras transversais

De modo a representar os esforços cortantes, faz-se necessário lançar mão da analogia idealizada por Morsch de considerar a viga uma treliça fictícia, que de acordo com Carvalho (2010, pág. 255), “[...] embora sendo simples, o modelo conduz a resultados satisfatórios para a quantidade da armadura transversal no estado limite último.”

Araújo (2010, pág. 178) resume o modelo da treliça da seguinte forma: “[...] imagina-se que, após a fissuração, o esforço cortante é equilibrado pela associação de bielas comprimidas de concreto e de diagonais tracionadas acompanhando as trajetórias das tensões principais. As tensões de compressão nas bielas inclinadas devem ser limitadas, para não haver a ruptura por esmagamento do concreto. As diagonais tracionadas são formadas por estribos, convenientemente dimensionados para o esforço de tração de cálculo.”. A figura 5 representa essa analogia idealizada originalmente idealizada por Morsch.

Figura 5: desenho esquemático da treliça idealizada numa viga



(fonte: elaborado pelo autor)

De uma forma simplificada, resolvendo-se a treliça são obtidos os valores das forças nas bielas e nos estribos para um comprimento “s”, o que torna possível dimensionar a área de armadura transversal para esse comprimento.

3.1.7.3 Armaduras mínimas e máximas

Em norma são estabelecidos valores máximos e mínimos para as armaduras, conforme a NBR 6118/2014: “A ruptura frágil das seções transversais, quando da formação da primeira fissura, deve ser evitada considerando-se, para o cálculo das armaduras, um momento mínimo dado pelo valor correspondente ao que produziria a ruptura da seção de concreto simples, supondo que a resistência à tração do concreto seja dada por $f_{ctk,sup}$, devendo também obedecer às condições relativas ao controle da abertura de fissuras dadas em 17.3.3.”.

Então a armadura mínima objetiva evitar a ruptura brusca da zona tracionada numa possível passagem de deformação do estágio I para o II por conta de excesso de carga.

Tais valores limites são definidos em norma para diversas situações e para diversos tipos de elementos estruturais. Para vigas, por exemplo, as armaduras mínimas são estabelecidas aplicando-se nas equações 7 e 8 o momento fletor mínimo ($m_{d,min}$) obtido pela equação 9, abaixo:

$$m_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (9)$$

Onde, W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto relativo à fibra mais tracionada, e $f_{ctk,sup}$ é dado por:

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (10)$$

E

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (11)$$

Alternativamente a esse método, a NBR 6118 considera atendidas as armaduras mínimas em vigas se as taxas presentes na tabela 8 forem atendidas quando utilizados: aço CA-50, $d/h=0,8$ e $\gamma_c=1,4$ e $\gamma_s=1,15$. Onde os valores de 20 a 90 indicam o f_{ck} do concreto utilizado.

Tabela 8: 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: tabela 19.1 da NBR 6118, 2014, pág. 158)

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot A_c \quad (12)$$

Onde:

$A_{s,\min}$ = área armadura de tração mínima;

ρ_{\min} = taxa mínima de armadura;

A_c = área de concreto.

E para os valores máximos de armadura longitudinal, deve-se considerar as áreas de armadura de tração (A_s) e de compressão (A_s'), pois o somatório dessas áreas não pode ser superior a 4% da área de concreto da seção, conforme equação 13.

$$A_{s,máx} = A_s + A_s' \leq 0,04 \cdot A_c \quad (13)$$

3.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

O lançamento das estruturas é a definição do posicionamento de cada elemento estrutural. Para o professor Sisniegas (2007) “O projeto estrutural deve estar em harmonia com os demais projetos, tais como o de instalações elétricas, hidráulicas, telefonia, segurança, som, televisão, ar condicionado, computador, etc. Ou seja, deve existir a compatibilização do projeto estrutural com os demais projetos da edificação, de modo a permitir a coexistência, com qualidade, de todos os sistemas.”. Desta forma, deve-se verificar os demais projetos para que não haja sobreposição dos elementos que caracterizam cada um deles.

Ainda, “Deve-se atender as condições estéticas definidas no projeto arquitetônico. Este geralmente requer que se esconda a estrutura dentro das paredes. Como em geral, nos edifícios correntes, a estrutura é revestida, procura-se embutir as vigas e os pilares nas alvenarias, na medida do possível.”. No entanto, só é possível seguir as indicações de Sisniegas se forem respeitadas as dimensões limites impostas pela norma 6118/2014 no subcapítulo 13.2. O autor recomenda seguir os seguintes parâmetros para o lançamento:

- “1) Posicionar os pilares, de preferência, nos cantos das edificações e nos encontros das vigas.
- 2) Procurar distanciar os pilares entre 2,5 e 6 m.
- 3) Escolher regiões não muito nobres no pavimento tipo da edificação para o posicionamento dos pilares (cantos dos armários embutidos, atrás das portas, etc.) evitando que os mesmos fiquem aparentes em salas e dormitórios.
- 4) Verificar se as posições lançadas no pavimento tipo são aceitáveis ao térreo e nas garagens (subsolos). [...] Quanto às garagens, verifica-se que é mais difícil compatibilizar as melhores posições estruturais dos pilares com a melhor distribuição dos boxes (espaços reservados para os automóveis), sendo primordial, nesta etapa, o entendimento entre calculistas e arquitetos na busca da melhor posição estrutural para os pilares.
- 5) Procurar, sempre que possível, o posicionamento das vigas de tal forma que as mesmas formem pórticos com os pilares, a fim de enrijecer a estrutura frente às ações horizontais (vento), principalmente na direção da menor dimensão em planta do edifício.
- 6) Procurar lançar vigas onde existam paredes, evitando que as mesmas fiquem aparentes, contribuindo para o aspecto estético. Entretanto, não é obrigatório lançar vigas sob todas as paredes[...].”

3.3 DETALHAMENTO E DIMENSIONAMENTO

O projeto estrutural contempla o dimensionamento das estruturas abordadas neste subcapítulo. As considerações introduzidas pelo capítulo 3 deverão ser consideradas ou aplicadas em todas as estruturas a seguir.

3.3.1 Lajes

Para Araújo (2010, pág. 1), as lajes são elementos de placa “[...] que têm a função básica de receber as cargas de utilização das edificações, aplicadas nos pisos e transmiti-las às vigas.”.

As lajes definidas para esse projeto são lajes maciças. De acordo com Araújo, é o tipo de laje mais aplicado em edificações residenciais que têm vãos relativamente pequenos. Essa afirmação torna seu uso, nesse caso, interessante tanto pela questão de aplicar o método mais utilizado, como pela questão de o projeto apresentar pequenos vãos.

3.3.1.1 Vão efetivo

Vão efetivo, vão teórico ou de cálculo é obtido através da equação 14, pela norma brasileira é função da distância entre as faces dos apoios (vão livre), espessura da laje e/ou largura dos apoios.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (13)$$

Onde:

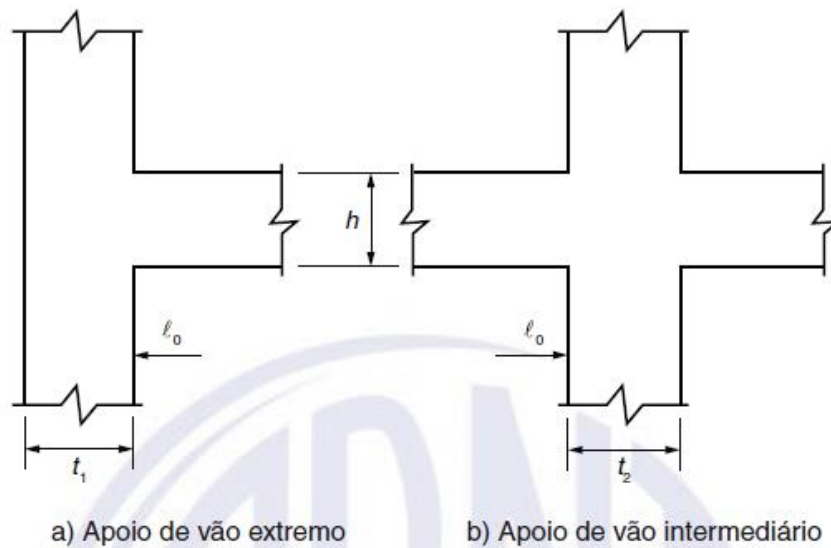
l_{ef} é o vão efetivo;

l_0 vão entre as faces dos apoios;

a_1 é o menor valor entre $t_1/2$ e $0,3h$; e,

a_2 é o menor valor entre $t_2/2$ e $0,3h$.

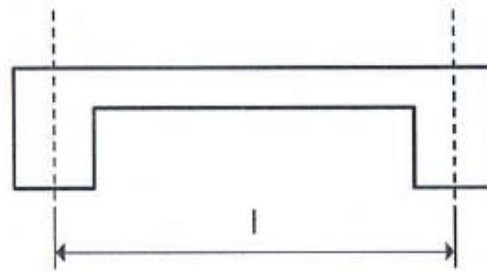
Figura 6: Vão efetivo



((fonte: adaptado da NBR 6118, 2014, tabela 14.5, p. 91)

No entanto, para Araújo (2010, vol. 2, pág. 4), é comum adotar o vão efetivo como sendo a distância entre o centro dos apoios, como é ilustrado na figura 7, mas o critério definido pela NBR 6118 foi o adotado.

Figura 7 - Vão teórico usual



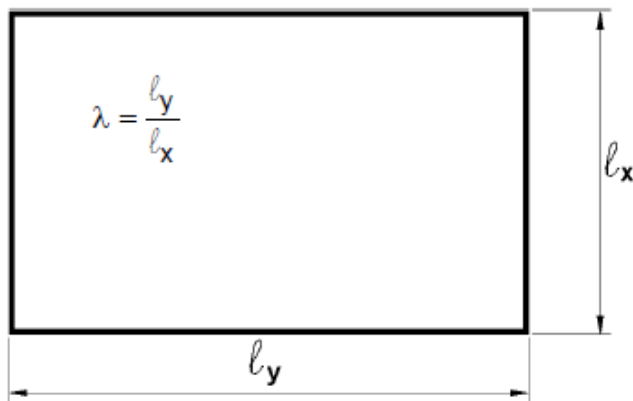
(fonte: Araújo, 2010, Vol. 2, pág. 5)

3.3.1.2 Tipos de lajes de acordo com a armação

As lajes são armadas conforme as solicitações dos momentos fletores. Basicamente, elas podem ser armadas em uma única direção ou nas duas direções – em cruz.

Quando o vão de uma direção é bastante superior ao vão perpendicular, o momento fletor dele pode ser desconsiderado por ser muito pequeno, logo, a laje é armada em apenas na direção do menor vão, onde ocorre o momento fletor crítico. Quando os vãos não têm dimensões muito diferentes, os momentos fletores nas duas direções são considerados, e a laje deve ter armadura calculada para as duas direções.

Figura 8 - Vãos livres de uma laje



(fonte: Pinheiro, 2007, pág. 104)

Pinheiro (2007) usa λ (equação 14) e a seguinte convenção para definir a armação: l_y é a direção de maior vão e l_x a direção de menor vão (conforme figura 8).

$$\lambda = l_y/l_x \quad (14)$$

E, quando:

- $\lambda \leq 2$: a laje é armada em duas direções;
- $\lambda > 2$: a laje é armada em uma direção.

Apesar da nomenclatura, Araújo (2010) ressalta mesmo quando se diz armada em uma direção “[...] a laje será armada nas duas direções. A diferença é que uma das armaduras é calculada e a outra (na direção do vão maior) é arbitrada.”.

3.3.1.3 Vinculação

As lajes foram analisadas isoladamente. Para isso, foi necessário dividir os pavimentos em placas menores, lajes, e considerar os vínculos dos seus limites.

Pinheiro define três tipos de vínculos nas bordas das lajes (figura 9): borda livre, borda simplesmente apoiada e borda engastada. Na borda livre não há apoio, havendo assim deslocamentos verticais, esses que são impedidos nas bordas simplesmente apoiada e engastada. Ainda, na engastada, a rotação também é impedida.

Figura 9 - Tipos de apoios e suas representações

Borda livre	Borda simplesmente apoiada	Borda engastada
- - - - -	—————	// // // // //

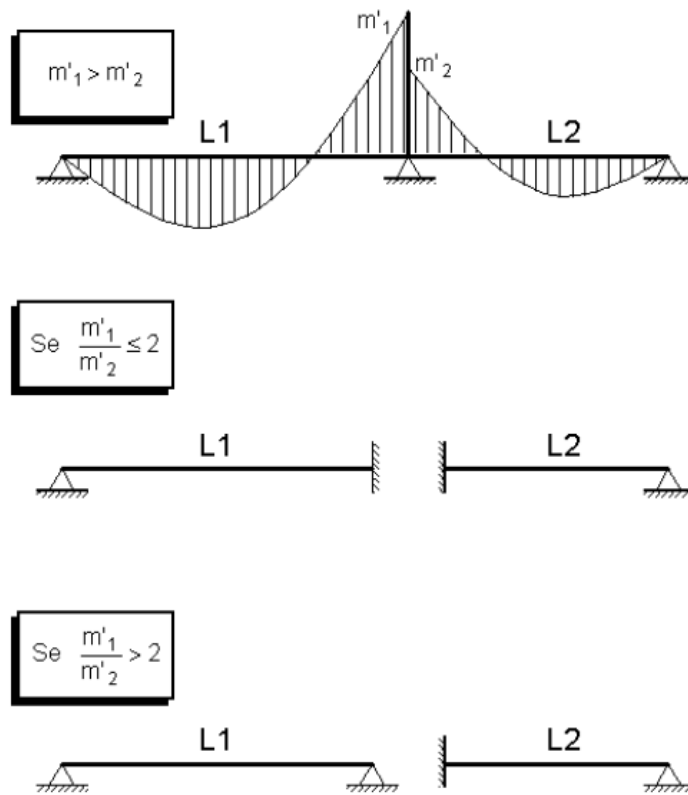
(fonte: Pinheiro, 2007, pág. 105)

As bordas das placas adjacentes podem ser consideradas engastadas quando elas apresentam continuidade e atendam a algumas condições. São ditas engastadas quando elas possuem rigidez e espessura semelhante a laje adjacente. No caso da espessura (ou rigidez) ser inferior, a menos robusta é considerada engastada, enquanto a outra deve ser considerada apoiada simplesmente.

Quando o engaste é parcial e não no comprimento total da borda, ele só será considerado engastado se o comprimento engastado for igual ou superior a $\frac{2}{3}$ do comprimento da borda em questão.

Outro critério para se considerar a borda engastada é a diferença entre os momentos negativos das lajes adjacentes. Se a diferença for grande, uma laje é considerada engastada enquanto a outra apoiada, de acordo com a figura 10.

Figura 10 - Critério para considerar bordas engastadas em função do momento fletor negativo



(fonte: Pinheiro, 2007, pág. 108)

Ainda, em casos de lajes rebaixadas, os limites são tidos como apoiados.

3.3.1.4 Carregamentos

As ações que devem ser consideradas no cálculo das lajes são as de carregamento permanente e acidentais.

3.3.1.4.1 Carregamentos permanentes

O carregamento permanente é definido pelo somatório dos pesos: próprio da estrutura, do revestimento da superfície da laje, do forro e do peso das paredes.

A carga de cada um dos elementos é obtida através da equação 15, onde g é a carga em kN/m^2 , h é a espessura ou a altura do elemento em questão e γ é o peso específico aparente.

$$g = \gamma \cdot h \quad (15)$$

Bastos (2015) diz que a espessura da laje pode ser estimada utilizando a equação 17. E a 16 para obter a altura útil:

$$d = (2,5 - 0,1 \cdot n) \cdot l^* / 100 \quad (16)$$

l^* é o menor valor entre l_x e $0,7 \cdot l_y$;

n é o número de bordas engastadas da laje.

$$h = d + \frac{\phi_l}{2} + c \quad (17)$$

ϕ_l é a bitola da barra longitudinal;

c é o cobrimento de armadura, determinado no subcapítulo 3.1.7.

Tendo a altura do contrapiso, espessura do reboco e do piso cerâmico definidas, pôde-se determinar as cargas com o auxílio da NBR 6120:1980. Através dela foram obtidos alguns valores dos pesos específicos necessários para determinar as cargas do projeto. Os valores dos pesos e das cargas estão presentes na tabela 9, adaptada da NBR 6120.

O peso específico do gesso acartonado (γ_{fg}), obtido da ficha técnica de fabricante, pode variar de $6,4\text{kN/m}^3$ a $9,4\text{kN/m}^3$. O valor utilizado no projeto foi o superior, por questões de segurança. Como determinado em projeto arquitetônico, a espessura do forro será de 1,5 cm, utilizando a equação 15, obtém-se que a carga do forro (g_{fg}) é de $0,141\text{kN/m}^2$. Sobre as telhas, na ficha técnica de fabricante, o peso para cálculo de telhas de fibrocimento com espessura de 6 mm é de 18kg/m^2 , o que resulta numa carga de $0,18\text{kN/m}^2$.

O peso da parede (γ_{par}) é obtido a partir de uma composição de elementos: tijolos e reboco (γ_{reb}), através da equação 18.

$$\gamma_{alv} = \frac{\gamma_{tij} \cdot e_{tij} + \gamma_{reb} \cdot e_{reb}}{e_{alv}} \quad (18)$$

Onde:

γ_{tij} é o peso específico do tijolo furado;

γ_{reb} é o peso específico do reboco;

e_{tij} é a espessura do tijolo, no caso 14cm, definido no projeto arquitetônico;

e_{reb} é a espessura de reboco na parede, aqui 5cm considerando as duas faces das paredes; e

e_{alv} é a espessura da parede, no caso 19cm.

Resulta: $\gamma_{alv} = 14,58 \text{ kN/m}^3$.

Tabela 9: Pesos e cargas permanentes

Material	Peso específico aparente (kN/m ³)	Espessura/altura (cm)	Carga (kN/m ²)
Concreto armado	25	não definido	-
Argamassa de cimento e areia (contrapiso)	21	3	0,63
Argamassa de cimento, cal e areia (reboco)	19	2,5	0,475
Lajota cerâmica	18	0,9	0,162
Tijolo furado	13	14	1,82
Forno de gesso	9,4	1,5	0,141
Telhado de fibrocimento	-	0,6	0,18
Parede alvenaria c/ revest.	14,58	19	-

(fonte: elaborada pelo autor, com dados da tabela 1 da NBR 6120 de 1980 e a partir de dados de fabricantes)

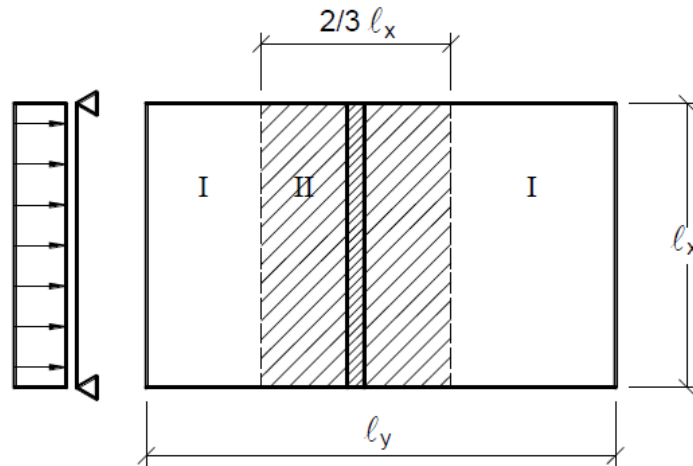
O modo que a carga da alvenaria solicita a laje é diferenciado pela forma que ela é armada, se em uma direção ou nas duas.

Quando armadas em cruz, de acordo com Araújo (2010), pode considerar a carga total das paredes sendo uniformemente distribuída sobre a área da estrutura. Então nesses casos a carga das paredes pode ser definida pela equação 19, e é função de h (altura das paredes), l (comprimento) e A_{laje} (área da laje). Como o pé direito dos pavimentos é de 2,70 m, esse valor que definiu h . Os comprimentos das paredes variam conforme o cômodo.

$$g_{alv} = \frac{\gamma_{alv} \cdot e_{alv} \cdot h \cdot l}{l_x \cdot l_y} \quad (19)$$

Nas lajes armadas em uma direção, deve-se atentar a posição da parede, segundo Bastos (2015). Quando a parede é paralela ao menor vão – sentido das armaduras, considera-se a carga da parede como distribuída uniformemente numa área de largura $2/3 \cdot l_x$ como demonstrado na figura 11.

Figura 11: Parede paralela à direção da armadura da laje



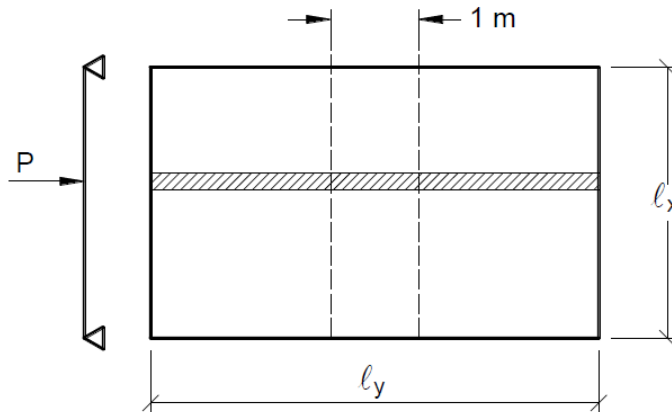
(fonte: Bastos, Lajes de concreto, 2015, pág.9)

“A laje fica com duas regiões com carregamentos diferentes. Nas regiões I não ocorre a carga da parede, que fica limitada apenas à região II. Portanto, dois cálculos de esforços solicitantes necessitam serem feitos, para as regiões I e II.”, de acordo com Bastos (2015). Logo, o carregamento distribuído na região II é obtido pela equação 20, abaixo.

$$g_{alv} = \frac{3 \cdot \gamma_{alv} \cdot h \cdot l \cdot e}{2 \cdot l_x^2} \quad (20)$$

E quando a parede for perpendicular ao sentido da armadura, a carga da parede é representada por uma carga pontual (P) obtida do carregamento gerado por 1 metros linear de parede. A figura 12 demonstra a analogia e o valor de P é calculado através da equação 21.

Figura 12: Parede perpendicular à direção da armadura da laje



(fonte: Bastos, Lajes de concreto, 2015, pág. 10)

$$P = \gamma_{alv} \cdot e_{alv} \cdot h \cdot 1 \quad (21)$$

3.3.1.4.2 Cargas acidentais

As cargas acidentais são as oriundas do uso da estrutura e tem valores mínimos definidos na tabela 2 da NBR 6120 conforme o tipo de edificação e funcionalidade do espaço analisado. Na tabela 10 adaptada da NBR estão os valores utilizados para esse projeto.

Tabela 10: Valores mínimos das cargas verticais

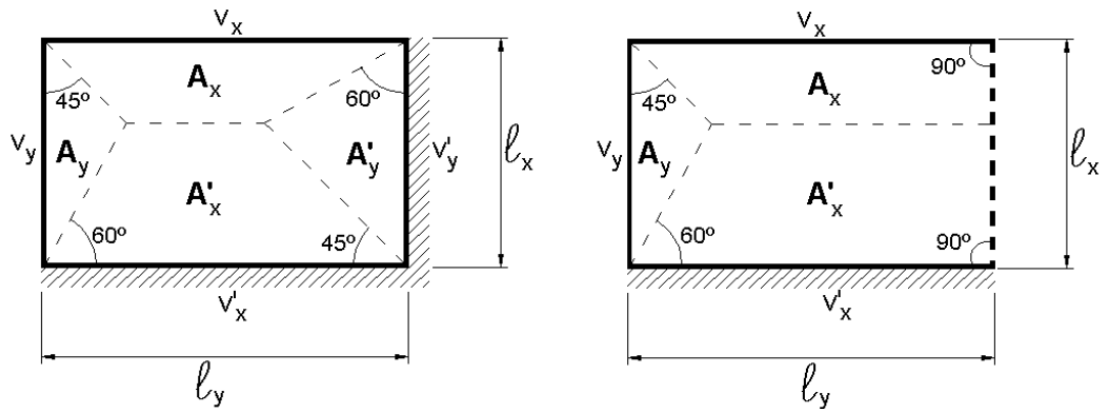
Locais	Espaço	Carga (kN/m ²)
Edifícios residenciais	Dormitórios, salas e banheiros	1,5
	Área de serviço e lavanderia	2
Terraços sem acesso ao público		2

(fonte: adaptado da tabela 2 da NBR 6120 de 1980)

3.3.1.5 Reações de apoio

As reações dos apoios podem ser definidas de forma aproximada pela divisão da laje em triângulos ou trapézios – conforme o tipo de vínculo – onde o carregamento referente a cada subárea da laje atua sobre um apoio, conforme figura 13.

Figura 13: Exemplos de aplicação do processo das áreas



(fonte: Pinheiro, 2007, figura 5, pág. 112)

$$V_x = v_x \cdot \frac{p \cdot l_x}{10}$$

$$V'_x = v'_x \cdot \frac{p \cdot l_x}{10}$$

(22)

$$V_y = v_y \cdot \frac{p \cdot l_x}{10}$$

$$V'_y = v'_y \cdot \frac{p \cdot l_x}{10}$$

Onde:

V_x e V'_x são as reações de apoio na direção do vão l_x ;

V_y e V'_y são as reações de apoio na direção do vão l_y ;

A_x , A'_x , A_y e A'_y são as áreas correspondentes aos apoios; e

v_x , v_y , v'_x e v'_y são coeficientes adimensionais tabelados por Pinheiro (1993), são função dos vínculos e dos vãos da laje.

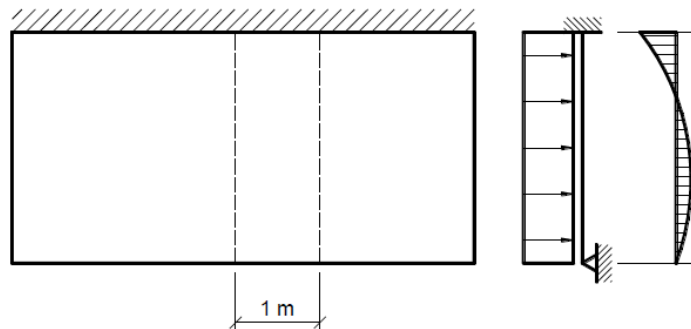
3.3.1.6 Momentos fletores

Os momentos são determinados para cada 1m de laje, como uma taxa de momento fletor por metro, a unidade usada é kN.m/m.

3.3.1.6.1 Lajes unidirecionais

Lajes armadas em uma direção são calculadas como sendo vigas com 1 metro de largura e vão l_x , principal, onde atuam os carregamentos da laje, enquanto os momentos no vão secundário são desprezados. A figura 14 detalha a equivalência.

Figura 14: Exemplo de momento fletor em laje armada em uma direção



(fonte: Bastos, Lajes de concreto, 2015)

3.3.1.6.2 Lajes bidirecionais

Para lajes bidirecionais foram usadas tabelas baseadas no método elástico, que a partir da “[...]Teoria das Placas, desenvolvida com base na teoria matemática da elasticidade, onde o material é elástico linear (vale a Lei de Hooke), homogêneo e isotrópico, proporciona a equação geral das placas (equação diferencial de quarta ordem, não homogênea), obtida por Lagrange em 1811, que relaciona a deformada elástica w da placa com a carga p unitária, uniformemente distribuída na área da placa.”, Bastos (2015). Mas como “A solução da equação geral das placas é tarefa muito complexa, o que motivou o surgimento de diversas tabelas, de diferentes origens e autores, com coeficientes que proporcionam o cálculo dos momentos fletores e das flechas para casos específicos de apoios e carregamentos.” foram adotadas as “Tabelas de lajes” de Pinheiro (2007) - que foram adaptadas das tabelas Bares, as quais foram obtidas por elementos finitos - para determinar μ_x, μ_y, μ'_x e μ'_y das fórmulas a seguir.

$$\begin{aligned}
 m_x &= \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} & m'_x &= \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \\
 m_y &= \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_y^2}{100} & m'_y &= \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_y^2}{100}
 \end{aligned}
 \tag{23}$$

Sendo:

m_x e m'_x são os momentos fletores na direção de l_x ;

m_y e m'_y são os momentos fletores na direção de l_y ; e

p a carga (para deformações combinação quase permanente).

3.3.1.6.3 Compatibilização dos momentos fletores

Os momentos atuantes nas lajes podem ser positivos e negativos. De forma simplista, se pode dizer que os positivos ocorrem no vão, enquanto os negativos sobre os apoios. Os últimos devem ser compatibilizados para que as lajes possam ser consideradas placas isoladas, pela NBR 6118:

Quando houver predominância de cargas permanentes, as lajes vizinhas podem ser consideradas isoladas, realizando-se a compatibilização dos momentos sobre os apoios de forma aproximada.

Permite-se, simplificadamente, a adoção do maior valor de momento negativo em vez de equilibrar os momentos de lajes diferentes sobre uma borda comum.

Os critérios adotados foram os sugeridos por Pinheiro (2007):

Na compatibilização dos momentos negativos, o critério usual consiste em adotar o maior valor entre a média dos dois momentos e 80% do maior. Esse critério apresenta razoável aproximação quando os dois momentos são da mesma ordem de grandeza.

Em decorrência da compatibilização dos momentos negativos, os momentos positivos na mesma direção devem ser analisados. Se essa correção tende a diminuir o valor do momento positivo [...] ignora-se a redução.

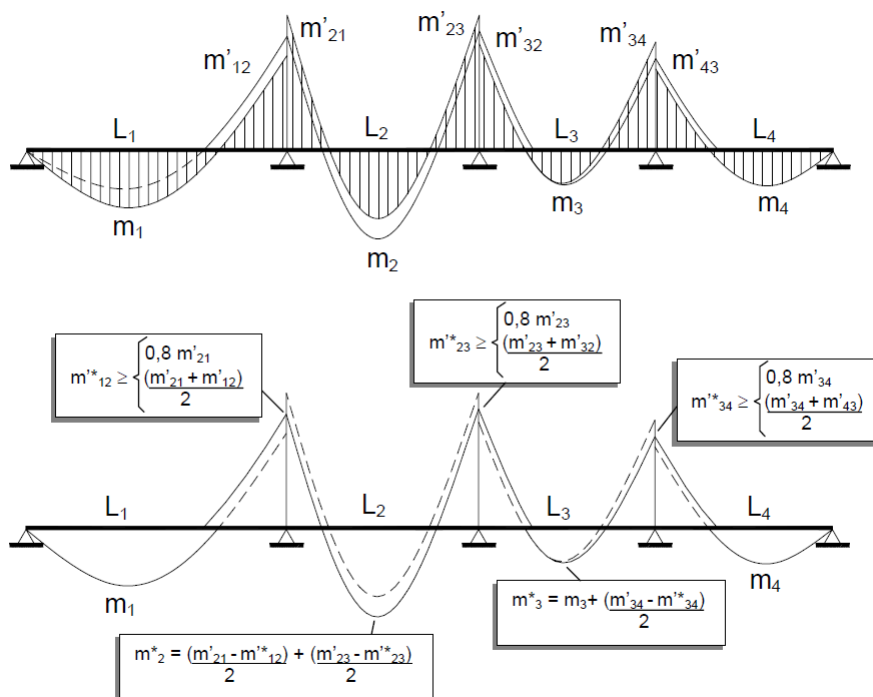
Caso contrário, se houver acréscimo no valor do momento positivo, a correção deverá ser feita, somando-se ao valor deste momento fletor a média das variações ocorridas nos momentos fletores negativos sobre os respectivos apoios[...]

Pode acontecer da compatibilização acarretar diminuição do momento positivo, de um lado, e acréscimo, do outro. Neste caso, ignora-se a diminuição e considera-se somente o acréscimo[...]

Se um dos momentos negativos for muito menor do que o outro, por exemplo $m'_{12} < 0,5 m'_{21}$, um critério melhor consiste em considerar L1 engastada e armar o apoio para o momento m^*_{12} , admitindo, no cálculo da L2, que ela esteja simplesmente apoiada nessa borda.

A figura 15 exemplifica alguns dos critérios acima citados por Pinheiro.

Figura 15: Esquema de compatibilização de momentos de lajes



(fonte: Pinheiro, Fundamentos do concreto e Projetos de edifícios, 2007, pág.116)

3.3.1.7 Verificação quanto ao Estado Limite de Serviço

De acordo com a NBR 6118 para a verificação quanto ao estado limite de serviço nas lajes devem ser utilizados os mesmos critérios estabelecidos para as vigas, considerando chance de a estrutura trabalhar no estágio II de deformações, ponderando, assim, a chance de fissuração.

Os critérios de segurança, quanto ao estado limite de deformações excessivas, só serão considerados atingidos quando o somatório dos valores de flecha imediata (de curta duração) e flecha de longa duração for inferior aos presentes na tabela 11.

Tabela 11: Limites para deslocamentos

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

(fonte: adaptado da NBR 6118, 2014, tabela 13.3, p. 77)

A determinação do estágio de deformação é necessária para definir o momento de inércia (I) a ser utilizado no cálculo da flecha imediata. De acordo com a NBR 6118, “Nos estados-limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração.”. Esse momento limitador do estágio I e II é obtido através da equação 24.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (24)$$

Onde:

α vale 1,5 para seções retangulares;

y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, dado pela equação 25; e

$f_{ct} = f_{ct,m}$ é a resistência à tração do concreto, definida pela equação 11, para concretos de classe até C50.

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (25)$$

Em que b e h são largura e altura da seção, respectivamente.

Se o momento fletor solicitante da laje é inferior ao M_r , a estrutura trabalha no estágio I de deformação, não fissura, e o I utilizado para determinar as flechas é o da seção bruta de concreto (I_c), dado pela equação 25.

Caso o momento fletor solicitante seja superior ao M_r , a estrutura trabalha no estágio II de deformação, fissura, e o I aplicado na equação da flecha imediata é o momento de inércia equivalente (I_{eq}), dada pela equação 26, obtida do capítulo 17.3.2.1.1 da NBR 6118 e adaptada para isolar I_{eq} .

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II} \quad (26)$$

Onde:

M_a é o momento fletor na seção crítica do vão considerado para combinação rara;

I_{II} é o momento de inércia da seção fissurada de concreto, obtido pela equação 27 (Bastos, 2015, eq. 40);

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{12} + b \cdot x_{II} \cdot \left(\frac{x_{II}}{2}\right)^2 + \alpha_e \cdot A_s (d - x_{II})^2 \quad (27)$$

x_{II} é a posição da linha neutra da seção fissurada, dada pela equação 28 (adaptada, Bastos, 2015, eq. 39);

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}}\right) \quad (28)$$

$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$, E_s é módulo de elasticidade do aço e E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto;

A_s é a área de aço calculada; e

d é a altura útil.

A flecha imediata - que ocorre assim que atua o primeiro carregamento na estrutura - é determinado pela equação 29, para lajes **bidirecionais**:

$$f_0 = \frac{\alpha \cdot b \cdot p \cdot l_x^4}{1200 \cdot E_{cs} \cdot I_c} \quad (29)$$

α é coeficiente adimensional que é função da vinculação, obtido nas tabelas 2.5 e 2.6 de flechas de “Tabelas de lajes” de Pinheiro (2007);

p é o valor do carregamento na laje para combinação quase permanente;

b é a largura da seção, no dimensionamento das lajes considerado 100cm;

l_x é o menor vão.

Em lajes **unidirecionais**, a flecha imediata é obtida através da equação abaixo:

$$f_0 = \frac{\alpha \cdot b \cdot p \cdot l_x^4}{384 \cdot E_{cs} \cdot I_c} \quad (30)$$

Em que α foi obtido também nas tabelas de Pinheiro para lajes (2007), onde:

$\alpha = 5$ para lajes com dois apoios simples;

$\alpha = 1$ para lajes com dois engastes; e

$\alpha = 2,07$ para lajes com um engaste e um apoio.

“A flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f [...]”, pela NBR 6118. Tal fator é dado pela equação 31:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (31)$$

Em que:

$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot a}$ é a taxa de armadura comprimida, onde A_s' é a área de armadura comprimida, se houver.

ξ é um coeficiente função do tempo obtido da tabela 12, ou através da equação abaixo para $t \leq 70$ meses:

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32} \quad (32)$$

Tabela 12: 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: Tabela 17.1 da NBR 6118 de 2014, pág. 127)

Logo, a flecha total (f_t) é determinada pela equação 33, abaixo:

$$f_t = f_0 \cdot (1 + \alpha_f) \quad (33)$$

Seu valor deve ser inferior aos valores indicados na tabela 11. Ou seja, a flecha para aceitabilidade visual deve ser obtida por meio de combinação quase permanente, e ser inferior a $\frac{l_x}{250}$. Já para aceitabilidade devido às vibrações, a flecha obtida pelo carregamento acidental deve ser inferior a $\frac{l_x}{350}$.

3.3.1.8 Verificação quanto a força cortante

A norma de concreto armado **dispensa a armadura transversal** para as lajes quando os esforços cortantes “[...] a uma distância d da face do apoio[...]” respeitarem a equação 34.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad (34)$$

Em que V_{Rd1} é a força resistente de cálculo e é dada pela equação 35:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (35)$$

Onde:

V_{Rd1} é a força resistente de cálculo;

b_w é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d ;

τ_{Rd} é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento, dado pela equação 36;

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 0,7 \cdot \frac{f_{ct,m}}{1,4} \quad (36)$$

k é um coeficiente com os seguintes possíveis valores: $k = 1$ para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio; e $k = 1,6 - d$, não podendo ser menor que 1, para os outros casos.

σ_{cp} é a tensão devido a força de compressão, se existir (protensão);

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$, é a taxa de armadura, não maior que 0,02;

Nos casos de **necessidade da armadura para força cortante**, emprega-se o método apresentado no item 3.8.2, com as seguintes ressalvas presentes na norma: “A resistência dos estribos pode ser considerada com os seguintes valores máximos, sendo permitida interpolação linear: 250 MPa, para lajes com espessura até 15 cm; 435 MPa (f_{ywd}), para lajes com espessura maior que 35 cm.”.

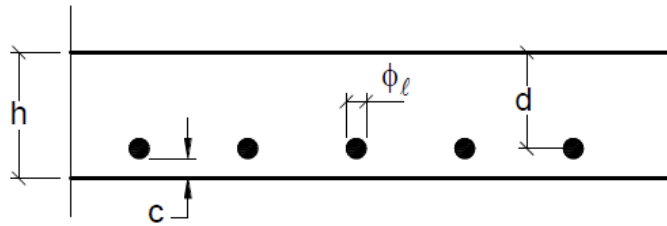
3.3.1.9 Dimensionamento das armaduras

3.3.1.9.1 Armaduras longitudinais de tração

As áreas de aço para resistir aos momentos fletores são calculadas utilizando o método e equações apresentadas no subcapítulo 3.1.7, assim como as armaduras das vigas. No entanto, o valor utilizado como largura da seção de concreto (b) utilizado para o dimensionamento das lajes é fixado em 100cm (1m), assim, obtêm-se uma taxa de área de aço por metro de laje.

O valor da altura útil (d) foi estimada pela equação 16 e M_d é o momento fletor compatibilizado e combinado para o estado limite último.

Figura 16: Exemplificação da altura útil e demais elementos



(fonte: Basto, 2015, página 12)

Giongo (2007) atenta “[...] na maioria dos casos de lajes não é usual considerar-se armadura negativa[...]. Esta situação se faz necessária quando o valor da posição relativa da linha neutra é maior que o valor limite da posição relativa da linha neutra entre os domínios de deformações 3 e 4.”. Logo, a posição da linha neutra deve ser inferior a linha que define o limite entre domínio 3 e 4, para que a estrutura trabalhe no estágio 2 e 3 de deformação.

3.3.1.9.2 Armaduras máximas e mínimas

Os parâmetros para definir as armaduras máximas e mínimas das lajes são os mesmos utilizados para definir os das vigas, determinados pela norma de concreto armado. De acordo com ela, o somatório das armaduras de tração (A_s) e de compressão (A_s') não pode ultrapassar 4% da área da seção de concreto (A_c).

As orientações para determinar as armaduras mínimas podem ser obtidas a partir do momento mínimo, como indicado no subcapítulo 3.1.7.3, ou através da tabela 13, abaixo.

Tabela 13: Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$		-
onde $\rho_s = A_s/b_w h$ e $\rho_p = A_p/b_w h$. NOTA Os valores de ρ_{\min} são definidos em 17.3.5.2.1.			

(fonte: tabela 19.1 da NBR 6118, 2014, pág. 158)

3.3.1.9.3 Espaçamentos máximos, mínimos e bitola máxima

No capítulo de detalhamento de lajes da NBR 6118, é afirmado que o espaçamento máximo entre as barras de armadura principal à flexão deve ser o menor entre $2 \cdot h$ e 20cm, conforme equação 37.

$$\leq \begin{cases} 2 \cdot h \\ 20\text{cm} \end{cases} \quad (37)$$

Também é definido que nenhuma armadura de flexão tenha diâmetro superior a $h/8$.

3.3.1.9.4 Comprimento da armadura positiva

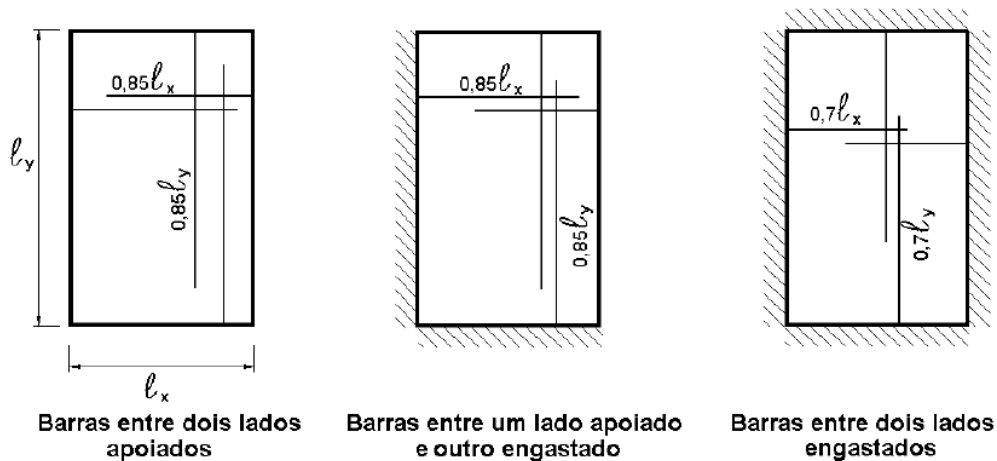
O comprimento da armadura deve ser definido considerando a ancoragem. Pela NBR a ancoragem (l_b) deve ser de no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio, enquanto na literatura (Pinheiro,2007) ela deve ser de ao menos $10. \varnothing$ a contar da face do apoio, mas que, usualmente as ancoragens são estendidas até ficar a distância d da face oposta a do vão.

O último critério foi o adotado para comprimento da armadura, e está expresso na equação 38.

$$C = l_0 + t_1 + t_2 - 2. d \quad (38)$$

Pinheiro (2007) indica que a armadura pode ser distribuída de forma alternada, como indicado na figura 17. No entanto essa opção não foi adotada.

Figura 17: Comprimento dos vãos para armadura alternada

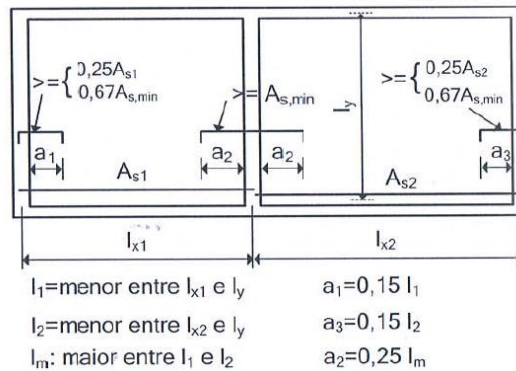


(fonte: Pinheiro, 2007, figura 8, pág. 127)

3.3.1.9.5 Comprimento da armadura negativa

Para Araújo (2010), a posição e comprimento das armaduras negativas sobre os apoios e nas bordas podem ser definidos de acordo com a figura 18:

Figura 18: Posição e comprimento da armadura negativa sobre e nos apoios



(fonte: Araújo, vol 2, 2010, pág. 175, figura 4.7.6)

Onde a e b são dados pelas fórmulas 39, em que l_x é o maior das lajes consideradas.

$$\begin{cases} a = 0,25 \cdot l_x \\ b = 0,15 \cdot l_x \end{cases} \quad (39)$$

A dimensão do gancho (Δ) é dado pela fórmula 40:

$$\Delta = h - (2 \cdot c + \varnothing) \quad (40)$$

Então, o comprimento da armadura é dado pela equação 41:

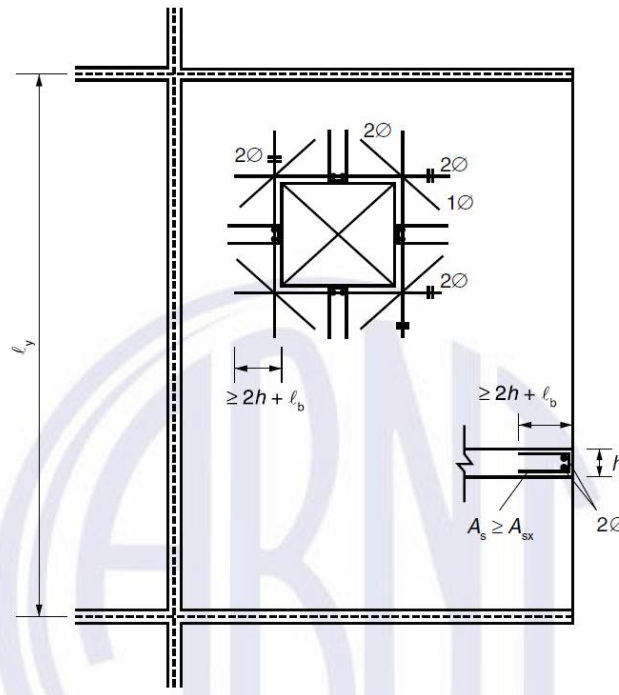
$$C = 2 \cdot (0,25 \cdot l_x + \varnothing) + 2 \cdot \Delta \quad (41)$$

“As armaduras negativas nos apoios de extremidade são necessárias quando as vigas de borda possuem grande rigidez à torção.” para Araújo (2010, Vol.2).

3.3.1.9.6 Armaduras de bordo livre e aberturas

As bordas livres devem ser amarradas com armaduras longitudinais e transversais, conforme apresentado na figura 19, retirada da norma de concreto armado.

Figura 19: Armaduras nas aberturas e nas bordas livre



(fonte: NBR 6118, 2014, figura 20.1, pág. 170)

A NBR 6118 ainda estabelece que:

“Em lajes lisas ou lajes-cogumelo, a verificação de resistência e deformação previstas em 13.2.5 deve sempre ser realizada. Lajes de outros tipos podem ser dispensadas dessa verificação, quando armadas em duas direções e sendo verificadas, simultaneamente, as seguintes condições:

- a) as dimensões da abertura devem corresponder no máximo a 1/10 do vão menor (l_x);
- b) a distância entre a face de uma abertura e o eixo teórico de apoio da laje deve ser igual ou maior que 1/4 do vão, na direção considerada; e
- c) a distância entre faces de aberturas adjacentes deve ser maior que a metade do menor vão.”

3.3.2 Dimensionamento da escada

A metodologia aplicada para dimensionamento das armaduras das escadas e as verificações são bastante similares às realizadas para o cálculo das lajes e vigas, logo não serão apresentados novamente. Sendo assim, as particularidades do dimensionamento de escadas, e do tipo de escada proposta no projeto arquitetônico, serão apresentadas diretamente no capítulo que exemplifica seu dimensionamento.

3.3.3 Vigas

As vigas são estruturas lineares, assim como os pilares, no entanto os esforços predominantes nelas são: o cortante e o momento fletor. Estes esforços são oriundos das cargas de carregamento das reações dos apoios das lajes, das escadas, do peso próprio da estrutura, das paredes, carregamentos acidentais e etc.

3.3.3.1 Cargas nas vigas

Assim como nos cálculos de carregamentos das lajes, foi lançado mão da NBR 6120/1980 para obtenção dos carregamentos permanentes e acidentais. As reações dos apoios das lajes foram obtidas no subcapítulo anterior.

O peso próprio da estrutura por metro linear foi definido através da equação 42 que multiplica a área da seção da viga pelo peso específico do concreto armado.

$$p_p = \gamma_{ca} \cdot A_c \quad (42)$$

A carga oriunda da alvenaria foi determinada a partir da equação 43.

$$p_{alv} = \gamma_{alv} \cdot e_{alv} \cdot h \quad (43)$$

Além das cargas citadas anteriormente, as vigas podem receber cargas concentradas, provenientes de vigas secundárias ou da carga de pilhars que nascem sobre ela.

3.3.3.2 Vãos efetivos

O dimensionamento das vigas será feito de forma muito similar ao apresentado para o cálculo das armaduras das lajes e apresentado no item 3.3.1.1. Não somente pela própria forma de cálculo das armaduras, mas também por diversas considerações em comum que devem ser levadas em conta, uma delas é o vão de cálculo, ou efetivo, que é obtido da mesma forma que no cálculo das lajes.

3.3.3.3 Momentos fletores

Os momentos fletores solicitantes foram determinados a partir da ferramenta FTOOL, assim como para lajes com armaduras unidirecionais, obtendo-se, assim, valores mais realistas, evitando aproximações.

3.3.3.4 Dimensionamento das armaduras longitudinais

Lançando mão da equação 18 para definir d e das equações 7 e 6 para definir a posição da linha neutra e a área de aço na seção, respectivamente.

Não é incomum as vigas serem armadas duplamente para melhorar a ductilidade, quando $\frac{x}{d} > 0,45$. Nesses casos, também devem ser dimensionadas armaduras para a região comprimida da viga. Para isso se calcula a posição limite da linha neutra ainda no regime dútil (x_{lim}), e através dele pode ser determinado o momento fletor resistente dentro desse regime (M_{1d}).

$$x_{lim} = 0,45 \cdot d \quad (44)$$

$$M_{1d} = 0,68 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot x_{lim} \cdot (d - 0,4 \cdot x_{lim}) \quad (45)$$

Logo, o momento que deve ser resistido pela armadura de compressão (M_{2d}) - superior no caso de momentos positivos, inferior no caso de momentos negativos - é obtido pela diferença entre o momento solicitante e o momento resistido no regime dútil.

$$M_{2d} = M_d - M_{1d} \quad (46)$$

A armadura para resistir a M_{2d} (A'_s) é dado pela fórmula 47, onde d' é distância a fibra mais comprimida até o centro da armadura comprimida.

$$A'_s = \frac{M_{2d}}{f_{yd} \cdot (d - d')} \quad (47)$$

E a nova armadura de tração é definida por:

$$A_s = \frac{M_{1d}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x_{lim})} \quad (48)$$

3.3.3.5 Comprimento das armaduras longitudinais

Como o dimensionamento de armaduras é feito para a seção mais solicitada dos elementos, ela pode se fazer dispensável em outras seções ao longo da estrutura. Prevendo isso, pode ser feito o escalonamento da armadura.

O escalonamento consiste na diminuição da área de aço conforme a solicitação da viga diminui. Esse processo é puramente econômico do ponto de vista financeiro e de recursos materiais, pois se as armaduras não ultrapassam os limites máximos estabelecidos pela NBR 6118, não devem prejudicar o funcionamento da estrutura. Carvalho e Figueiredo (2007) colocam que “[...] se o custo do trabalho dispendido no projeto e na execução for superior ao custo do material economizado, é preferível optar pelo uso das barras com comprimento igual ao da estrutura.”. Através dessa citação, pode-se considerar se num projeto onde não haja pavimentos tipo vale a pena o engenheiro fazer o escalonamento das armaduras das vigas, visto que elas não se repetirão nos pavimentos seguintes.

Carvalho e Figueiredo (2007) propõem considerar uma linearidade entre a relação de momentos e área de aço, onde no pico de momento a armadura é máxima, e conforme o momento for diminuindo a uma fração do seu valor original, a mesma fração de área de aço é diminuída. Sabe-se que essa relação, na realidade, não é linear, mas considerá-la assim é a favor da segurança e menos dispendiosa.

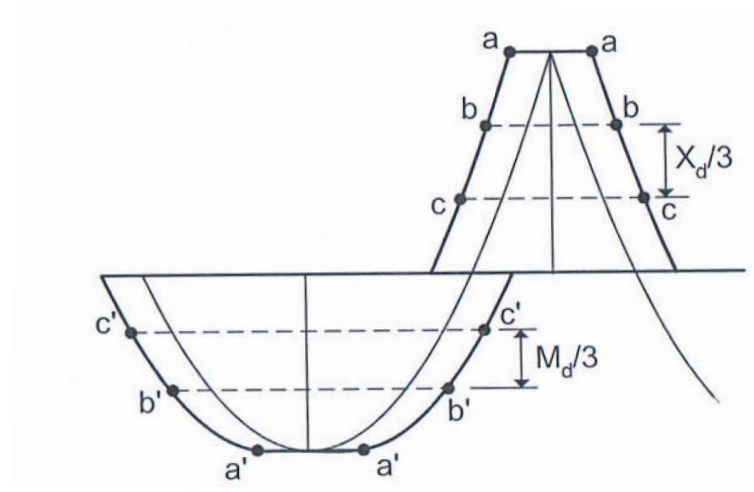
Primeiramente, para aplicar essa relação desloca-se o diagrama de momentos de forma desfavorável, o deslocamento é dado por a_l . Para estruturas com estribos dispostos inclinados 90° do eixo longitudinal:

$$a_l = \frac{V_{sd}}{2 \cdot (V_{sd} - V_c)} \cdot d \geq 0,5 \cdot d \quad (49)$$

Araújo (2010) coloca que para vigas de pequena altura $a_l = d$ “[...] sem que isto resulte em um aumento significativo no comprimento das barras.”.

O diagrama então pode ser dividido por um número múltiplo do número de barras necessárias para resistir ao momento fletor máximo. Então cada altura do diagrama fracionado representa uma parte da quantidade de aço.

Figura 20: Diagrama deslocado e fracionado



(fonte: Araújo, Vol. 2, pág. 208)

3.3.3.6 Dimensionamento das armaduras transversais

O dimensionamento das armaduras de cisalhamento é feito de acordo com o modelo apresentado no item 3.8.2 e detalhado no subcapítulo 17.4.2.2 da NBR 6118 como sendo o modelo de cálculo I, onde “[...] admite diagonais de compressão inclinadas de $\alpha = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independentemente de V_{sd} .”.

A verificação da resistência da seção transversal “[...] é considerada satisfatória, quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:”, de acordo com a NBR 6118. Onde as condições citadas são as seguintes:

$$V_{sd} < V_{Rd2} \quad (50)$$

$$V_{sd} < V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (51)$$

Onde:

V_{sd} a força solicitante de cálculo;

V_{Rd2} força resistente de cálculo das diagonais comprimidas de concreto:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (52)$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250) \quad (53)$$

V_{Rd3} a força resistente à tração diagonal;

V_{sw} parcela da força resistida pelos estribos, dada por:

$$V_{sw} = \frac{A_s}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (54)$$

V_c a força cortante absorvida por mecanismos complementares, definida por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (55)$$

Para estribos inclinados 90° em relação ao comprimento da viga, utilizou-se a equação 51 para determinar a taxa de armadura transversal.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad (56)$$

Sendo f_{ywd} a tensão na armadura transversal, limitado ao valor máximo de 435 MPa e s o espaçamento entre os estribos.

A armadura transversal mínima deve obedecer aos valores estabelecidos na NBR 6118, ela pode ser definida pela seguinte equação:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \cdot b_w \cdot 100 \quad (57)$$

Em que α é a inclinação dos estribos em relação ao comprimento da viga.

O espaçamento máximo entre os estribos deve ser:

- Quando $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2}$, $s_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d$ ou 30 cm;
- Quando $V_{sd} > 0,67 \cdot V_{Rd2}$, $s_{m\acute{a}x} = 0,3 \cdot d$ ou 20 cm.

3.3.3.7 Estados limites de serviço

Novamente devem ser respeitados os limites de deformação da estrutura no ELS para aceitabilidade visual, como para as lajes. No entanto, também deve ser verificada a abertura de fissuras no caso das vigas, com limites indicados pela tabela 14, onde ELS-W é o estado limite

de formação de fissuras, e w_k é a abertura máxima característica das fissuras, calculada para combinação frequente.

Tabela 14: limites de abertura de fissuras

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4\text{mm}$
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3\text{mm}$
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2\text{mm}$

(fonte: NBR 6118/2014, tabela 13.4 adaptada – pág. 80)

O momento de abertura de fissuras é determinado pela equação 24, onde f_{ct} para estado limite para formação de fissuras é $f_{ct,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$, e para estado limite de deformação $f_{ct} = f_{ct,m}$.

No caso do projeto em questão CAA é II, então a abertura de fissura deve ser limitada a 0,3mm. O valor de abertura característica é dado pelo menor valor obtidas das equações abaixo, apresentadas na página 128 da NBR 6118 de 2014.

$$w_k = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot 3 \cdot \frac{\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (58)$$

$$w_k = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (59)$$

No entanto, de acordo com o item 17.3.3.3 da mesma norma, “ Para dispensar a avaliação da grandeza da abertura de fissuras e atender ao estado-limite de fissuração (para aberturas máximas esperadas da ordem de 0,3 mm em concreto armado e 0,2 mm em concreto com armaduras ativas), um elemento estrutural deve ser dimensionado respeitando as restrições da Tabela 17.2 quanto ao diâmetro máximo ($\emptyset_{máx}$) e ao espaçamento máximo ($s_{máx}$) das armaduras passivas, bem como as exigências de cobrimento (Seção 7) e de armadura mínima (ver 17.3.5.2). A tensão σ_{si} deve ser determinada no estágio II.”.

Tabela 15: valores máximos de diâmetro e espaçamento, com barras de alta aderência

Tensão na barra	Valores máximos			
	Concreto sem armaduras ativas		Concreto com armaduras ativas	
σ_{si} ou $\Delta\sigma_{pi}$ MPa	$\phi_{m\acute{a}x}$ mm	$S_{m\acute{a}x}$ cm	$\phi_{m\acute{a}x}$ mm	$S_{m\acute{a}x}$ cm
160	32	30	25	20
200	25	25	16	15
240	20	20	12,5	10
280	16	15	8	5
320	12,5	10	6	-
360	10	5	-	-
400	8	-	-	-

(fonte: NBR 6118, 2014, tab. 17.2, pág. 129)

$$\sigma_{si} = \frac{M_{serv}}{A_s \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right)} \quad (60)$$

3.3.3.8 Comprimento de ancoragem

O comprimento básico de ancoragem é função da resistência de aderência, dada pela NBR 6118 de 2014 como sendo:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ct,d} \quad (61)$$

Em que:

$$f_{ct,d} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (62)$$

Onde:

$$\eta_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{para barras lisas} \\ 1,4 & \text{para barras entalhadas;} \\ 2,25 & \text{para barras nervuradas} \end{cases}$$

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0 & \text{para situações de boa aderência;} \\ 0,7 & \text{para situações de má aderência;} \end{cases}$$

$$\eta_3 = \begin{cases} 1,0 & \text{para } \phi < 32 \text{ mm} \\ \frac{132-\phi}{100}, & \text{para } \phi \geq 32 \text{ mm} \end{cases}$$

O comprimento básico é apresentado na NBR 6118, e vale:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi \quad (63)$$

Ele pode ser reduzido para comprimento necessário ($l_{b,nec}$) quando a armadura efetiva ($A_{s,ef}$) for superior a armadura calculada ($A_{s,calc}$).

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (64)$$

$$\alpha = \begin{cases} 1,0 & \text{para barras sem gancho} \\ 0,7 & \text{para barras com gancho} \end{cases}$$

$$l_{b,nec \min} = \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (65)$$

Os ganchos são definidos conforme NBR 6118, “O diâmetro interno da curvatura dos ganchos das armaduras longitudinais de tração deve ser pelo menos igual ao estabelecido na Tabela 9.1.”.

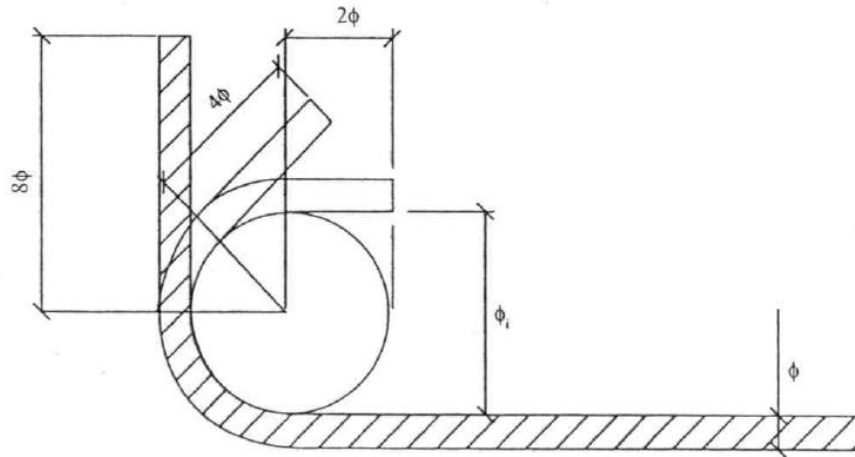
Tabela 16: Diâmetro dos pinos de dobramento (D)

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, pág. 37)

Os ângulos dos ganchos estão demonstrados na figura 21

Figura 21: Ganchos das armaduras longitudinais



(fonte: Carvalho e Figueiredo, 2007, pág. 215)

A ancoragem nos **apoios das extremidades** deve ser tal que resista a uma força de tração igual dada pela equação 56.

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d \quad (66)$$

Onde:

R_{st} é a força que deve ser resistida pela ancoragem;

a_l deslocamento do diagrama de momentos;

V_d valor de cálculo da força cortante junto ao apoio.

$$A_{s,calc} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \quad (67)$$

Sendo o comprimento mínimo de ancoragem na armadura de tração:

$$l_b \geq \begin{cases} l_{b,nec} \\ r + 5,5 \cdot \phi \\ 60 \text{ mm} \end{cases} \quad (68)$$

Onde $r = 2,5 \cdot \phi$ para $\phi < 20$ mm.

Já a ancoragem nos **apoios intermediários**, quando não houverem momentos fletores positivos, é dada por $10 \cdot \emptyset$. E em apoios onde:

- $M_{apoio} \leq 0,5 M_{vão}$: $A_{s,calc} \geq /3 (A_{s,vão})$; e
- $M_{apoio} > 0,5 M_{vão}$: $A_{s,calc} \geq /4 (A_{s,vão})$.

3.3.4 Pilares

Os pilares são considerados elementos lineares, no entanto se diferenciam das vigas pelas forças que devem resistir, que são preponderantemente normais de compressão. A função dos pilares é conduzir os carregamentos oriundos das vigas acrescido do peso próprio até a fundação.

O dimensionamento dos pilares pode ser feito de forma isolada, que é “[...] aquela em que a estrutura é considerada de nós fixos, de modo que os pilares podem ser admitidos como elementos isolados e, nesse caso, manifestam-se em suas extremidades apenas os efeitos de primeira ordem.” de acordo com Carvalho e Figueiredo (2009, pág. 310). Esse tipo de pilar é chamado de contraventado, visto que ele não tem função de tornar a estrutura indeslocável - não tem função de resistir a esforços horizontais - apenas verticais.

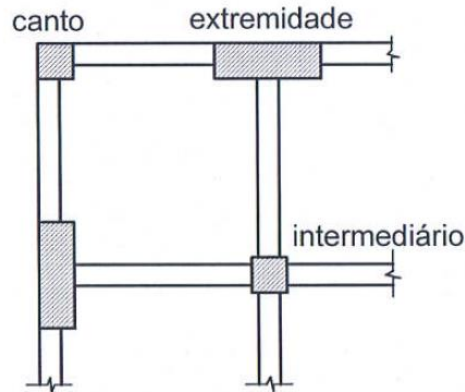
Segundo a NBR 6118, no cálculo para ELU dos pilares, quando são analisados como estruturas de nós fixos, podem ser desconsiderados os efeitos globais de segunda ordem, então considerando apenas os efeitos locais de segunda ordem. Se forem respeitados os critérios de índice de esbeltez descritos no item 15.8.2 da NBR 6118 os esforços de segunda ordem locais também podem ser desconsiderados.

3.3.4.1 Classificação dos pilares quando a posição

Os pilares podem ser classificados de acordo com a sua posição na estrutura: intermediário, extremidade e de canto. Cada um sofre um tipo de esforço por parte da estrutura que resiste.

Nos pilares intermediários atuam pequenos momentos fletores transmitidos pelas vigas que apresentam continuidade sobre eles, e podem ser desconsiderados geralmente. Assim, considera-se que a força normal atue no centroide da seção transversal do pilar. Porém, a NBR 6118 exige considerar certa excentricidade accidental, prevendo possibilidade de algum tipo de imperfeição da estrutura.

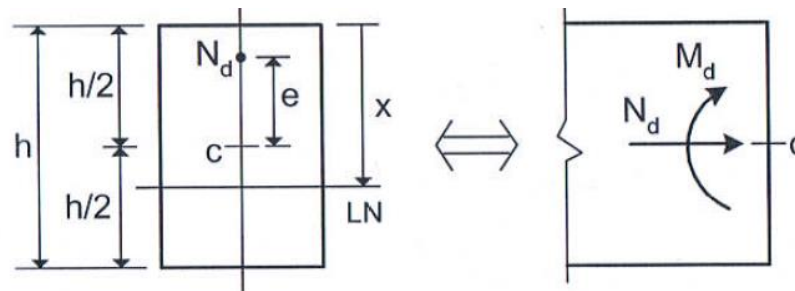
Figura 22: Tipos de pilares de acordo com sua posição



(fonte: Araújo, 2010, Vol. 3, pág. 144)

Os pilares de extremidade ficam nas bordas das estruturas e neles é importante considerar os momentos vindos das vigas que neles terminam, pois geram o equivalente a um carregamento excêntrico no pilar. Tal situação deve ser dimensionada a flexo-compressão normal.

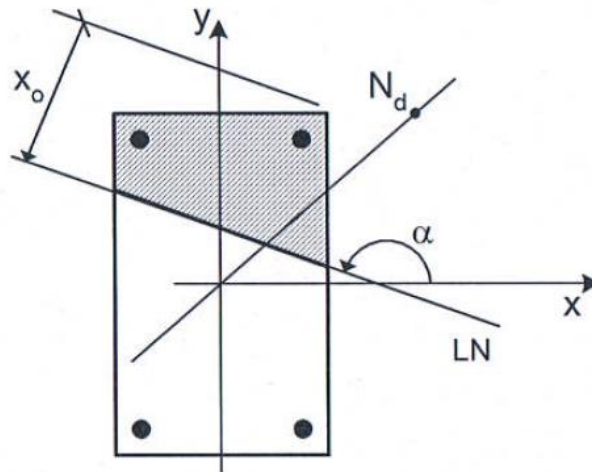
Figura 23: Pilar submetido a flexo-compressão normal



(fonte: Araújo, 2010, Vol. 3, pág. 15)

Para os pilares de cantos, onde há o encontro de duas vigas, os momentos das duas devem ser considerados. Logo esses pilares devem ser dimensionados para flexo-compressão oblíqua, quando a excentricidade da carga se dá tanto no sentido x como no sentido y da seção do pilar, agindo fora dos eixos de simetria.

Figura 24: Seção de pilar submetido a flexo-compressão oblíqua



(fonte: Araújo, 2010, Vol. 3, pág. 51)

3.3.4.2 Esforços solicitantes iniciais

Os esforços solicitantes iniciais de primeira ordem são decorrentes das cargas atuantes na estrutura, o peso próprio dela e cargas permanentes e acidentais de outros elementos estruturais conduzidas a ele.

Os esforços oriundos das vigas foram determinados, novamente, pelo programa FTOOL.

3.3.4.3 Dimensões máximas e mínimas

De acordo com a NBR 6118, pilares não podem apresentar dimensões inferiores a 19 cm, mas em casos especiais pilares com dimensões de até 14 cm são admitidos desde que os esforços solicitantes sejam multiplicados pelo coeficiente γ_n , dado pela equação 57. De qualquer forma a norma ainda coloca que pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm² não são permitidos.

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b \quad (69)$$

Onde b é a menor dimensão da seção transversal, em cm.

Já a dimensão máxima do pilar é definida por 5 vezes o tamanho da menor dimensão.

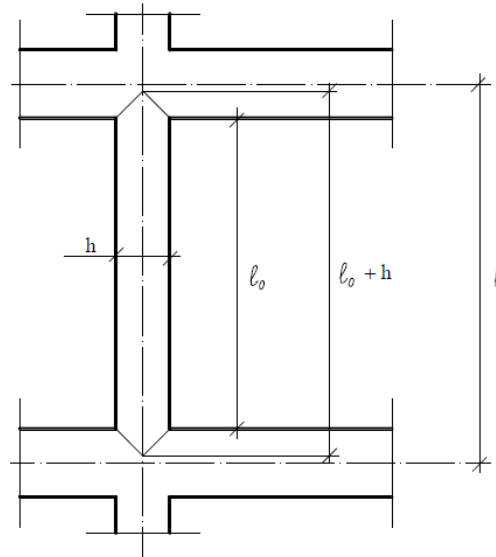
3.3.4.4 Comprimento equivalente

O comprimento equivalente l_e , ou de flambagem, é dado pelo menor valor:

$$l_e \leq \begin{cases} l_o + h \\ l \end{cases} \quad (70)$$

Onde l_o , h e l são as dimensões apresentadas na figura 25.

Figura 25: Dimensões de comprimentos l_o , h e l



(fonte: Bastos, 2017, Pilares de concreto armado, pág. 15)

3.3.4.5 Índice de esbeltez

O índice de esbeltez é obtido através da fórmula 59, retirada da NBR 6118. Tal índice estima a facilidade de ocorrer flambagem na estrutura.

$$\lambda = l_e / i \quad (71)$$

Onde i é o raio de giração da seção, e pode ser obtido a partir da fórmula 72:

$$i = \sqrt{I/A} \quad (72)$$

Com momento de inércia (I) da direção considerada.

Para seções retangulares o índice de esbeltez pode ser definido pela equação 73 que é a aplicação da equação 72 na equação 71.

$$\lambda = \frac{3,46 \cdot l_e}{h} \quad (73)$$

3.3.4.5.1 Classificação dos pilares de acordo com o índice de esbeltez

Os pilares podem ser classificados de acordo com seu índice de esbeltez em 4 grupos:

- a) Curtos: $\lambda \leq 35$;
- b) Médios: $35 < \lambda \leq 90$;
- c) Medianamente esbeltos: $90 < \lambda \leq 140$;
- d) Esbeltos: $140 < \lambda \leq 200$.

3.3.4.5.2 Dispensa da análise dos efeitos de 2ª ordem

Os efeitos de segunda ordem em pilares isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez dos pilares forem inferiores ao índice limite λ_1 , dado pela equação 61.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1/h}{\alpha_b} \quad (74)$$

Onde:

$$35 \leq \lambda_1 < 90;$$

e_1 é a excentricidade relativa de 1ª; e

α_b é coeficiente que é função dos momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar e dos vínculos.

Para pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad (75)$$

Sendo limitado a $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$. E que M_A é o maior valor absoluto de momento fletor de 1ª ordem ao longo do pilar biapoiado e para M_B é positivo se tracionar a mesma face que M_A , e negativo caso contrário.

3.3.4.6 Excentricidade de 1ª ordem

A excentricidade de primeira ordem (e_1) pode ser decorrente de momentos fletores externos ou por força normal não estar localizada no centro de gravidade da seção transversal do pilar. Podem ser definidas através da equação 76, onde N_d é a força solicitante normal de cálculo e M_d é o momento solicitante de cálculo no extremo do pilar.

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d} \quad (76)$$

3.3.4.7 Momento mínimo de 1ª ordem

Para dar segurança aos pilares devido a possíveis imperfeições, a NBR 6118 indica o uso da equação 77 para determinar um momento mínimo de primeira ordem. Onde h é a altura da seção transversal na direção considerada, em metros.

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (77)$$

Em estrutura que se faz necessário o cálculo de efeitos de 2ª ordem, esse momento mínimo deve ser somado aos outros momentos de 2ª ordem.

3.3.4.8 Efeitos de 2ª ordem

Os efeitos de segunda ordem podem ser determinados através de métodos aproximados para pilares com $\lambda \leq 140$. Tais métodos são descritos no item 15.8.3.3 da NBR 6118.

Aqui será descrito o método aproximado utilizado para determinadas momentos de segunda ordem em pilares médios (com $\lambda < 90$), seção constante e armadura simétrica. Essa metodologia é denominada Método do pilar-padrão com curva aproximada, e consiste em

considerar uma não linearidade física e geométrica no pilar que geram no pilar um momento total dado pela equação 78.

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (78)$$

Sendo:

$1/r$ o raio de curvatura na seção crítica, obtido pela equação 66;

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

h a altura da seção na direção considerada; e

ν a força normal adimensional.

$$1/r = \frac{0,005}{h \cdot (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (79)$$

A força adimensional (ν) é definida pela equação 80, onde A_c é a área da seção transversal do pilar.

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (80)$$

3.3.4.9 Dimensionamento da armadura longitudinal

Estas armaduras dos pilares foram obtidas de forma iterativa, onde a quantidade de barras, bitolas e posição (d e d') foram definidas para então verificar se a partir de tais escolhas os pilares teriam resistência necessária para resistir aos esforços solicitantes no sentido x e no sentido y .

Essa envoltória resistente foi determinada pela equação:

$$\left[\frac{M_{R,x}}{M_{R,xx}} \right]^{1,2} + \left[\frac{M_{R,y}}{M_{R,yy}} \right]^{1,2} = 1 \quad (81)$$

Onde $M_{R,xx}$ e $M_{R,yy}$ são os momentos resistentes dos pilares em x e em y .

3.3.4.10 Espaçamento entre as barras longitudinais

O espaçamento mínimo entre as barras longitudinais é dado por:

$$s \geq \begin{cases} 20mm \\ \phi_l \\ 1,2 \cdot \phi_{agregado} \end{cases}$$

Já o espaçamento máximo é dado pelo menor dos seguintes limites:

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot b \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

3.3.4.11 Espaçamento entre as armaduras transversais

O espaçamento entre os estribos deve ser o menor entre os seguintes valores:

$$s \leq \begin{cases} 20mm \\ b \\ 1,2 \cdot \phi_l \end{cases}$$

3.3.5 Fundações

As fundações têm a função de transmitir ao solo a carga dos pilares, e elas podem ser superficiais ou profundas. Fundações superficiais propagam o carregamento da edificação para a superfície do solo. Em fundações profundas, o carregamento é distribuído pelo atrito lateral (fuste) e/ou pela ponta de um elemento linear que fica sob o solo.

No dimensionamento das fundações, segundo Lopes e Velloso (2004), “Em geral a estrutura é calculada por um engenheiro estrutural que supõe os apoios indeslocáveis, daí resultando num conjunto de cargas que é passado ao projetista de fundações. [...] ele projeta as fundações da obra. Acontece que essas fundações, quaisquer que sejam, quando carregadas, solicitarão o terreno, que se deforma, e dessas deformações resultam deslocamentos verticais (recalques), horizontais e rotações.”.

Sabendo disso, as fundações devem ser dimensionadas de forma a não haver deformações excessivas nas superfícies em contato a ponto de comprometer a estrutura da edificação. Para isso, diversos parâmetros devem ser determinados, como a tensão admissível do solo, que

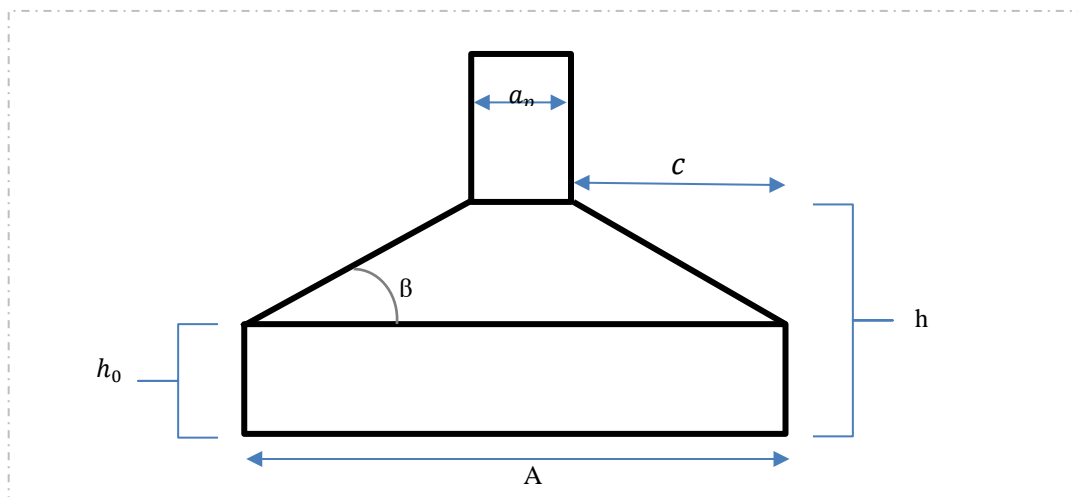
segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011) “[...] consiste no valor de tensão que as sapatas ou tubulões podem aplicar ao maciço de solo com segurança à ruptura geotécnica, sem provocar recalques superiores ao valor admissível.”.

Com a finalidade de determinar esses parâmetros do solo e deslocamentos, podem ser utilizados métodos empíricos que Lopes e Velloso (2004) descrevem como sendo “[...] aqueles pelos quais se chega a uma previsão de recalque ou de tensão admissível com base na descrição do terreno (classificação e determinação da compactidade ou consequência através de investigações de campo ou laboratório.”. Essas investigações de campo podem vir de ensaios SPT (sondagem à percussão) que é um tipo de ensaio normatizado que consiste na cravação de um cilindro no solo através de golpes, determinando-se, assim, a resistência à penetração.

Nesse estudo foi determinado que as fundações deveriam ser superficiais, blocos (figura 26) ou sapatas, que distribuiriam a carga na superfície do solo, no entanto tal escolha só se comprova adequada após terem sido executados os cálculos de recalque, baseados nos parâmetros obtidos através dos ensaios à percussão, e apresentarem valores de deformação dentro dos aceitáveis.

O método de cálculo adotado para o dimensionamento das sapatas rígidas é o estabelecido pelo Comitê Europeu de Concreto (CEB-70).

Figura 26: Desenho de um bloco



(fonte: elaborado pelo autor)

3.3.5.1 Projeto geométrico

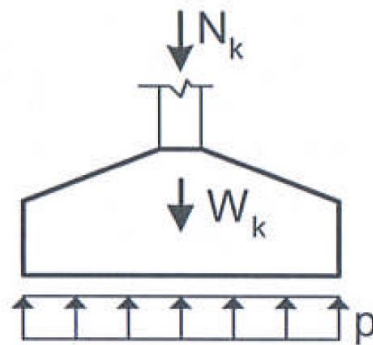
Para que a sapata seja considerada rígida, para que se possa considerar as reações do terreno na base da sapata uniformes, devem ser respeitados os seguintes valores para h , de acordo com NBR 6118:

$$h \geq \frac{A - a_p}{3} \quad (83)$$

E para aplicação do método do CEB é necessário adotar c e h dentro dos seguintes limites:

$$\frac{h}{2} \leq c \leq 2 \cdot h \quad (84)$$

Figura 27: Sapata rígida sob pilar com carga centrada



(fonte: Araújo, Vol. 4, pág. 248)

Araújo (Vol. 4, 2010) recomenda que $h \geq 0,6 \cdot l_b$ para permitir ancoragem da armadura pilar no bloco. Bastos (2016) coloca que h_0 deve ter dimensão suficiente para evitar ruptura dos lados da sapata, e seu valor deve ser de pelo menos igual ao maior dos seguintes:

$$h_0 \geq \begin{cases} h/3 \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad (85)$$

E sugere que se tenha um ângulo $\beta \geq 30$ visando economia de concreto.

A área da base do elemento de fundação deve ter tamanho suficiente para distribuir nele a carga oriunda do pilar e de seu peso próprio, de forma que a pressão no solo seja inferior a admissível (σ_{adm}) por ele.

$$S_{sap} \geq \frac{N_k + W_k}{\sigma_{adm}} \quad (86)$$

Onde:

S_{sap} é a área da base do elemento de fundação;

N_k é a carga do pilar; e

W_k é o peso próprio do elemento de fundação.

Considerando abas iguais nos dois sentidos da sapata ($B - b_p = A - a_p$), as dimensões A e B podem ser definidas por:

$$A = \frac{S_{sap}}{B} \quad (87)$$

$$B = \frac{1}{2} \cdot (b_p - a_p) + \sqrt{\frac{1}{4} \cdot (b_p - a_p)^2 + S_{sap}} \quad (88)$$

3.3.4.2 Tensão de cisalhamento no concreto

A verificação em relação ao cisalhamento deve ser feita através da inequação:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} \quad (89)$$

Sendo:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (90)$$

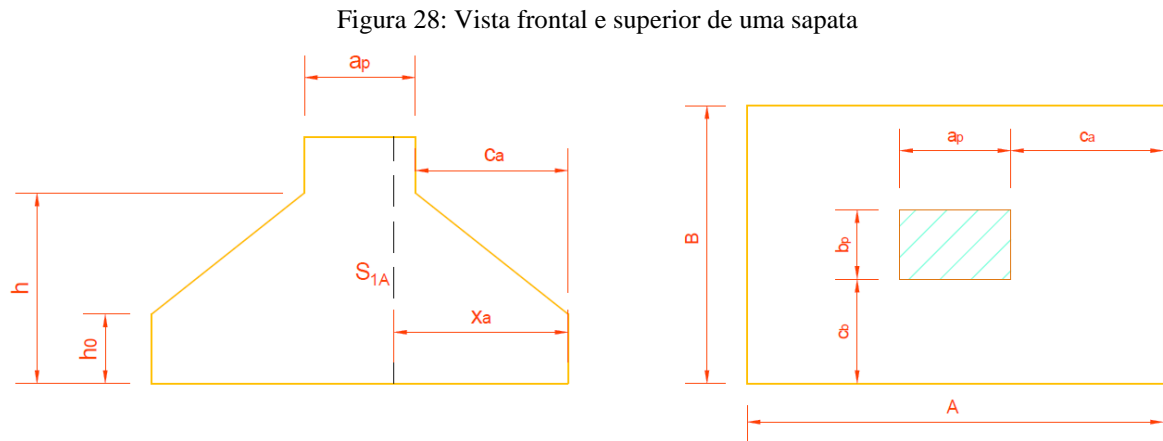
e

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u_p \cdot d} \quad (91)$$

Onde u_p é o perímetro do pilar, d a altura útil e $\alpha_v = 1 - f_{ck}/250$.

3.3.5.2 Dimensionamento das armaduras

Aplicando o método do Comitê Europeu de Concreto (CEB) devem ser calculados os momentos fletores num plano distante $0,15 \cdot a_p$ da face do pilar do sentido calculado. A figura 28 representa o plano S_{1A} .



(fonte: autor)

Os momentos fletores são calculados pelas fórmulas:

$$M_{1A} = p \cdot \frac{x_A^2}{2} \cdot B \quad (92)$$

$$M_{1B} = p \cdot \frac{x_B^2}{2} \cdot A$$

Bastos (2016) coloca que o cálculo de armadura em cada sentido, pode ser determinado por uma equação simplificada, onde se considera o braço de alavanca do momento $z = 0,85 \cdot d$, e obtém-se um erro inferior a 10%.

$$A_s = \frac{M_d}{0,85 \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (93)$$

3.3.5.3 Parâmetros do solo

Como o estudo do solo é bastante complexo e fugiria um tanto do escopo deste trabalho, os valores adotados não foram baseados em ensaio e análise dos solos do terreno onde a edificação será executada. Tais valores foram baseados em dados da literatura.

Na NBR 6122 de 1996 foi apresentada a tabela de tensões admissíveis, abaixo:

Tabela 17: Pressão admissível de acordo com o tipo de solo

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltos duros (muito compactos)	0,3
14	Siltos rijos (compactos)	0,2
15	Siltos médios (medianamente compactos)	0,1

(fonte: NBR 6122, 1996, pág.9, tab.4)

Velloso e Lopes (2004) afirmam que a tabela apresenta um caráter conservador, mas que de qualquer forma seu uso exige cautela. Ainda de acordo com eles esses tipos de tabelas podem ser “[...] utilizadas em anteprojetos e obras de pequeno vulto.”.

4 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS

Neste capítulo serão exemplificadas as metodologias aplicando-as na edificação em estudo. Nos apêndices A, B, C, D e E se encontram as planchas elaboradas com os resultados obtidos neste capítulo. Em tais apêndices, as estruturas são apresentadas na seguinte ordem: lajes, escada, viga, pilar e fundação.

4.1 PROJETO ARQUITETÔNICO

A residência que foi objeto de estudo para este trabalho está sendo construída em um condomínio residencial localizado na zona sul de Porto Alegre, no bairro Hípica.

A casa terá 172,43m² de área construída utilizável. A residência terá dois pavimentos, com entrepisos de 2,70 metros. O pavimento térreo terá 85,56m² e o segundo pavimento terá 86,87m². A edificação contemplará 3 suítes, sala de estar, um lavabo, cozinha, uma pequena área de lazer externa, área de serviço, garagem e uma cobertura sem acesso ao público. A cobertura terá uma mureta de 60 cm de altura e será revestida com telhas de fibrocimento de 6 mm.

Sua estrutura será de concreto armado moldado no local e sua vedação se dará por alvenaria convencional de tijolos cerâmicos de 6 furos com dimensões de 14 x 19 x 24 cm. Tanto as paredes internas como as externas terão espessura de 19 cm.

As lajes receberão uma camada de argamassa para regularização de 3cm de espessura e, sobre o contrapiso, serão assentadas placas cerâmicas de 0,9 cm de espessura aproximadamente.

Todos os cômodos receberão forros de gesso acartonado, com a finalidade de esconder os dutos oriundos das instalações hidrossanitárias e elétricas.

O projeto arquitetônico da residência pode ser conferido o anexo A.

4.2 CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL E DE CONCRETO

Como o terreno destinado a construção da edificação em estudo está localizado dentro da área urbana da cidade de Porto Alegre, a agressividade na qual as estruturas estarão sujeitas é moderada, e o risco de deterioração será pequeno, conforme descrito na tabela 5.

Para agressividade ambiental moderada (II) a tabela 6 apresenta que a relação água/cimento deve ser limitada a no máximo 0,60.

O cobrimento de cada estrutura foi determinado pela tabela 7. Os seguintes valores devem ser adotados para o cobrimento:

- Lajes, 2,5cm;
- Vigas e pilares, 3cm; e
- Blocos de fundação e vigas de fundação, 3cm.

Apesar da tabela 7 indicar que o uso do concreto com resistência característica de 25MPa seja suficiente para tal classe de agressividade, para o projeto em questão foi adotado concreto de 30 MPa, visto que usualmente é o utilizado para obras desse porte, visto que a diferença do preço entre o concreto de 25 e 30 MPa não justifica a compra do de resistência inferior.

4.3 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

O lançamento das vigas ocorreu preferencialmente dentro das paredes. Sua largura foi determinada como sendo 14 cm para ter mesma largura dos tijolos que seriam utilizados. Mas, se fosse necessário, sua largura poderia ser aumentada até 19 cm sem prejudicar o projeto arquitetônico.

Os pilares tiveram sua menor dimensão limitada a 14 cm também (mas poderiam ter largura de até 19 cm se fosse necessário, devido a espessura das paredes), a maior dimensão foi fixada em 30 cm. Eles tiveram suas posições definidas, de preferência, nos cantos das paredes, como é sugerido na literatura.

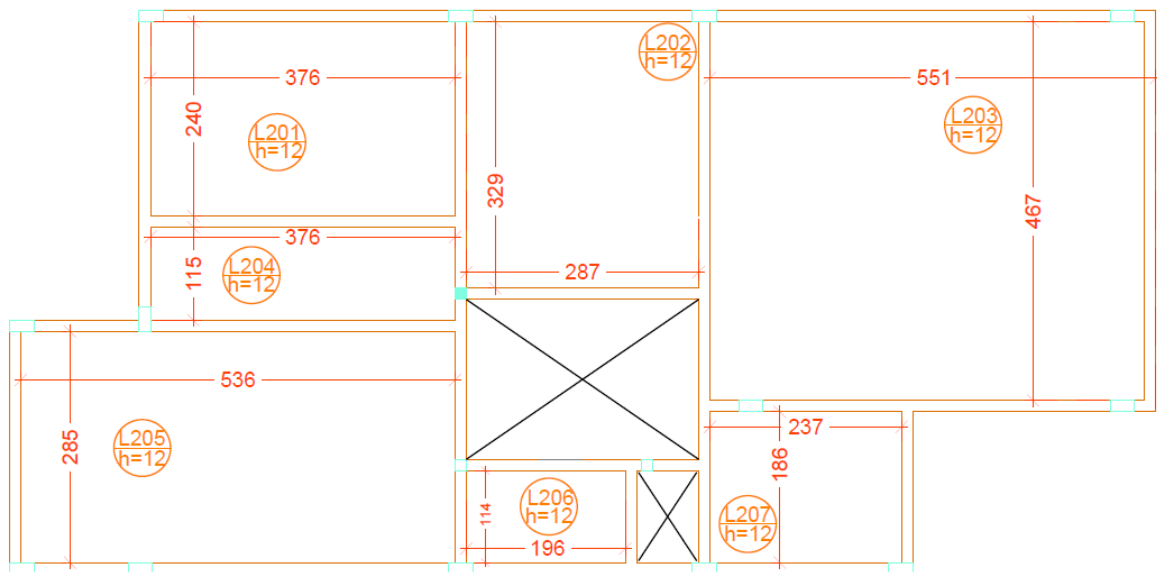
4.4 EXEMPLIFICAÇÃO DA METODOLOGIA ESPECÍFICA EM CADA TIPO DE ESTRUTURA PRESENTE NA EDIFICAÇÃO EM ESTUDO

4.4.1 Lajes

Para elucidar o dimensionamento de lajes aplicando a metodologia apresentada no subcapítulo 4.3.1 foram escolhidas duas lajes: L201 e L204. Os desenhos que detalham e representam o dimensionamento feito a seguir pode ser conferido no anexo A.

O lançamento das lajes e das vigas para o segundo pavimento estão definidas conforme a figura 29, abaixo:

Figura 29: Planta de formas das lajes do segundo pavimento



(fonte: autor)

Foi necessário pré-definir uma espessura para as lajes, obtida a partir das equações 16 e 17. Considerando l^* da maior laje em área - no caso do segundo pavimento a laje 203 - e ϕ 6,3mm.

$$l^* < \begin{cases} 0,7 \cdot l_y = 3,808 \\ l_x = 4,742 \end{cases}$$

Como na L203 não há engastes, $n = 0$, a equação 17 resulta em:

$$d = (2,5 - 0,1 \cdot n) \cdot l^* = (2,5 - 0,1 \cdot 0) \cdot 3,808 = 9,52 \text{ cm}$$

Tendo o valor de d e definido nos capítulos anteriores $c = 2,5$ para as lajes, utilizou-se a equação 17 para então determinar a altura.

$$h = d + \frac{\phi}{2} + c = 9,52 + \frac{0,63}{2} + 2,5 = 12,33 \text{ cm}$$

O valor de h obtido foi arredondado para 12cm, e utilizado para toda a estrutura. Ele se mostrando insuficiente para o dimensionamento poderia ser modificado. Da mesma forma, se mostrando muito conservador quanto aos estados limites de serviço poderia ter seu valor reduzido. No entanto, pode ser interessante manter o valor mais alto mesmo sendo conservador por conta do isolamento térmico e acústico que ele pode proporcionar.

4.4.1.1 Vãos efetivos

Os vãos teóricos foram definidos a partir dos critérios apresentados no subcapítulo 3.3.1.1. Como todos os apoios considerados tem largura de 14 cm, e considerando que a espessura de laje seja a mesma para toda a estrutura, a_1 e a_2 têm os mesmos valores independentemente da laje analisada, variando-se, assim, o l_0 . Tendo:

$$a_1 = a_2 < \begin{cases} t/2 = 7 \\ 0,3 \cdot h = 3,6 \end{cases}$$

Aplicando a equação 13 nas lajes:

- L201:

$$l_x = l_0 + a_1 + a_2 = 240 + 3,6 + 3,6 = 247,2 \text{ cm}$$

$$l_y = l_0 + a_1 + a_2 = 376 + 3,6 + 3,6 = 383,2 \text{ cm}$$

- L204:

$$l_x = l_0 + a_1 + a_2 = 115 + 3,6 + 3,6 = 122,2 \text{ cm}$$

$$l_y = l_0 + a_1 + a_2 = 376 + 3,6 + 3,6 = 383,2 \text{ cm}$$

4.4.1.2 Direção das armaduras

Utilizando a equação 14, define-se se a laje é armada em uma (quando $\lambda \geq 2$) ou nas duas direções (quando $\lambda < 2$).

- L201:

$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{383,2}{247,2} = 1,15$, como $\lambda < 2$, a laje é armada em cruz, nas duas direções principais.

- L204:

$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{383,2}{122,2} = 3,15$, como $\lambda > 2$, a laje é armada em uma única direção, na direção de l_x , onde ocorre o momento considerado crítico.


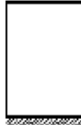


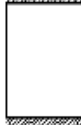




4.4.1.3 Vinculações

A laje 201 foi considerada engastada na borda adjacente a laje 202 enquanto foi considerada simplesmente apoiada na borda que a une à 204, pois L204 tem dimensão bastante inferior a L201. As outras duas bordas apenas podem ser consideradas simplesmente apoiadas, visto que não há lajes adjacentes a elas.

A laje 204 foi considerada engastada tanto na borda superior como na inferior já que as outras lajes são maiores que ela. Suas bordas laterais são simplesmente apoiadas.

Os tipos de vinculação na laje 201 e 204 se enquadram nos casos 2A e 4B, respectivamente, propostos por Pinheiro (2007).

Figura 30: Vínculos nas lajes

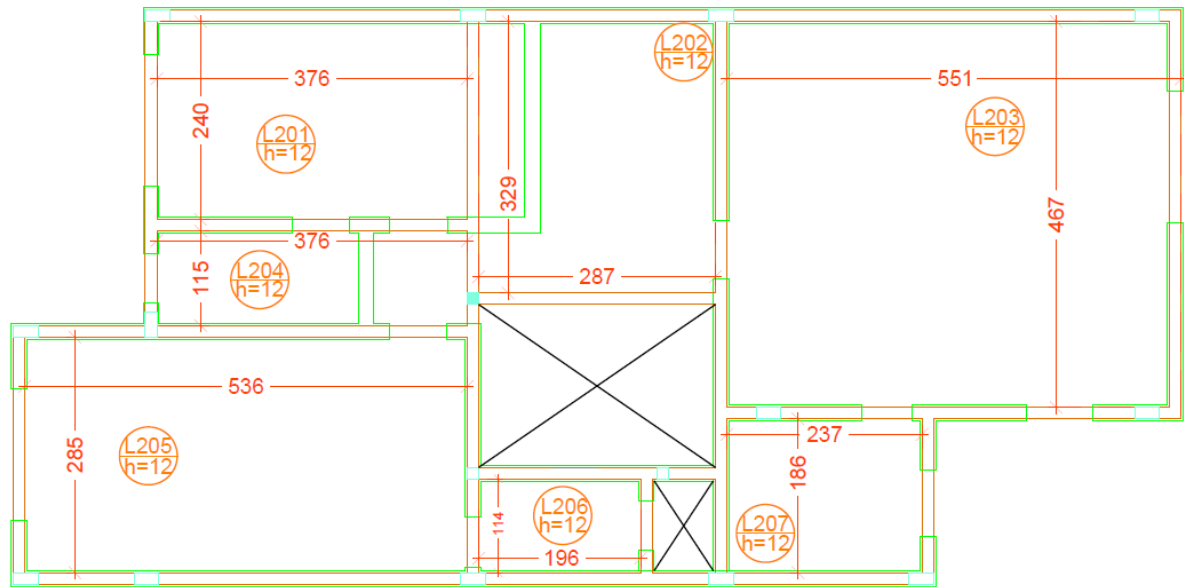
Caso	Vinculação	Caso	Vinculação	Caso	Vinculação
1		2A		2B	
Quatro bordas simplesmente apoiadas		Uma borda menor engastada		Uma borda maior engastada	
3		4A		4B	
Duas bordas adjacentes engastadas		Duas bordas menores engastadas		Duas bordas maiores engastadas	
5A		5B		6	
Uma borda maior apoiada		Uma borda menor apoiada		Quatro bordas engastadas	

(fonte: Pinheiro, 2007, tab.2, pág. 107)

4.4.1.4 Carregamentos e combinações de serviço

Fazendo uso das tabelas 9 e 10 foram obtidos os valores dos carregamentos para cada laje. Ambas têm o carregamento em comum (revestimento cerâmico, contrapiso, forro, são lajes de dormitórios e banheiros), porém a laje 204 que tem a carga adicional de uma parede, como pode ser visto na figura 22.

Figura 31: Planta de formas e paredes



(fonte: autor)

Como a laje 204 é armada em uma direção, e a parede é paralela a armadura longitudinal, foi usado o modelo representado na figura 11 e utilizada a equação 20 para calcular a carga da parede na região II.

$$g_{alv} = \frac{3 \cdot \gamma_{alv} \cdot e_{alv} \cdot h \cdot l}{2 \cdot l_x^2} = \frac{3 \cdot 14,58 \cdot 0,19 \cdot 2,7 \cdot 1,15}{2 \cdot 1,222^2} = 8,67 \text{ kN/m}^2$$

Logo, $g_{par} = 8,67 \text{ kN/m}^2$.

Tabela 18: Carregamento permanentes (g) e acidentais (q) nas lajes 201 e 204

Laje	g_{pp} [kN/m ²]	g_{fg} [kN/m ²]	$g_{contrapiso}$ [kN/m ²]	$g_{cer.}$ [kN/m ²]	g_{alv} [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	Σg [kN/m ²]	Σq [kN/m ²]
L201	3	0,141	0,63	0,162	0	1,5	3,93	1,5
L204 zona I	3	0,141	0,63	0,162	0	1,5	3,93	1,5
L204 zona II	3	0,141	0,63	0,162	8,67	1,5	12,6	1,5

(fonte: autor)

As combinações para ELU, necessárias para o dimensionamento das armaduras, foram obtidas a partir da fórmula 1 para combinações últimas normais com coeficientes γ de majoração de ações apresentados na tabela 1. Desconsiderando as variáveis referentes às ações indiretas (retração e temperatura) e considerando apenas variáveis diretas principais, a equação 1 fica:

$$p = \gamma_g \cdot \Sigma g + \gamma_q \cdot \Sigma q$$

Sendo:

$$\gamma_g = 1,4 \text{ e } \gamma_q = 1,4.$$

As combinações no ELS quase permanente, necessário para verificar o deslocamento e fissuração das lajes, foram obtidas da fórmula 2 e com Ψ presente na tabela 2.

$$p = \Sigma g + \Psi_2 \cdot \Sigma q$$

Sendo $\Psi_2 = 0,3$ para residências.

Aplicando tais valores em suas respectivas fórmulas, obtém-se os valores apresentados na tabela 19, abaixo.

Tabela 19: Cargas no ELU, ELS-rara e ELS-QS

Laje	Σg [kN/m]	Σq [kN/m]	ELU [kN/m]	ESL-Rara [kN/m]	ELS-QP [kN/m]
L201	3,93	1,5	7,6	5,43	4,38
L204 zona I	3,93	1,5	7,6	5,43	4,38
L204 zona II	12,6	1,5	19,75	14,1	13,05

(fonte: autor)

4.4.1.5 Momentos fletores

Os momentos fletores da laje 201 (bidirecional) foram determinados através das equações 23 com coeficientes obtidos nas Tabelas de lajes de Pinheiro (2007) - mais precisamente "Tabelas 2.3" desse material - com carga de combinação rara.

Na laje 204, os momentos atuantes foram determinados através do software FTOOL, onde foi simulado o comportamento de uma viga com duas extremidades engastadas.

- Laje 201:

Os valores dos coeficientes presentes na tabela 2.3a de Pinheiro (2007) são apresentados em função de λ e o tipo de vinculação. Retirado de tal tabela para a laje 201 (vínculo 2A e $\lambda = 1,55$):

$$\mu_x = 6,76;$$

$$\mu_y = 3,85;$$

$$\mu'_y = 11,39.$$

Aplicou-se os coeficientes nas equações 24:

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 6,76 \cdot \frac{5,43 \cdot 2,472^2}{100} = 2,24 \text{ kN.m/m}$$

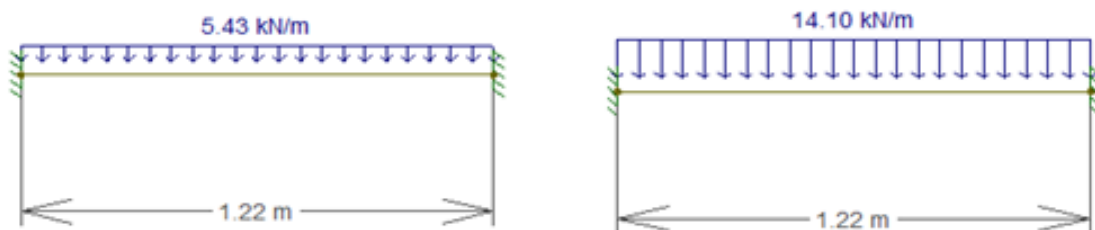
$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 3,85 \cdot \frac{5,43 \cdot 2,472^2}{100} = 1,28 \text{ kN.m/m};$$

$$m'_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 11,39 \cdot \frac{5,43 \cdot 2,472^2}{100} = 3,78 \text{ kN.m/m}.$$

- Laje 205 zona I e zona II:

A figura 32 feita no programa FTOOL representa os carregamentos solicitantes em cada zona da laje 204, a viga superior zona I e a inferior zona II:

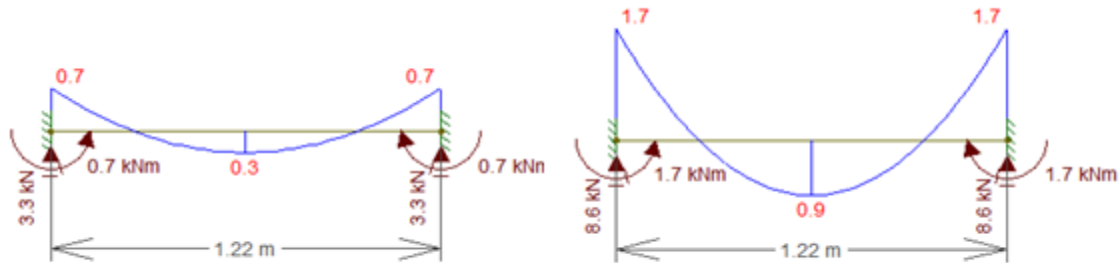
Figura 32: Representação do carregamento na laje 204



(fonte: autor, através do software FTOOL)

Já a figura 33 apresenta os momentos atuantes no vão l_x e o momento no engaste.

Figura 33: Diagrama de momentos na laje 204



(fonte: autor, através do software FTOOL)

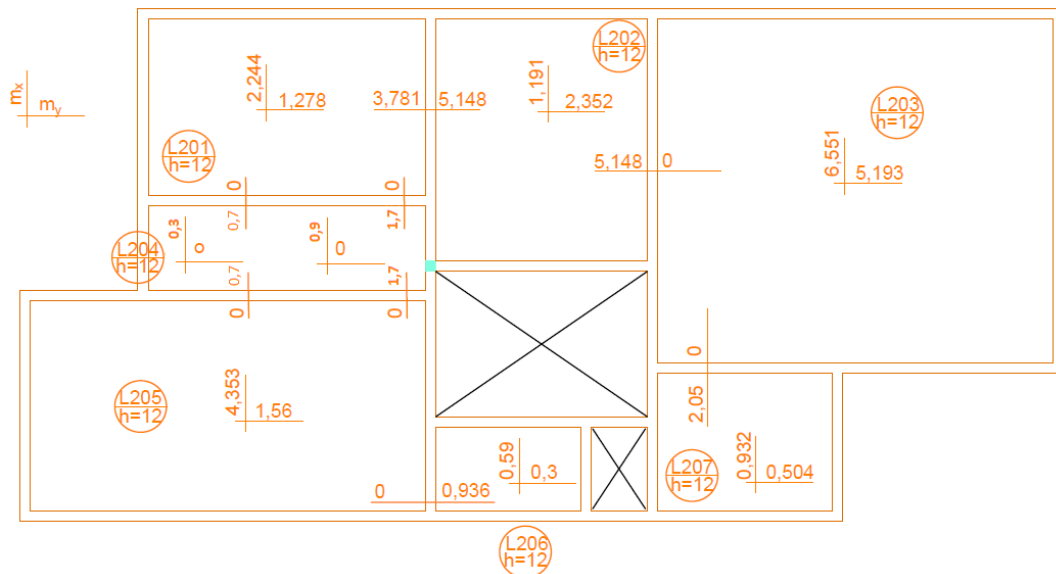
Através do diagrama observa-se:

$$\text{Zona I} \begin{cases} m_x = 0,3 \text{ kN.m} \\ m'_x = 0,7 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Zona II} \begin{cases} m_x = 0,9 \text{ kN.m} \\ m'_x = 1,7 \text{ kN.m} \end{cases}$$

A figura 34 mostra os momentos fletores negativos e positivos atuantes nas lajes.

Figura 34: Planta de formas com momentos fletores



(fonte: autor)

4.4.1.6 Compatibilização dos momentos negativos e correção dos positivos

Para que possa ser feito o dimensionamento é necessário fazer a compatibilização dos momentos fletores negativos e correção dos positivos, esse último apenas quando a favor da segurança.

A compatibilização dos momentos negativos na continuidade da laje é feita seguindo o critério apresentado na figura 15. Onde se adota para o momento negativo na continuidade como sendo o maior valor entre:

$$\geq \begin{cases} 0,8 \cdot m' \\ \frac{m'_n + m'_{n+1}}{2} \end{cases}$$

- Continuidade L201 e L202:
- Compatibilização dos momentos negativos:

$$m'_{y \text{ L201-L202}} \geq \begin{cases} \frac{3,781 + 5,148}{2} = 4,46 \text{ kN.m} \\ 0,8 \cdot 5,148 = 4,12 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$m'_{y \text{ L201-L202}} = 4,46 \text{ kN.m}$$

- Correção do momento fletor positivo:

A correção do momento fletor positivo é feita somando a ele a média dos momentos negativos pré (m'_y) e pós ($m'_{y \text{ L201-L202}}$) compatibilização. Se essa média for negativa, o momento não deve ser corrigido, para que fique com o valor maior, a favor da segurança.

Para a correção do momento na direção y:

$$\frac{m'_{y \text{ L201}} - m'_{y \text{ L201-L202}}}{2} = \frac{3,781 - 4,46}{2} = -0,34 \text{ kN.m}$$

Como esse valor somado ao momento positivo o faria diminuir, a correção não é feita, e:

$$m_y = 1,278 \text{ kN.m}$$

- Continuidade L201 e L204 na zona I:

- Compatibilização dos momentos:

$$m'_{x L201-L204} \geq \begin{cases} \frac{0 + 0,7}{2} = 0,35 \text{ kN.m} \\ 0,8 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$m'_{x L201-L204} = 0,56 \text{ kN.m}$$

- Correção do momento fletor positivo:

Para a correção em L201 no sentido x:

$$\frac{m'_x - m'_{x L201-L204}}{2} = \frac{0 - 0,56}{2} = -0,28 \text{ kN.m}$$

Novamente o momento positivo diminuiria com a correção, logo ela não é feita, mantendo:

$$m_x = 2,244 \text{ kN.m}$$

Correção do momento positivos em L204:

$$\frac{m'_{x L204} - m'_{x L201-L204}}{2} + \frac{m'_{x204} - m'_{x L204-L205}}{2} = \frac{0,7 - 0,56}{2} + \frac{0,7 - 0,56}{2} = 0,14 \text{ kN.m}$$

Sendo positivo, aumentando o valor do momento positivo, então corrigido:

$$m_x = 0,3 + 0,14 = 0,44 \text{ kN.m}$$

- *Continuidade L201 e L204 na zona II:*
- Compatibilização dos momentos:

$$m'_{x L201-L204} \geq \begin{cases} \frac{0 + 1,7}{2} = 0,85 \text{ kN.m} \\ 0,8 \cdot 1,7 = 1,36 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$m'_{x L201-L204} = 1,36 \text{ kN.m}$$

- Correção do momento fletor positivo:

Para a correção em L204 no sentido x:

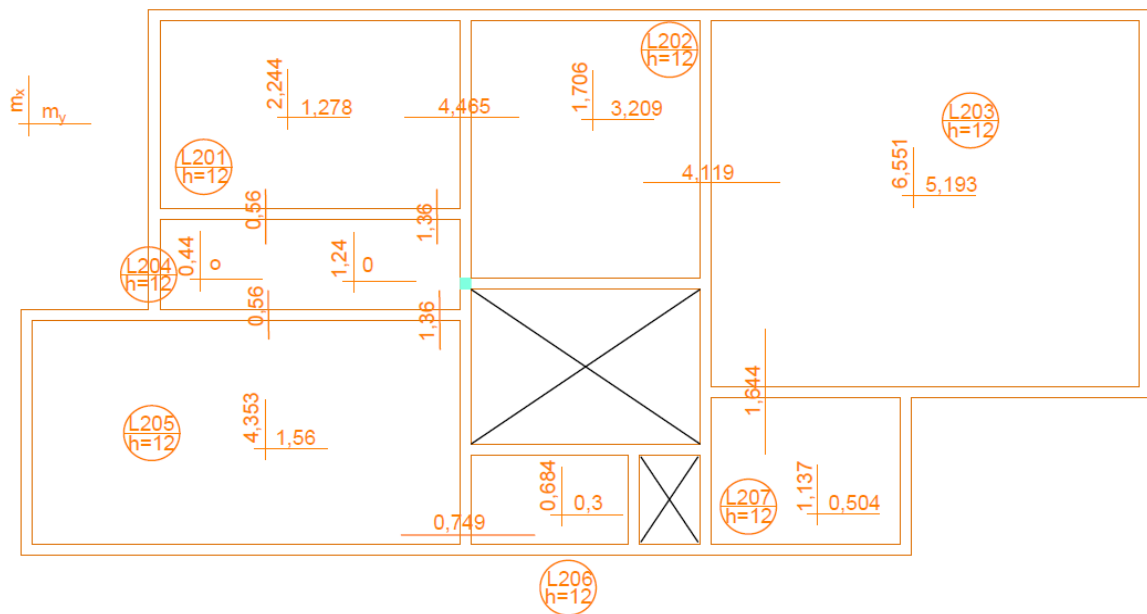
$$\frac{m'_x - m'_{x L201-L204}}{2} = \frac{1,7 - 1,36}{2} + \frac{1,7 - 1,36}{2} = 0,34 \text{ kN.m}$$

Deve ser corrigido:

$$m_x = 0,9 + 0,34 = 1,24 \text{ kN.m}$$

Na figura 35 estão os momentos compatibilizados e os positivos corrigidos.

Figura 35: Planta de formas com momentos fletores compatibilizados



(fonte: autor)

4.4.1.7 Armaduras longitudinais positivas

Para o dimensionamento das armaduras foi lançado mão das equações 7 e 8 apresentadas no capítulo 3. Mas para isso, ainda foi necessário definir outras variáveis além dos momentos fletores.

d foi definido pela equação 17 considerando a espessura da laje estimada de 12 cm, cobrimento de 2,5 cm e a bitola de 6,5 mm de armadura:

$$d = h - \frac{\phi_l}{2} - c = 12 - \frac{0,63}{2} - 2,5 = 9,185 \text{ cm}$$

f_{cd} foi definido pela equação 3 com coeficiente definido pela tabela 3:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa} = 2,143 \text{ kN/cm}^2$$

M_d corresponde ao momento fletor último compatibilizado em kN.cm/m. Sendo no x, m_x , e no y, m_y . Considerando sempre que o eixo x corresponde ao de menor vão.

Como se calcula a armadura como se fosse uma viga de 100 cm de largura, $b = 100$.

- Laje 201 no sentido x:

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) = \frac{9,185}{0,8} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 2,244}{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 9,185^2}} \right) =$$

$$x = 0,237 \text{ cm}$$

Fazendo a verificação de ductilidade $x/d = 0,237/9,185 = 0,026 \leq 0,45$, verifica-se que a posição da linha neutra proporciona comportamento dútil - conforme exigido em norma. Caso contrário, dever-se-ia aumentar a espessura da laje (ou suas variáveis) até que esse critério fosse atingido.

O valor de x que limita o estágio 1 e 2 de deformação (x_{23}) é dado por: $x_{23} = 0,259 \cdot d$, logo fazendo a verificação x/d - e ela sendo inferior a 0,259 - a estrutura se encontra no estágio 2 de deformações, conforme é desejado. Logo, a estrutura da laje 201 no sentido de x está no domínio 2.

A área de aço por metro de laje é dada pela fórmula 7, onde f_{yd} é determinado pela fórmula 3 e coeficiente dado na tabela 3.

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

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x}{f_{yd}} = \frac{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 0,237}{43,48} = 0,794 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Resta verificar se tal taxa de aço é superior ao mínimo determinado pela NBR 6118 vigente, conforme pode ser verificado na tabela 15. Para armaduras positivas de lajes armadas em duas direções $\rho_s \geq 0,67 \cdot \rho_{min}$, o valor para ρ_{min} é definido pela tabela 8, e $\rho_s = A_s / b_w \cdot h$. Para seções retangulares e $f_{ck} = 30$ MPa, $\rho_{min} = 0,15\%$.

$$\rho_s \geq 0,67 \cdot \frac{0,15}{100} = \frac{A_{s,min}}{100 \cdot 12} \geq 0,67 \cdot \frac{0,15}{100} = A_{s,min} \geq 1,206 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s > \begin{cases} 1,206 \text{ cm}^2/m \\ 0,794 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

Adotou-se $A_{s,min}$ para taxa de armadura positiva no sentido do vão l_x da laje 201 visto que é o maior valor.

- Laje 201 no sentido y:

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) = \frac{9,185}{0,8} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 127,8}{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 9,185^2}} \right) =$$

$$x = 0,134 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,134/9,185 = 0,0146 < 0,259, \text{estádio 2}$$

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x}{f_{yd}} = \frac{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 0,134}{43,48} = 0,45 \text{ cm}^2/m$$

$$\rho_s \geq 0,67 \cdot \frac{0,15}{100} = \frac{A_{s,min}}{100 \cdot 12} \geq 0,67 \cdot \frac{0,15}{100} = A_{s,min} \geq 1,206 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s > \begin{cases} 1,206 \text{ cm}^2/m \\ 0,456 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

Novamente, foi adotado o valor da armadura mínima.

- Laje 204 no sentido x zona I:

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) = \frac{9,185}{0,8} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 44,0}{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 9,185^2}} \right) =$$

$$x = 0,046 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,046/9,185 < 0,259, \text{estádio 2}$$

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x}{f_{yd}} = \frac{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 0,046}{43,48} = 0,154 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para lajes armadas em uma direção, $\rho_s \geq \rho_{min}$

$$\rho_s \geq \frac{0,15}{100} = \frac{A_{s,min}}{100 \cdot 12} \geq \frac{0,15}{100} = A_{s,min} \geq 1,800 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s > \begin{cases} 1,800 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,154 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Adotou-se o valor de armadura mínima.

- Laje 204 no sentido y zona I:

Como não há momentos considerados no sentido de l_y , adota-se o critério estabelecido na tabela 13 para armadura positiva secundária de lajes armadas em uma direção, onde adota para valor de armadura o maior valor entre os seguintes:

$$A_s/m \geq \begin{cases} 0,2 \cdot A_{sx} \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 \cdot \rho_{min} \end{cases}$$

$$A_s/m \geq \begin{cases} 0,2 \cdot A_{sx} = 0,2 \cdot 1,8 = 0,36 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 \cdot \rho_{min} = 0,5 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{0,15}{100} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Adotou-se $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$.

- Laje 204 no sentido x zona II:

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) = \frac{9,185}{0,8} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 124}{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 9,185^2}} \right) =$$

$$x = 0,13 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,213/9,185 < 0,259, \text{estádio 2}$$

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x}{f_{yd}} = \frac{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 0,13}{43,48} = 0,437 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para lajes armadas em uma direção, $\rho_s \geq \rho_{min}$

$$\rho_s \geq \frac{0,15}{100} = \frac{A_{s,min}}{100 \cdot 12} \geq \frac{0,15}{100} = A_{s,min} \geq 1,800 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s > \begin{cases} 1,800 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,437 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Adotou-se o valor de armadura mínima, $1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$.

- Laje 204 no sentido y zona II:

Como não há momentos considerados no sentido de l_y , adota-se o critério estabelecido na tabela 13 para armadura positiva secundária de lajes armadas em uma direção, onde adota para valor de armadura o maior valor entre os seguintes:

$$A_s/m \geq \begin{cases} 0,2 \cdot A_{sx} \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 \cdot \rho_{min} \end{cases}$$

$$A_s/m \geq \begin{cases} 0,2 \cdot A_{sx} = 0,2 \cdot 1,8 = 0,36 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 \cdot \rho_{min} = 0,5 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{0,15}{100} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Adotou-se $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$.

4.4.1.8 Detalhamento das armaduras positivas

Para estimar a bitola de aço máxima (\emptyset_{max}) utiliza-se $h/8$. No caso, $12/8 = 1,5 \text{ cm}$ é o diâmetro máximo que se pode usar para armadura de flexão, mas como os momentos calculados são baixos, será mantido $\emptyset = 6,3 \text{ mm}$.

- L201 na direção x:

O número de barras necessárias por metro na direção perpendicular ao da posição das barras, no caso y, foi determinado dividindo A_s na seção pela área da barra com diâmetro ϕ .

$$n = A_s / A_{s\phi} = 1,206 / \pi \cdot 0,63^2 / 4 = 3,89 \cong 4 \text{ barras/m}$$

Arredondando, 4 barras de 6,3mm por metros. O espaçamento foi estimado dividindo o número de barras por 100 cm.

$$s = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

No entanto o espaçamento não pode ser superior ao estabelecido pela equação 37:

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot h = 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo, o espaçamento adotado entre as barras foi de 20 cm, alterando o número de barras necessárias:

$$n = 100 / 20 = 5 \text{ barras de aço de } 6,3 \text{ mm}$$

Quantidade de barras:

$$Q = l_0 / s = 376 / 20 = 18,8 \cong 19 \text{ barras}$$

O comprimento das barras foi determinado pela equação 41.

$$C = l_0 + t_1 + t_2 - 2d = 240 + 14 + 14 - 2 \cdot 2,5 = 263 \text{ cm}$$

- L201 na direção y:

$$n = A_s / A_{s\phi} = 1,206 / \pi \cdot 0,63^2 / 4 = 3,89 \cong 4 \text{ barras/m}$$

$$s = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot h = 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$n = 100 / 20 = 5 \text{ barras de aço de } 6,3 \text{ mm}$$

$$Q = l_0/s = 240/20 = 12 \text{ barras}$$

$$C = l_0 + t_1 + t_2 - 2d = 376 + 14 + 14 - 2.2,5 = 399 \text{ cm}$$

- L204 na direção x:

$$n = A_s/A_{s\phi} = 1,800/\pi.0,63^2/4 = 6 \text{ barras/m}$$

$$s = 100/6 \cong 16 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 2. h = 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$n = 100/16 = 7 \text{ barras de aço de } 6,3 \text{ mm}$$

$$Q = l_0/s = 376/16 = 23 \text{ barras}$$

$$C = l_0 + t_1 + t_2 - 2d = 115 + 14 + 14 - 2.2,5 = 138 \text{ cm}$$

- L204 na direção y:

$$n = A_s/A_{s\phi} = 0,9/\pi.0,63^2/4 = 2,88 \text{ barras /m}$$

$$s = \frac{100}{3} = 34 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 2. h = 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Q = l_0/s = 115/20 \cong 6 \text{ barras}$$

$$C = l_0 + t_1 + t_2 - 2d = 399 \text{ cm}$$

4.4.1.9 Armaduras longitudinais negativas

O valor de d para armaduras será diferente se comparado com o usado cálculo das armaduras positivas, visto que “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.”, de acordo com a NBR 6118 de 2014. Logo c utilizado para cálculo de d será 1,5 cm.

$$d = h - \frac{\phi_l}{2} - c = 12 - \frac{0,63}{2} - 1,5 = 10,18 \text{ cm}$$

- Continuidade L201 e L202:

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) = \frac{10,18}{0,8} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 446,5}{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 10,18^2}} \right) =$$

$$x = 0,428 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,428/10,18 = 0,042 < 0,259, \text{estádio 2}$$

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x}{f_{yd}} = \frac{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 0,428}{43,48} = 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_s \geq \frac{0,15}{100} = \frac{A_{s,min}}{100 \cdot 12} \geq \frac{0,15}{100} = A_{s,min} \geq 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s > \begin{cases} 1,8 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 1,43 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Logo, $A_s = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$.

- Continuidade L201 - L204 e L204 -L205 para zona II:

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) = \frac{10,18}{0,8} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,14 \cdot 136}{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 10,18^2}} \right) =$$

$$x = 0,129 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,129/10,18 < 0,259, \text{estádio 2}$$

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x}{f_{yd}} = \frac{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 0,129}{43,48} = 0,432 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_s \geq \frac{0,15}{100} = \frac{A_{s,min}}{100 \cdot 12} \geq \frac{0,15}{100} = A_{s,min} \geq 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s > \begin{cases} 1,8 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,432 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Adotou-se $A_s = 1,8 \text{ cm}^2/\text{m}$.

- Continuidades L201 - L204 e L204 -L205 para zona I:

Visto que para a zona II, que exige mais da estrutura, acabou-se adotando armaduras mínimas, com certeza para o dimensionamento não seria diferente para a zona I. Logo, a armadura e detalhamento de armadura é o mesmo para ambas as zonas.

4.4.1.10 Detalhamento das armaduras negativas

- Continuidade L201 e L202:

$$n = A_s / A_{s\emptyset} = 1,8 / \pi \cdot 0,63^2 / 4 = 5,56 \cong 6 \text{ barras/m}$$

$$s = 100 / 6 = 17 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot h = 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 17 \text{ cm}$$

6 barras de aço de 6,3mm por metro

$$Q = l_0 / s = 240 / 17 = 14 \text{ barras}$$

$$l_x > \begin{cases} l_x \text{ da laje 201} = 240 \text{ cm} \\ l_x \text{ da laje 202} = 287 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Delta = h - (2 \cdot c + \emptyset) = 12 - (2 \cdot 2,5 + 0,63) = 6,37 \cong 7 \text{ cm}$$

$$C = 2. (0,25. l_x) + 2. \Delta = 2. (0,25 .287) + 2.7 = 157,2 \text{ cm}$$

- Continuidade L201 - L204:

$$n = A_s / A_{s\emptyset} = 1,8 / \pi. 0,63^2 / 4 \cong 6 \text{ barras/m}$$

$$s = 100 / 6 \cong 17 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 2. h = 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

6 barras de aço de 6,3mm

$$Q = l_0 / s = 376 / 17 \cong 22 \text{ barras}$$

$$l_x > \begin{cases} l_x \text{ da laje 202} = 115 \text{ cm} \\ l_x \text{ da laje 201} = 240 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Delta = h - (2. c + \emptyset) = 12 - (2.2,5 + 0,63) = 6,37 \cong 7 \text{ cm}$$

$$C = 2. (0,25. l_x) + 2. \Delta = 2. (0,25 .240) + 2.7 = 134 \text{ cm}$$

- Continuidade L201 - L204:

$$n = A_s / A_{s\emptyset} = 1,8 / \pi. 0,63^2 / 4 \cong 6 \text{ barras/m}$$

$$s = 100 / 6 \cong 17 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 2. h = 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

6 barras de aço de 6,3mm

$$Q = l_0 / s = 376 / 17 \cong 22 \text{ barras}$$

$$l_x > \begin{cases} l_x \text{ da laje 202} = 115 \text{ cm} \\ l_x \text{ da laje 201} = 285 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Delta = h - (2. c + \emptyset) = 12 - (2.2,5 + 0,63) = 6,37 \cong 7 \text{ cm}$$

$$C = 2 \cdot (0,25 \cdot l_x) + 2 \cdot \Delta = 2 \cdot (0,25 \cdot 285) + 2 \cdot 7 = 157 \text{ cm}$$

4.4.1.11 Verificação das fissuras e deslocamentos verticais

A verificação das deformações é feita para o estado limite de serviço de carga quase permanente, com momentos definidos para o carregamento:

$$p = g + q \cdot \Psi_2$$

Tabela 20: Combinações dos carregamentos em kN/m²

Laje	g	q	ELU	ELS-QP	ELS-F	ELS-R
			p	p	p	p
L201	3,933	1,500	7,606	4,383	4,533	5,433
L202	6,391	1,500	11,047	6,841	6,991	7,891
L203	3,933	1,500	7,606	4,383	4,533	5,433
L204 I	3,933	1,500	7,606	4,383	4,533	5,433
L204 II	12,573	1,500	19,702	13,023	13,173	14,073
L205	3,933	1,500	7,606	4,383	4,533	5,433
206	3,933	1,500	7,606	4,383	4,533	5,433
207	3,933	1,500	7,606	4,383	4,533	5,433

(fonte: autor)

- L201:

Primeiramente foi necessário descobrir se a estrutura trabalha no estágio I ou II de deformação no ELS-QP. Para isso foi preciso comparar M_a e M_r , o primeiro sendo maior que o segundo, indica que a estrutura trabalha no estágio I, enquanto se for menor, trabalha no estágio II.

Para definir M_r foram aplicadas as equações 24 e 25:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 12^3}{12} = 14400 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm}$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 2,896 \cdot 14400}{6} = 1042,56 \text{ kN.cm} = 10,43 \text{ kN.m}$$

Sendo, M_a o momento positivo mais crítico da laje 201:

$$M_a = 2,244 \text{ kN.m}$$

$$M_a \leq M_r$$

$$2,244 \text{ kN.m} \leq 10,43 \text{ kN.m}$$

A estrutura não fissura, trabalha no estágio I, então I_c é utilizado no cálculo da flecha imediata que é definida pela equação 29 para lajes biarmadas:

$$f_0 = \frac{\alpha \cdot b \cdot p \cdot l_x^4}{1200 \cdot E_{CS} \cdot I_c}$$

α foi obtido nas tabelas 2.5 e 2.6 de flechas de “Tabelas de lajes” de Pinheiro;

E_{ci} foi definido pela equação 4, e E_{CS} pelas 5 e 6:

$$E_{CS} = 0,875 \cdot 1.5600 \cdot \sqrt{30} = 26838 \text{ MPa} = 2683,8 \text{ kN/cm}^2$$

p é a carga para ELS-QP, no caso, $p = 4,383 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4,383 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$.

Tabela 21: Momentos das lajes do segundo pavimento

Laje	Vinculação conforme tabela Pinheiro	Momentos solicitante				Momentos no ELS-QP [kN/m]			
		M_x	M_x'	M_y	M_y'	M_x	M_x'	M_y	M_y'
L201	2A	2,244	0,000	1,278	3,781	1,811	0,000	1,031	3,051
L202	4B	2,352	5,148	1,191	0,000	2,039	4,463	1,033	0,000
L203	1	6,551	0,000	5,193	0,000	5,285	0,000	4,190	0,000
L204 I	4B	0,300	0,700	0,000	0,000	0,300	0,500	0,000	0,000
L204 II	4B	0,900	1,700	0,000	0,000	0,800	1,600	0,000	0,000
L205	1	4,353	0,000	1,560	0,000	3,512	0,000	1,259	0,000
206	2A	0,590	0,000	0,300	0,936	0,476	0,000	0,242	0,755
207	2B	0,932	2,055	0,504	0,000	0,752	1,658	0,407	0,000

(fonte: autor)

$$f_0 = \frac{\alpha \cdot b \cdot p \cdot l_x^4}{1200 \cdot E_{CS} \cdot I_c} = \frac{7,95 \cdot 100 \cdot 4,383 \cdot 10^{-4} \cdot 247,2^4}{1200 \cdot 2683,8 \cdot 14400} \cong 0,028 \text{ cm}$$

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

Como não há armadura de compressão $\rho' = 0$.

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32}$$

$$\xi(1) = 0,68 \cdot (0,996^1) \cdot 1^{0,32} \cong 0,68$$

$$\xi\alpha_f(70) = 0,68 \cdot (0,996^{70}) \cdot 70^{0,32} = 2,00$$

$$\alpha_f = 2 - 0,68 = 1,32$$

A flecha total (f_t) foi definida por:

$$f_t = f_0(1 + \alpha_f) = 0,028 \cdot (1 + 1,32) = 0,065 \text{ cm}$$

As flechas admitidas para aceitabilidade visual dada por:

$$\frac{l_x}{250} = \frac{247,2}{250} = 0,98 \text{ cm}$$

Enquanto a de aceitabilidade sensorial por vibrações é dada por:

$$\frac{l_x}{350} = \frac{247,2}{350} = 0,706 \text{ cm}$$

Ambos os deslocamentos são inferiores aos limites, logo a laje passa na verificação quanto ao deslocamento vertical.

- L204:

Para lajes armadas em uma direção a fórmula usada para determinar a flecha imediata é a 30:

$$f_0 = \frac{\alpha \cdot b \cdot p \cdot l_x^4}{384 \cdot E_{cs} \cdot I_c}$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 2,896 \cdot 14400}{6} = 1042,56 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 10,43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sendo, M_a o momento mais crítico da laje 204 na zona II:

$$M_a = 0,9 \text{ kN.m}$$

$$M_a \leq M_r$$

$$0,9 < 10,43$$

$$f_0 = \frac{\alpha \cdot b \cdot p \cdot l_x^4}{384 \cdot E_{ci} \cdot I_c} = \frac{3,1 \cdot 100 \cdot 13,02 \cdot 10^{-4} \cdot 122,2^4}{384 \cdot 2683,8 \cdot 14400} = 0,00607 \cong 0,0061 \text{ cm}$$

$$f_t = f_0(1 + \alpha_f) = 0,0061 \cdot (1 + 1,32) = 0,014 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{250} = \frac{122,2}{250} = 0,49 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{250} = \frac{122,2}{350} = 0,35 \text{ cm}$$

A estrutura passa no teste de aceitabilidade visual e sensorial.

4.4.1.12 Reações das lajes nas vigas

Conforme dito anteriormente, as reações foram calculadas através das equações 22, em que p é a carga no estado limite de serviço para combinação rara.

- L201:

Os coeficientes para equação 22 foram obtidas na tabela 2.2.b de “Tabelas de Lajes” de Pinheiro (2007) para a laje 201.

$$v_x = 2,80$$

$$v_y = 2,96$$

$$v'_y = 4,33$$

$p = 6,851 \text{ kN/m}^2$ para L202 no ELS-QP, conforme apresentado na tabela 20.

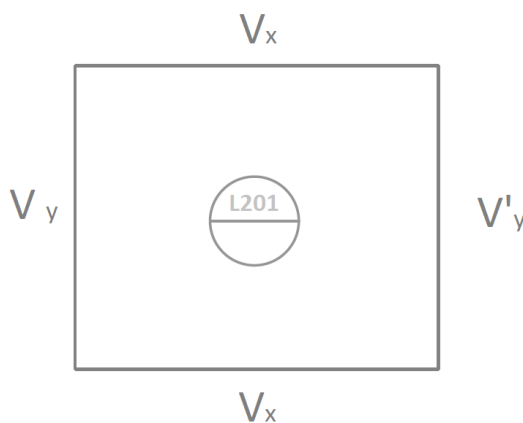
$$V_x = v_x \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} = 2,8 \cdot \frac{5,433 \cdot 2,472}{10} = 3,761 \text{ kN/m}$$

$$V_y = v_y \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} = 2,96 \cdot \frac{5,433 \cdot 2,472}{10} = 3,975 \text{ kN/m}$$

$$V'_y = v_y \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} = 4,33 \cdot \frac{5,433 \cdot 2,472}{10} = 5,815 \text{ kN/m}$$

Atuação de V_x , V_y e de V'_y na laje 201 estão representados na figura 36.

Figura 36: Reações V_x , V_y e V'_y nas bordas da laje 201



(fonte: autor)

- L204 na zona II:

$$v_x' = 5,00 \qquad v_y = 1,44$$

$$V'_x = v_x \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} = 5 \cdot \frac{14,07 \cdot 1,222}{10} = 8,59 \text{ kN/m}$$

$$V_y = v_y \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} = 1,44 \cdot \frac{14,07 \cdot 1,222}{10} = 2,48 \text{ kN/m}$$

4.4.1.13 Verificação quanto ao cisalhamento

A verificação quanto a força de cisalhamento é feita seguindo os critérios apresentados no subcapítulo 4.3.1.7.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

V_{Sd} , é dado pela maior reação das bordas multiplicado pelo coeficiente de segurança 1,4.

- L201:

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot 5,815 = 9,25 \text{ kN/m}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{1,8}{100 \cdot 10,185} = 0,00176 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctk} = 0,25 \cdot \frac{0,7 \cdot 2,896}{1,4} = 0,362 \text{ MPa} = 362 \text{ kN/m}^2$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - \frac{10,185}{100} = 1,498$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d =$$

$$V_{Rd1} = [362 \cdot 1,498 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00167)] \cdot 1 \cdot \frac{10,185}{100} = 70,19 \text{ kN/m}$$

Portanto, $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$ e não há necessidade para armadura de cisalhamento.

- L204:

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{1,8}{100 \cdot 10,185} = 0,00176 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - \frac{10,185}{100} = 1,498$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d =$$

$$V_{Rd1} = [362 \cdot 1,498 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00176)] \cdot 1 \cdot \frac{10,185}{100} = 70,17 \text{ kN/m}$$

$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$ e não há necessidade para armadura de cisalhamento.

4.4.2 Dimensionamento da escada

Os desenhos que detalham e representam o dimensionamento feito a escada pode ser conferido no anexo B.

4.4.2.1 Dimensionamento dos elementos da escada

A escada da residência tem forma de U, contempla dois patamares e possui guarda corpo metálico. As dimensões dos degraus poderiam ser definidas pela fórmula de Blondel (equação 94) que de acordo com Araújo (2010) é a mais usada que relaciona altura do espelho (e) e profundidade do degrau (a).

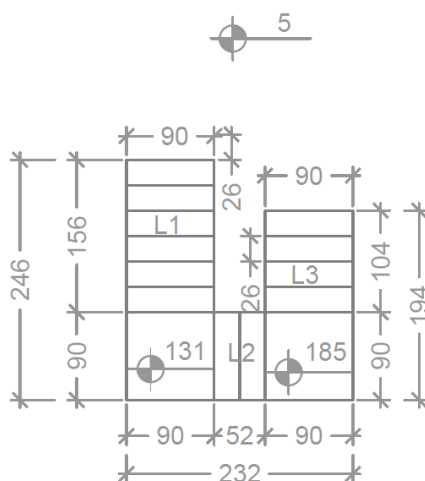
$$a + 2 \cdot e = 64 \text{ cm} \quad (94)$$

Por limitações do projeto arquitetônico, a fórmula não pôde ser utilizada de forma efetiva, entretanto foi usada como referência, assim como a sugestão de Araújo de que e fique limitado entre 16 e 19 cm, e que a fique dentro de 26 e 32 cm.

Visto que a escada deve vencer uma altura de 270 cm, são necessários 15 degraus de 18 cm. Para que a escada não adentrasse a região da sala foram definidos degraus de a igual a 26 cm, assim desrespeitando a fórmula de Blondel.

A vista em planta baixa da escada pode ser na figura 37.

Figura 37: planta do projeto da escada



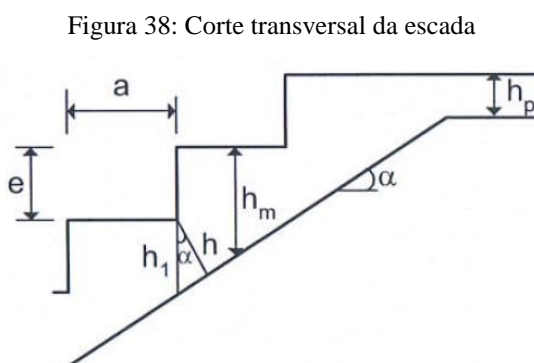
(fonte: autor)

O dimensionamento do segundo lance (L_2) tem seu desenvolvimento ao longo desse capítulo a título de exemplificação do método aplicado.

4.4.2.2 Carregamentos

Os carregamentos ocorrem de forma distribuída em m^2 na projeção horizontal da escada. A carga permanente da estrutura é a soma do peso próprio da escada (considerando o enchimento dos degraus), o revestimento e o guarda corpo.

Para o peso próprio, Araújo (2010) propõe calcular o peso do trecho inclinado da escada a partir de uma altura média, conforme disposto na figura 38, e então obter g_{esc} em kN/m^2 .



(fonte: Araújo, 2010, pág. 68.)

α foi obtido a partir da relação trigonométrica:

$$\tan \alpha = e/a = \tan \alpha = 18/26 \rightarrow \alpha = 34,695^\circ$$

h_m e peso próprio do trecho inclinado (g_{esc}) é dado por Araújo como:

$$h_m = h/\cos\alpha + e/2 \quad (95)$$

$$g_{esc} = 25 \cdot h_m \quad (96)$$

O valor adotado para h foi de 10 cm, visto que é o valor sugerido por Campo Filho (2014) para vãos de escadas iguais ou inferiores a 3 metros. Se tal valor para h não atingisse os critérios de segurança, outro seria estipulado.

$$h_m = h/\cos\alpha + e/2 = 10/\cos 34,695 + 18/2 = 21,16 \cong 21 \text{ cm}$$

$$g_{esc} = 25 \cdot h_m = 25 \cdot 0,21 = 5,25 \frac{kN}{m^2}$$

O peso próprio do patamar foi definido da seguinte forma:

$$g_{pat} = \gamma_c \cdot h = 25 \cdot 0,1 = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

A carga proveniente do guarda corpo gradil varia de 0,3 kN/m a 0,5 kN/m, enquanto a de revestimento varia entre 0,8 kN/m² e 1,2 kN/m², acordo com Pinheiro (1997). Os valores mais altos foram os adotados para o projeto, então:

$$g_{rev} = 1,2 \frac{kN}{m^2}; e$$

$$g_{gc} = 0,5/l = 0,5/0,90 = 0,56 \frac{kN}{m^2}$$

A carga acidental (q) definida pela NBR 6120 de 1980 para escadas sem acesso ao público é de 2,5 kN/m².

A carga distribuída no patamar é:

$$p_{pat} = 2,5 + 0,56 + 1,2 + 2,5 = 6,76 \text{ kN/m}^2$$

E a carga distribuída na escada é:

$$p_{esc} = 5,25 + 0,56 + 1,2 + 2,5 = 9,51 \text{ kN/m}^2$$

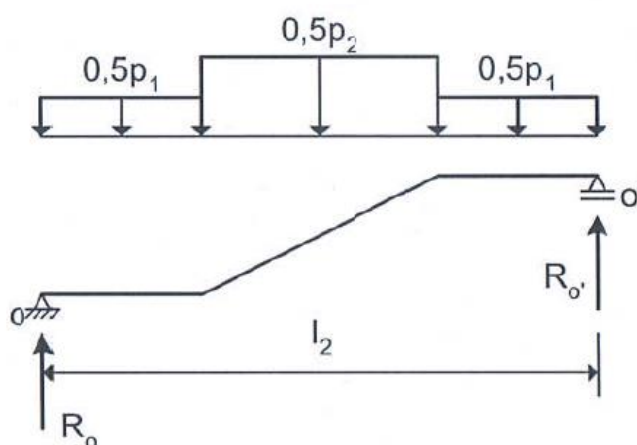
4.4.2.3 Esforços solicitantes

O primeiro lance ($L1$) é apoiado em uma viga do primeiro pavimento e numa viga intermediária. O terceiro lance ($L3$) é apoiado numa viga superior e apoiado na viga intermediária. O segundo lance ($L2$) é apoiado nos patamares.

Para o cálculo de escada em forma de U, Araújo descreve duas situações: uma onde a viga intermediária tem altura suficiente para que todo $L2$ tenha sua borda externa apoiada nela; e

outra situação onde o segundo lance é apoiado totalmente nos patamares. Para a primeira situação, pode-se considerar que metade das reações são absorvidas pela viga intermediária, como exemplificado pela figura 39, onde p_1 é o carregamento do patamar, e p_2 é o do lance de escadas.

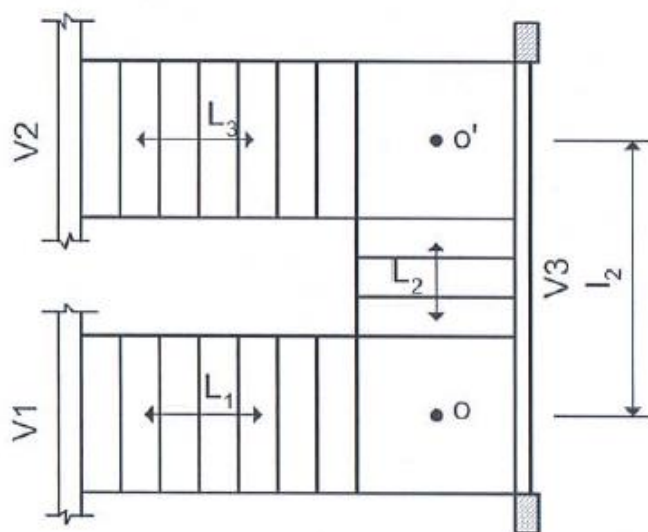
Figura 39: Modelo de cálculo do lance intermediário



(fonte: Araújo, 2010, pág. 94)

Para o projeto a segunda opção foi a adotada, então o centro de cada patamar (figura 40) receberá uma carga de R_0/L oriunda de L_2 .

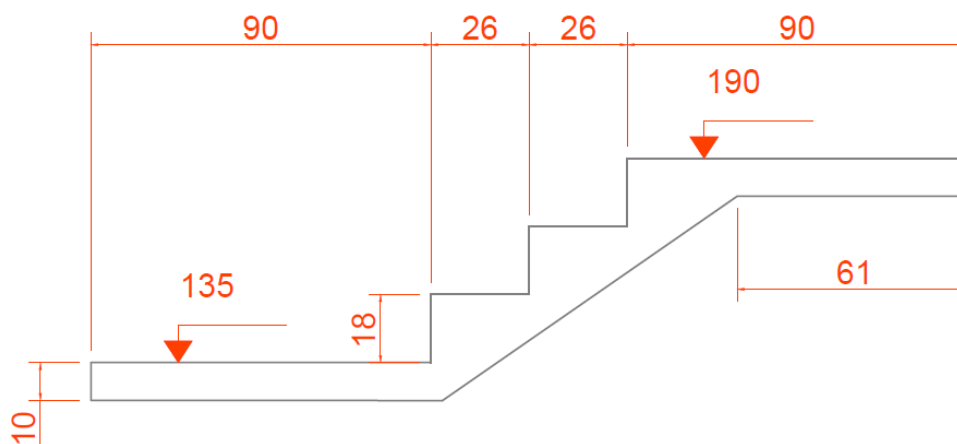
Figura 40: Modelo escada U



(fonte: Araújo, 2010, pág. 92)

Vãos dos patamares e do lance de degraus estão esquematizados na figura 41, A seguir:

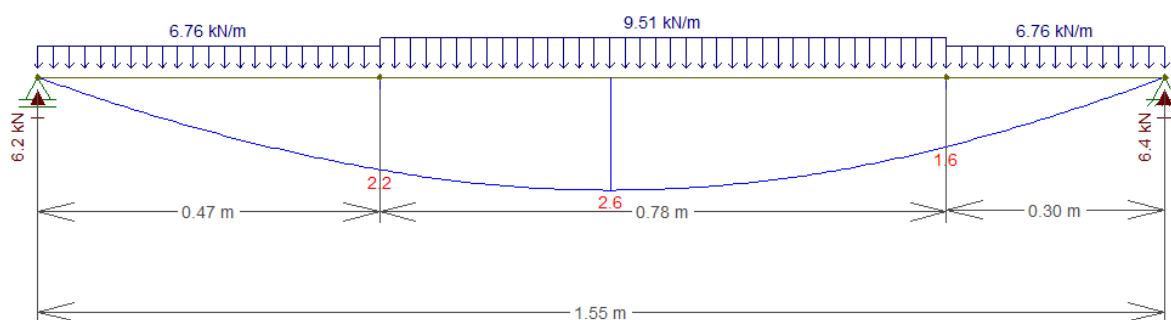
Figura 41: Vãos do lance 2



(fonte: autor)

Tendo os lances e os carregamentos, os esforços foram obtidos através do software FTOOL. As cargas, as reações dos apoios e o diagrama de momentos em L_2 estão ilustradas abaixo:

Figura 42: Reações e momento fletor característico no lance 2 da escada



(fonte: autor, através do software FTOOL)

4.4.2.4 Dimensionamento da armadura longitudinal

Primeiramente a bitola das barras de aço foi definida. Sabendo que a bitola máxima é dada por um oitavo de h :

$$\phi_{max} = h/8 = 10/8 = 1,25 \text{ cm}$$

Então, adotou-se uma bitola imediatamente inferior a máxima permitida, $\phi = 10 \text{ mm}$.

O dimensionamento das armaduras da escada foi feito da mesma forma que o das lajes, calculando primeiro a linha neutra através da equação 8 e a área de aço com a equação 7.

$$Md = 1,4 \cdot M = 1,4 \cdot 2,6 = 3,64 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m} = 364 \text{ kN} \cdot \text{cm}/m$$

$$d = h - \frac{\phi_t}{2} - c = 10 - \frac{1}{2} - 2,5 = 7 \text{ cm}$$

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) = \frac{7}{0,8} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 260}{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 7^2}} \right) = 0,364 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,364/7 = 0,052 \leq 0,259, \text{ está no domínio 2.}$$

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x}{f_{yd}} = \frac{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 0,364}{43,48} = 1,219 \cong 1,22 \text{ cm}^2/m$$

Verificou-se a armadura mínima:

$$\rho_s \geq \frac{0,15}{100}; \frac{A_{s,min}}{100 \cdot 10} \geq 0,0015; A_{s,min} = 1,5 \text{ cm}^2/m$$

Então foi adotado $A_s = 1,5 \text{ cm}^2/m$.

$$n = A_s/A_{s\phi} = 1,5/\pi \cdot 1^2/4 = 1,91 \frac{\text{barras}}{m}$$

$$s = \frac{100}{1,91} = 52,35 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot 10 = 20 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo, o espaçamento é 20 cm.

$$Q = \frac{90}{20} \cong 5 \text{ barras de } 10 \text{ mm por metro.}$$

Para que esse trecho não ficasse com uma área alta de armadura, a estrutura foi recalculada para aço de bitola 6,3mm.

$$d = h - \frac{\phi_l}{2} - c = 10 - \frac{0,63}{2} - 2,5 = 7,185 \text{ cm}$$

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) = \frac{7}{0,8} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 364}{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 7,185^2}} \right) \\ = 0,355 \text{ cm}$$

$$x/d = 0,355/7 = 0,052 \leq 0,259, \text{ está no domínio 2.}$$

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x}{f_{yd}} = \frac{0,85 \cdot 2,143 \cdot 100 \cdot 0,8 \cdot 0,355}{43,48} = 1,189 \text{ cm}^2/m$$

Verificou-se a armadura mínima:

$$\rho_s \geq \frac{0,15}{100}; \frac{A_{s,min}}{100 \cdot 10} \geq 0,0015; A_{s,min} = 1,5 \text{ cm}^2/m$$

Então foi adotado $A_s = 1,5 \text{ cm}^2/m$.

$$n = A_s/A_{s\phi} = 1,5/\pi \cdot 0,63^2/4 = 4,8 \cong 5 \frac{\text{barras}}{m}$$

$$s = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot 10 = 20 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Q = \frac{90}{20} \cong 5 \text{ barras de } 6,3 \text{ mm}$$

$$s = 90/5 = 18 \text{ cm}$$

4.4.2.5 Dimensionamento da armadura secundária

Assim como nas lajes, a armadura secundária é definida pelo maior dos seguintes valores:

$$A_s/m \geq \begin{cases} 0,2 \cdot A_{sx} = 0,3 \text{ cm}^2/m \\ 0,9 \text{ cm}^2/m \\ 0,5 \cdot \rho_{min} = 0,5 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 0,0015 = 0,75 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

Adotou-se 0,9 cm²/m para a armadura secundária.

$$n = A_s/A_{s\emptyset} = 0,9 / \pi \cdot 0,63^2 / 4 \cong 3 \frac{\text{barras}}{m}$$

$$s = \frac{100}{3} \cong 34 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot 10 = 20 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

4.4.2.6 Verificação da flecha

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 10^3}{12} = 8333,3 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 2,896 \cdot 8333}{5} = 7239 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 7,239 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Como a flecha é verificada para ELS quase permanente:

$$p_{pat} = (2,5 + 0,56 + 1,2) + 0,3 \cdot 2,5 = 5,01 \text{ kN/m}^2.$$

$$p_{esc} = (5,25 + 0,56 + 1,2) + 0,3 \cdot 2,5 = 7,76 \text{ kN/m}^2.$$

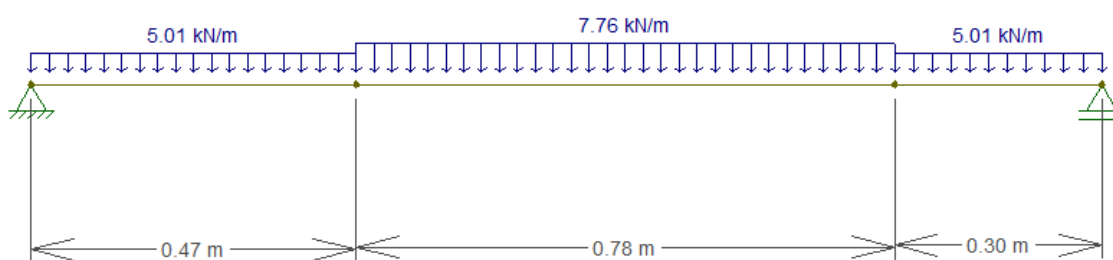
Para fazer a verificação de fissuração ($M_a \leq M_r$), foi usado o programa FTOOL para definir M_a .

Sendo $M_a < M_r$, a estrutura não fatura e está no estágio I. Logo, para cálculo da flecha imediata é usado I_c .

$$2,12 \text{ kN.m} < 7,24 \text{ kN.m}$$

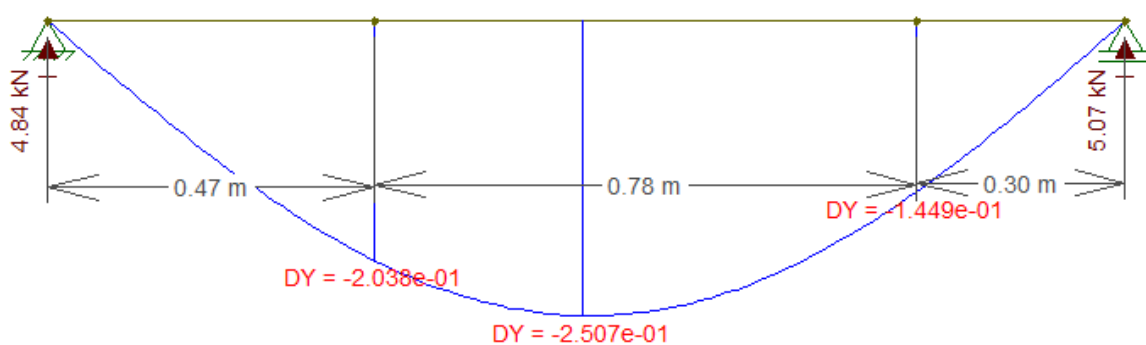
A flecha imediata também foi obtida através do FTOOL:

Figura 43: Carregamento para ELS-QP



(fonte: autor, através do software FTOOL)

Figura 44: Deslocamento vertical



(fonte: autor, através do software FTOOL)

$$f_0 = 0,2786 \text{ mm} = 0,0278 \text{ cm}$$

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

Como não há armadura de compressão $\rho' = 0$.

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32}$$

$$\xi(1) = 0,68 \cdot (0,996^1) \cdot 1^{0,32} = 0,68$$

$$\xi\alpha_f(70) = 0,68 \cdot (0,996^{70}) \cdot 70^{0,32} = 2,00$$

$$\alpha_f = 2 - 0,68 = 1,32$$

$$f_t = f_0(1 + \alpha_f) = 0,025 \cdot (1 + 1,32) = 0,058 \text{ cm}$$

As flechas admitidas para aceitabilidade visual dada por:

$$\frac{L}{250} = \frac{158}{250} = 0,632 \text{ cm}$$

Enquanto a de aceitabilidade sensorial por vibrações é dada por:

$$\frac{L}{350} = \frac{158}{350} = 0,45 \text{ cm}$$

A flecha é inferior às admitidas para aceitabilidade visual e sensorial.

4.4.2.7 Verificação quanto a força cortante

Feita através do critério $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$, para carregamento de combinação rara.

Onde:

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot 6,4 = 8,96 \text{ kN/m}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{5,0312}{90,7,185} = 0,0024$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - \frac{7,185}{100} = 1,528$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d =$$

$$V_{Rd1} = [362 \cdot 1,528 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0024)] \cdot 1 \cdot \frac{7,185}{100} = 51,53 \text{ kN/m}$$

Como $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$, não há necessidade de armadura de cisalhamento.

4.4.2.8 Verificação das bielas comprimidas

A verificação das bielas comprimidas é considerada satisfeita quando a seguinte condição é satisfeita:

$$V_{Sd} \leq V_{rd2}$$

Onde:

$$V_{rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d;$$

$$\alpha_{v1} = 0,7 - \left(\frac{f_{ck}}{200}\right), \text{ não podendo ser superior a } 0,5.$$

$$\alpha_{v1} = 0,7 - \left(\frac{30}{200}\right) = 0,55 > 0,5$$

Logo, $\alpha_{v1} = 0,5$.

$$V_{rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 21430 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,07185 =$$

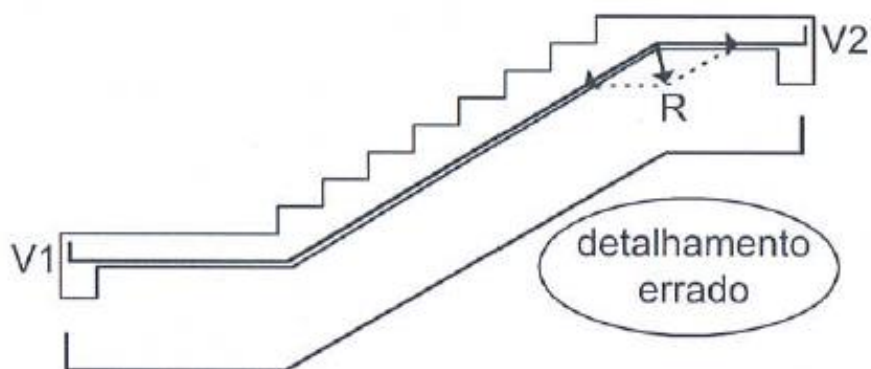
$$V_{rd2} = 346,44 \text{ kN}$$

Como $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$, as bielas não atingem o limite de compressão.

4.4.2.9 Empuxo ao vazio

Araújo (2010) atenta para uma força R que ele denomina “empuxo ao vazio” (figura 45). Ela ocorre na mudança de direção da armadura: no fim do lance inclinado e início do patamar.

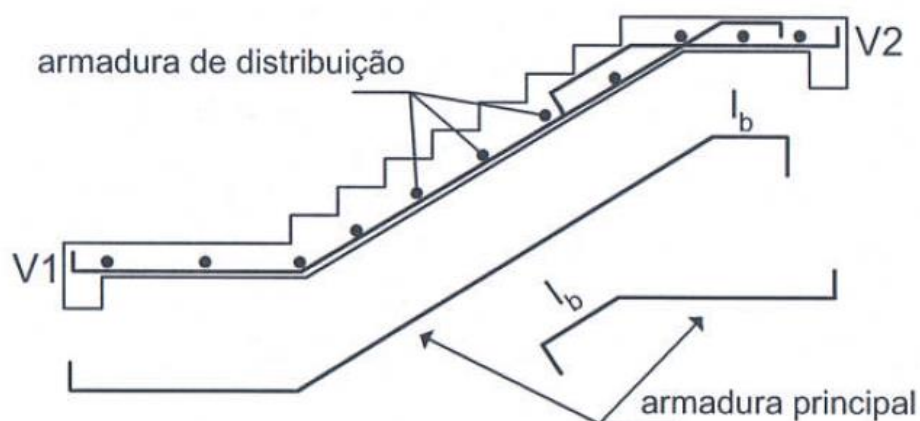
Figura 45: Empuxo ao vazio



(fonte: Araújo, 2010, vol. 4, pág. 90)

Essa força R é uma resultante oriunda dos esforços de tração das armaduras, e tende a romper o cobrimento de concreto. Para evitar que essa força surja, Araújo sugere o seguinte desenho para armadura longitudinal:

Figura 46: Disposição e forma da armadura visando evitar Empuxo ao vazio



(fonte: Araújo, 2010, vol. 4, pág. 90)

O comprimento básico de ancoragem está definido no item 4.3.3.2 deste trabalho. Para de obtê-lo primeiro é preciso determinar a resistência de aderência (equação 61).

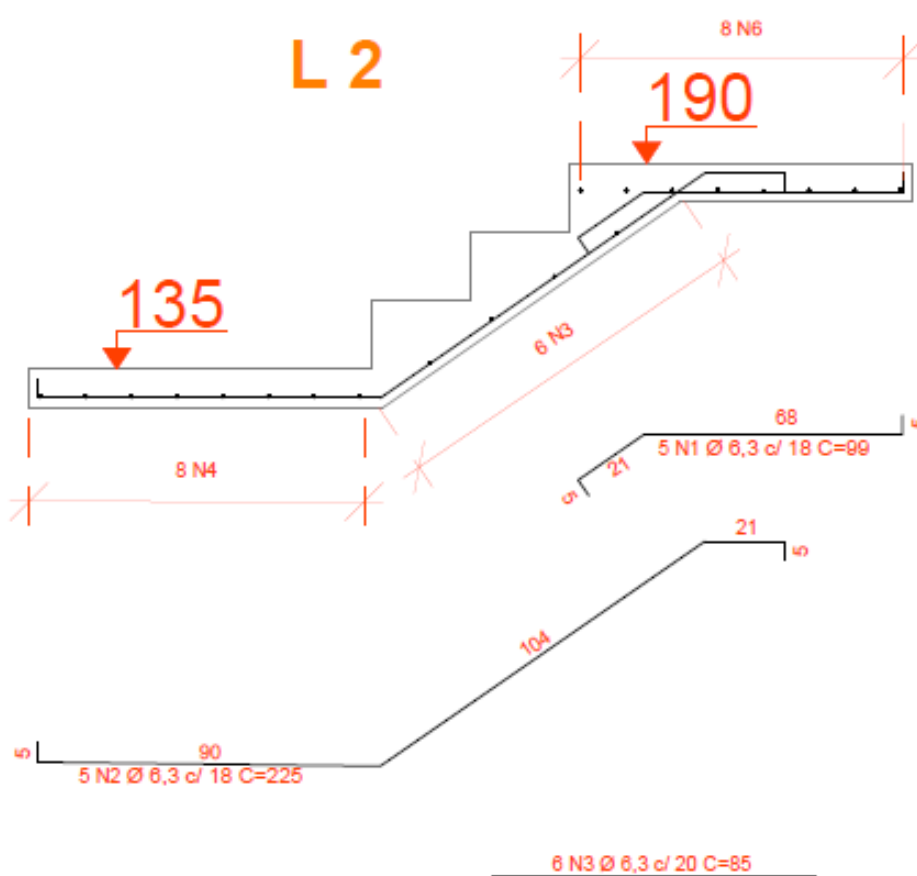
$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ct,d} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,448 = 3,258 \cong 3,26 \text{ MPa} = 0,326 \text{ kN/cm}^2$$

O comprimento básico é apresentado equação 63, e vale:

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

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0,63 \cdot 50 / 1,15}{4 \cdot 0,326} = 21 \text{ cm}$$

Figura 47: Armaduras do lance 2



(fonte: autor)

4.4.2.10 Reação dos patamares

Conforme foi estabelecido anteriormente, o lance dois é considerado apoiado sobre os dois patamares. Dividindo as reações apresentadas pelo FTOOL que estão em kN/m pela largura do lance de escadas, obteve-se a reação em kN/m² do patamar para sustentar L2.

Para o patamar inferior:

$$R = 6,2/0,9 \cong 6,9 \text{ kN/m}^2$$

Para o patamar superior:

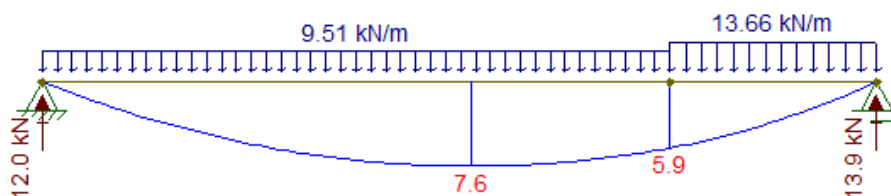
$$R' = 6,4/0,9 = 7,11 \text{ kN/m}^2$$

Esses carregamentos foram considerados sobre cada patamar no dimensionamento dos lances 1 e 3.

4.4.2.11 Reação da escada nas vigas

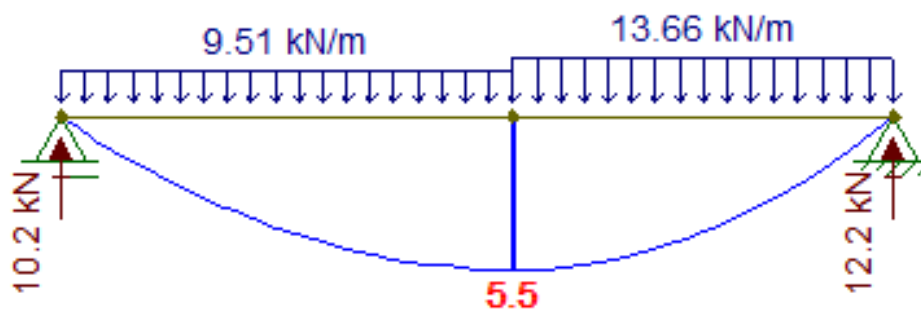
Como a escada é sustentada por vigas, foi necessário descobrir a reação das vigas para sustentar a escada. Para isso foi utilizado o programa FTOOL, utilizando-se os carregamentos para combinação rara, considerando nos patamares as reações impostas pelo lance 2. As figuras 50 e 51 apresentam os resultados das forças para L1 e L3, respectivamente.

Figura 50: Reações no lance 1



(fonte: autor, através do software FTOOL)

Figura 51: Reações no lance 3

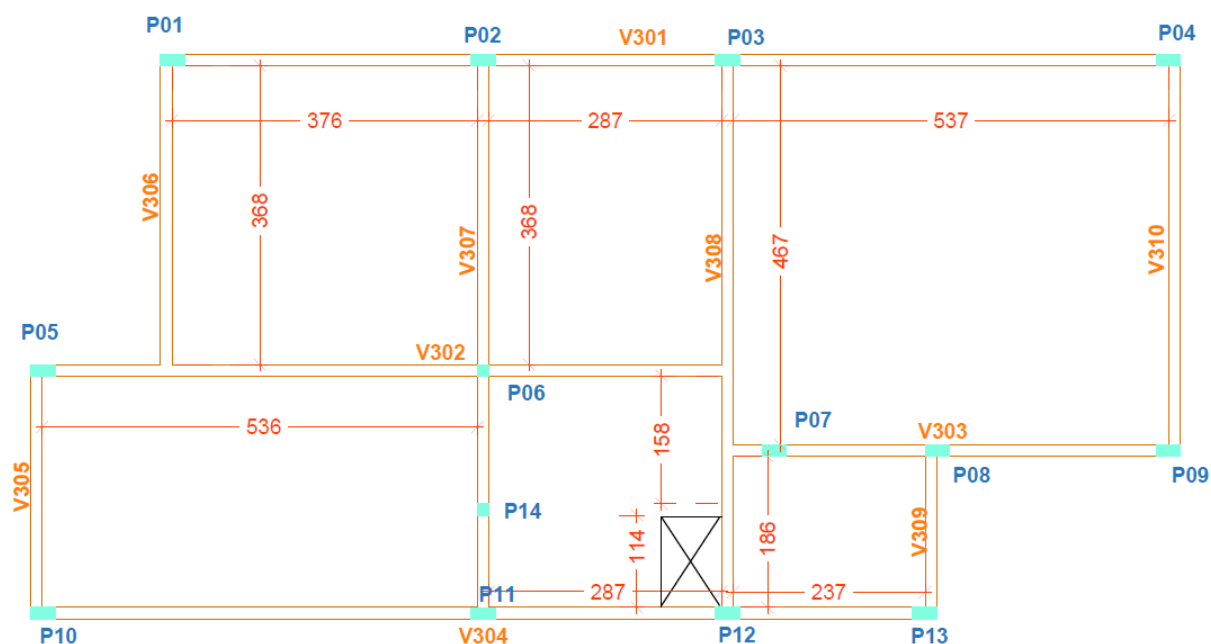


(fonte: autor, através do software FTOOL)

4.4.3 Dimensionamento de vigas

A viga V301 do terceiro pavimento tem seu dimensionamento detalhado a seguir, onde a metodologia utilizada é a apresentada no subcapítulo 3.3.3. Como pode ser visto na figura 52, ela é uma viga contínua com 2 apoios extremos e dois intermediários. A prancha que representa esse dimensionamento está no apêndice C.

Figura 52: planta de formas do terceiro pavimento



(fonte: autor)

Os apoios são pilares com seção de 14x30, pré-definida durante o lançamento da estrutura.

4.4.3.1 Vãos efetivos

Os vãos efetivos foram determinados a partir da equação 13. Para isso foi necessário pré-dimensionar a altura da viga. Bastos (2017), coloca que a altura da viga pode ser estimada pela equação abaixo:

$$h = l_{ef} / 12 \quad (97)$$

Num primeiro momento considerando l_{ef} a distância do vão livre acrescido da metade de cada apoio:

$$h = 567 / 12 = 47,25 \text{ cm}$$

Com base no valor obtido, a altura foi arredondada para $h = 45$ cm. Na tabela 22 estão as variáveis e os resultados para a equação 13.

Tabela 22: Vãos efetivos

Viga V301	Altura	Largura	Vãos	Largura do Apoio direção X					Vãos Efetivos
			l	t ₁	t ₁ /2	0,3.h	t ₂ /2	t ₂	l _{ef}
Vão 1	45	14	376	30	15	13,5	15	30	403
Vão 2	45	14	287	30	15	13,5	15	30	314
Vão 3	45	14	537	30	15	13,5	15	30	564

(fonte: autor)

4.4.3.2 Carregamentos

Para dimensionar o carregamento distribuído oriundo do peso próprio da viga e das paredes a seguinte equação foi utilizada:

$$g = \gamma \cdot b \cdot h$$

Tabela 23: Peso próprio da estrutura e de parede

	g [kN/m]	γ [kN/m ³]	b [m]	h [m]
Viga	1,575	25	0,14	0,45
Parede	1,66212	14,58	0,19	0,6

(fonte: autor)

As reações dos apoios das lajes devem ser divididas em carregamento acidental e permanente, para que possam ser verificados os estados limites de serviço posteriormente. As reações podem ser conferidas na tabela 24.

Tabela 24: Reações das lajes sobre as vigas

	Reações para cargas permanentes [kN/m]				Reações para cargas acidentais [kN/m]			
	Vx	Vx'	Vy	Vy'	Vx	Vx'	Vy	Vy'
L301	3,41	4,99	3,35	4,89	1,66	2,43	1,63	2,38
L302	0,00	4,18	2,07	3,03	0,00	2,03	1,01	1,47
L303	5,51	0,00	4,88	0,00	2,68	0,00	2,37	0,00
L304	3,92	5,74	2,73	3,99	1,90	2,79	1,33	1,94
L305	2,07	3,03	0,00	3,66	1,01	1,47	0,00	1,78
L306	2,44	3,58	1,45	0,00	1,19	1,74	0,71	0,00

(fonte: autor)

Logo o carregamento atuante na estrutura é obtido pelo somatório dos carregamentos em cada vão. A tabela 25 mostra os resultados obtidos, onde R é a reação da laje no vão em questão.

Tabela 25: Carregamentos nos vãos

	g [kN/m]				q [kN/m]	ELS-R [kN/m]	ELS-F [kN/m]	ELU [kN/m]	ELS-QP [kN/m]
	R	g_{pp}	g_{parede}	Σg	R				
Vão 1	3,41	1,58	1,66	6,65	1,66	8,31	7,31	11,63	7,15
Vão 2	2,07	1,58	1,66	5,31	1,01	6,32	5,71	8,84	5,61
Vão 3	5,51	1,58	1,66	8,75	2,68	11,43	9,82	16,00	9,55

(fonte: autor)

4.4.3.3 Esforços solicitantes

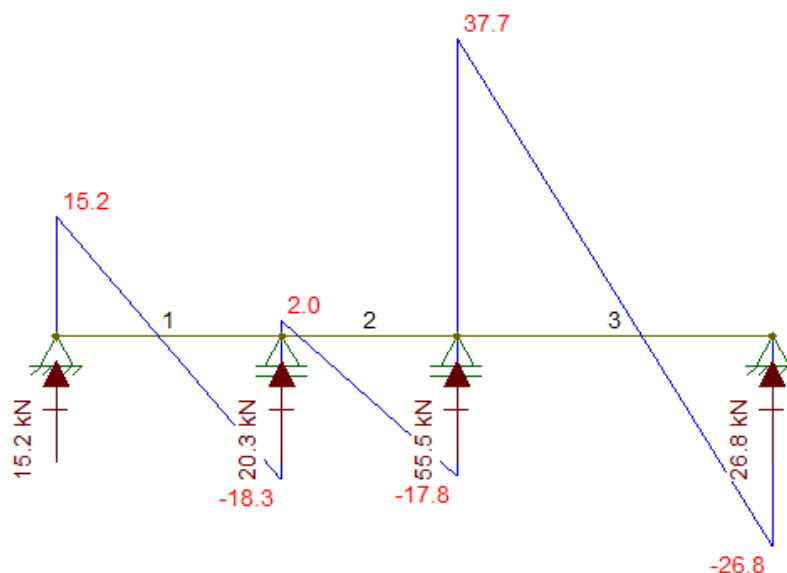
Os esforços solicitantes foram determinados pelo software Ftool para os carregamentos determinados considerando a viga contínua sobre apoios simples. Através dessa consideração,

não se faz necessário aplicar as exigências presentes na NBR 6118 na seção 14.6.6.1 relativo a vigas contínuas, de acordo com Araújo (2009).

Logo, a escolha desse tipo de vinculação ocorre devido a sua praticidade de cálculo, no entanto, talvez fosse desejável considerar a estrutura viga-pilar trabalhando de forma solidária. Mas para isso outros parâmetros deveriam ser considerados, como a rigidez dos nós (viga-pilar) e sua influência nos momentos solicitantes e na deformação da estrutura.

A figura 53 representa o diagrama de cisalhamento para carregamento característico, ou raro.

Figura 53: Esforços cisalhamento para carregamento característico



(fonte: autor, através do software FTOOL)

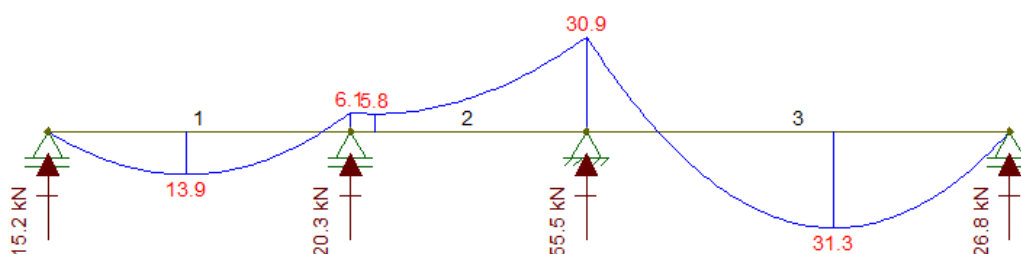
Os resultados obtidos para momentos estão na tabela 26, obtidos dos diagramas de momento para cada combinação de carregamento, que podem ser conferidos nas figuras 54, 55 e 56.

Tabela 26: Momentos fletores ao longo da viga V301

	ELS-R [kN.m]	ELS-F [kN.m]	ELU [kN.m]	ELS-QP [kN.m]
Vão 1	13,9	12,2	19,46	11,9
Apoio 2	6,1	5,6	8,54	5,5
Vão 2	5,8	5,1	8,12	5
Apoio 3	30,9	26,6	43,26	25,9
Vão 3	31,3	26,9	43,82	26,1

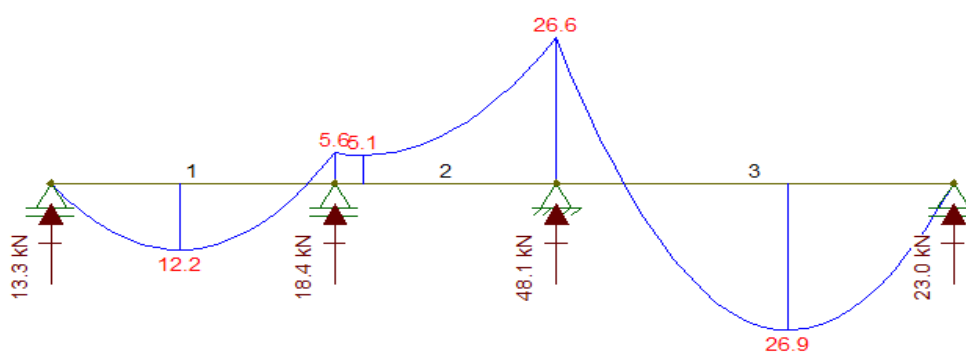
(fonte: autor)

Figura 54: Momentos para carregamento característico (ELS-R)



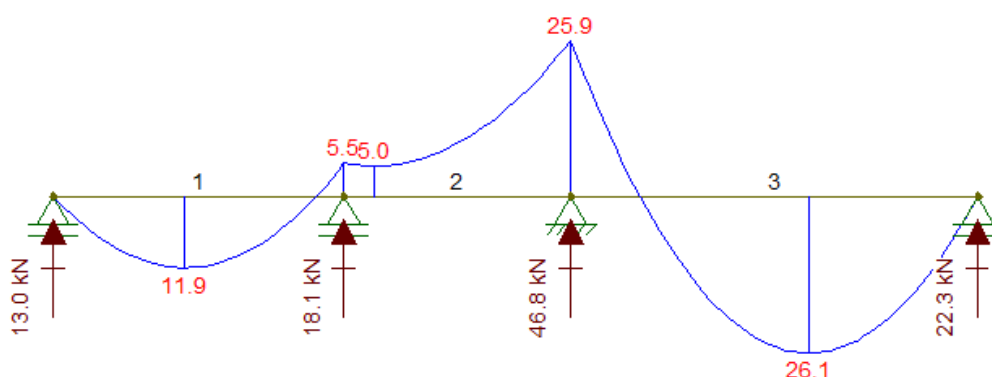
(fonte: autor, através do software FTOOL)

Figura 55: Momentos para estado limite de serviço frequente (ELS-F)



(fonte: autor, através do software FTOOL)

Figura 56: Momentos para estado limite de serviço quase permanente (ELS-QP)



(fonte: autor, através do software FTOOL)

4.4.3.4 Dimensionamento da armadura longitudinal

A altura útil é definida pela equação 17 acrescentando a ela o diâmetro da armadura de cisalhamento. Foram arbitradas as bitolas das armaduras, onde a armadura longitudinal teria 10mm e os estribos 5 mm.

$$d = h - \frac{\phi_l}{2} - \phi - c = 41,5 \text{ cm}$$

Assim como nas lajes, a linha neutra foi determinada pela equação 8 e a área de aço pela 7. Como nos capítulos anteriores as aplicações dessas equações já foram detalhadas, aqui serão apresentados apenas os resultados.

Tabela 27: Dimensionamento de áreas para cada vão

V301	Camada Única de armadura							
	d [cm]	bw [cm]	c [cm]	x [cm]	M _d [kN.cm]	Verif. x/d ≤ 0,45	Estádio Defor.	A _s [cm ²]
Vão 1	41,50	14,00	2,50	2,35	1946,00	OK	Estádio 2	1,10
Vão 2	41,60	14,00	2,50	0,97	812,00	OK	Estádio 2	0,45
Vão 3	41,50	14,00	2,50	5,46	4382,00	OK	Estádio 2	2,56

(fonte: autor)

Conforme tabela 8, a armadura mínima para concretos de $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ é 0,15% da área da seção da viga. Pode-se perceber pela tabela 27 que a área necessária para resistir ao momento máximo no vão dois é inferior à área mínima exigida pela NBR 6118. Nesse caso a armadura adotada foi a mínima, 0,945 cm².

Existe uma diferença entre a armadura calculada e a área efetiva de aço que se tem a partir das barras de aço escolhidas. A quantidade de barras deve ser tal que o somatório de suas áreas seja igual ou superior à área de aço calculada. A tabela 28 mostra a área de aço calculada (A_s), área da barra ($A_{s,\phi}$), área mínima ($A_{s,min}$), área efetiva ($A_{s,ef}$) e a área de aço adotada para o projeto ($A_{s,adotada}$).

Tabela 28: Quantidade de barras e área efetiva de aço nos vãos

V301	Camada Única de armadura							
	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	$A_{s,\phi}$ [cm ² /m]	n. barras	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,adotada}$ [cm ² /m]	barras/camada
Vão 1	10,00	1,10	0,79	2,000	1,57075	0,945	1,57075	2
Vão 2	8,00	0,45	0,50	2,000	1,00528	0,945	1,00528	2
Vão 3	10,00	2,56	0,79	4,000	3,1415	0,945	3,1415	Camada dupla

(fonte: autor)

Para essa escolha de diâmetro de aço para o terceiro vão, as armaduras deveriam ser distribuídas em mais de uma camada, pois colocando as 4 barras de 10mm em uma única não haveria o espaçamento exigido. Esse espaçamento entre barras na horizontal deve ser:

$$ah \geq \begin{cases} 2cm \\ \phi \text{ da barra} \\ 0,5 \text{ a dimensão do agregado} \end{cases}$$

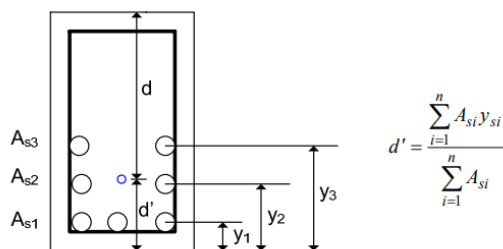
E na linha vertical:

$$av \geq \begin{cases} 2cm \\ \phi \text{ da barra} \\ 1,2 \text{ a dimensão do agregado} \end{cases}$$

Existindo mais de uma camada de aço, existe mais de um d . Para os cálculos, pode-se de considerar um novo valor para a altura útil considerando d a distância da fibra mais comprimida

até o centro de gravidade da zona de armaduras, conforme figura 57. Esse método não é exato, e só pode ser utilizado se a distância da camada mais solicitada de aço ao centroide da zona de aço for igual ou inferior a $0,1 \cdot h$.

Figura 57: Altura útil para armadura distribuída em múltiplas camadas



(fonte: Araújo, Vol. 2, 2010)

Sendo assim, poderiam ser adotadas 4 barras de 10mm distribuídas em duas camadas com duas barras em cada uma delas. Onde a distância entre uma camada a outra seria de no mínimo 20mm. Aplicando a metodologia apresentada na figura 56, onde d' é o centroide da zona de aço até a fibra mais tracionada de concreto.

$$y_1 = c + \phi_t + \phi_l = 3,5cm$$

$$y_2 = y_1 + 2 + \phi_l = 6,5cm$$

Fazendo a média ponderada dos y com a área de aço das camadas:

$$d' = \frac{\sum A_{s,i} \cdot y_i}{\sum A_{s,i}} = 5cm$$

Para o novo valor de d , deveria ser calculada a nova posição da linha neutra, assim como a nova área de aço, onde $d = h - d'$. Aplicando a equação 8, posteriormente a 7, obtém-se os seguintes resultados:

$$x = 5,69cm; e$$

$$A_s = 2,67cm^2.$$

No entanto, como o valor de d' é superior à 10% da altura da viga, não se pode considerar o aço concentrado no centroide da zona de aço. Então, optou-se por utilizar três barras de 12,5mm no vão 3. Resultando nos seguintes valores de aço para os vãos:

Tabela 29: Quantidade de barras e área efetiva de aço nos vãos

V301	Camada Única de armadura							
	\emptyset [mm]	A_s [cm ²]	$A_{s,\emptyset}$ [cm ² /m]	n. barras	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,adotada}$ [cm ² /m]	barras/camada
Vão 1	10,00	1,10	0,79	2,000	1,57075	0,945	1,57075	2
Vão 2	8,00	0,45	0,50	2,000	1,00528	0,945	1,00528	2
Vão 3	12,50	2,57	1,23	3,000	3,6814453	0,945	3,6814453	3

(fonte: autor)

Da mesma forma foram definidas as armaduras para resistir aos esforços que ocorrem nos apoios, neste caso, negativos. Como os apoios extremos foram considerados com giro livre, nessas posições a viga tem momento zero para o cálculo da armadura.

Tabela 30: Posição da linha neutra e verificação de ductilidade nos apoios

V301	Camada Única de armadura						
	d [cm]	bw [cm]	c [cm]	x [cm]	M_d [kN.cm]	Verif. $x/d \leq 0,45$	Estádio Defor.
Apoio 2	41,60	14,00	2,50	1,02	854,00	OK	Estádio 2
Apoio 3	41,50	14,00	2,50	5,39	4326,00	OK	Estádio 2

(fonte: autor)

Tabela 31: Áreas de aço e quantidade de barras

V301	Camada Única de armadura								
	\emptyset [mm]	x [cm]	A_s [cm ²]	$A_{s,\emptyset}$ [cm ² /m]	n. barras	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,adotada}$ [cm ² /m]	barras/camada
Apoio 2	8,00	1,02	0,48	0,50	2,000	1,00528	0,945	1,00528	2
Apoio 3	12,50	5,41	2,54	1,23	3,000	3,6814453	0,945	3,6814453	3

(fonte: autor)

4.4.3.5 Dimensionamento da armadura de cisalhamento

A verificação da compressão diagonal do concreto é feita pela inequação 50:

$$V_{sd} < V_{Rd2}$$

Onde V_{sd} é a cortante para estado limite último. A partir da figura 53 verifica-se que a cortante crítica ocorre junto ao pilar P303, no terceiro apoio da viga. O valor característico dessa cortante máxima é $37,7kN$, e é para esse valor que os estribos foram dimensionados.

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 37,7 = 52,78kN$$

A força resistente das diagonais comprimidas de concreto é definida pela equação 52 e α_{v2} pela equação 53. Para concreto de resistência de 30MPa $\alpha_{v2} = 0,88$. Aplicando na equação 52:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,27 \cdot 0,88 \cdot 2142,8 \cdot 0,14 \cdot 0,415 = 295,80kN$$

Fazendo a verificação percebe-se que os esforços solicitantes não rompem as diagonais comprimidas do concreto. No entanto, ainda resta mais uma condição a ser satisfeita:

$$V_{sd} < V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

A força absorvida por mecanismos complementares (V_c) é obtido pela equação 55, onde f_{ctd} é definido pela equação 62.

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1448 \cdot 0,14 \cdot 0,415 = 50,47kN$$

Como V_{Rd3} deve ser pelo menos igual a V_{sd} , a parcela que deve ser resistida pela armadura transversal é dada por:

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

$$V_{sw} = 52,78 - 50,47 = 2,32 kN$$

Sabendo a força que deve ser resistida pelos estribos, através da equação 56 obtém-se a área necessária de aço.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{2,32}{0,9 \cdot 0,415 \cdot 43,48} = 0,14 \text{ cm}^2$$

Visto que esse valor é muito baixo, deve-se verificar a armadura mínima através da equação 57.

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{yw,k}} \cdot b_w \cdot 100$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \cdot \frac{2,896}{500} \cdot 14 \cdot 100 = 1,621 \text{ cm}^2$$

Logo, o valor utilizado em projeto para área de armadura transversal é de 1,62 cm².

Conforme estabelecido no item 3.3.3.6 deste trabalho, para $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2}$, o espaçamento máximo é dado por:

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot d = 25 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

A NBR 6118 limita os aços usados como estribos a 5mm de diâmetro, logo foram adotadas essas barras para o cálculo. O espaçamento de cálculo pode ser definido pela divisão da seção dos estribos pela área de aço calculada.

$$s = \frac{2 \cdot A_{s,\emptyset}}{A_{sw}} = \frac{2 \cdot 0,196}{1,62} = 24,2 \text{ cm}$$

Logo o espaçamento adotado foi de 24cm.

4.4.3.6 Limite de abertura de fissuras

A verificação de abertura de fissura é feita através das equações 58 e 59. Os valores obtidos devem respeitar os limites apresentados na tabela 14, onde mostra que para o tipo de agressividade II o limite é de 0,3mm.

Primeiramente, deve-se descobrir em qual estágio de deformação a estrutura está trabalhando. Assim como nas lajes, se o momento no estado limite de serviço em questão for superior ao de

fissuração a estrutura está no estágio II. Logo, fissura e as verificações devem ser feitas. M_r é dado pela equação 24.

$$I_c = \frac{14 \cdot 45^3}{12} = 106312,5 \text{ cm}^4$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,2027 \cdot 106312,5}{45/2} = 1436,63 \text{ kN.cm} = 14,37 \text{ kN.m}$$

Como pode ser visto na figura 55, o momento crítico no estado de limite de serviço frequente para a viga V301 é $26,9 \text{ kN.m}$. Sendo o momento solicitante superior ao de fissuração a viga fissura.

A seguir é detalhada a verificação para o terceiro vão quanto a abertura de fissura.

A posição da linha neutra para o estágio II de deformação é definida pela equação 28:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right)$$

A área de aço definida para o terceiro vão é de $3,68 \text{ cm}^2$, como pode ser visto na tabela 29.

$$x_{II} = \frac{7,824 \cdot 3,68}{14} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 14 \cdot 41,38}{7,824 \cdot 3,68}} \right) = 11,15 \text{ cm}$$

A tensão de tração na barra é dada por:

$$\sigma_{si} = \frac{M_{serv}}{A_s \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3} \right)}$$

$$\sigma_{si} = \frac{2690}{3,68 \cdot \left(41,38 - \frac{11,15}{3} \right)} = \frac{19,4 \text{ kN}}{\text{cm}^2} = 194 \text{ MPa}$$

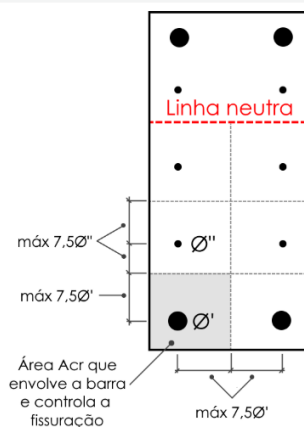
Aplicando esse valor na equação 58, onde $E_{si} = 210000 \text{ MPa}$ e η_1 para barras de alta aderência igual a 2,25:

$$w_k = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot 3 \cdot \frac{\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{12,5}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{194}{210000} \cdot 3 \cdot \frac{194}{2,027} = 0,118 \text{ cm}$$

Para fazer a outra verificação aplicando a equação 59, é necessário ainda definir ρ_{ri} , que a taxa de armadura aderente em relação à área da região de envolvimento. A figura 58 demonstra o que é a área de envolvimento da barra.

Figura 58: Área da região de envolvimento da barra



(fonte: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004385274-Deslocamentos-limites-e-controle-de-fissuras-em-vigas-segundo-a-NBR-6118-2014->)

Considerando o cobrimento utilizado, o estribo escolhido, a espessura da barra longitudinal e que a área crítica se distâncie 7,5 vezes \emptyset do centro da barra:

$$A_{cr} = \left(2,5 + 0,5 + \frac{1,25}{2} + 7,5 \cdot 1,25 \right) \cdot \left(\frac{14}{2} \right) = 91 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_{s,\emptyset}}{A_{cr}} = \frac{1,23}{91} = 0,0135$$

Aplicando esses valores na equação 59:

$$w_k = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

$$w_k = \frac{12,5}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{194}{210000} \cdot \left(\frac{4}{0,0135} + 45 \right) = 0,138mm$$

Ambos os valores são inferiores ao limite determinado pela NBR 6118.

A verificação de abertura de fissuras para os demais vãos está apresentada na tabela a seguir:

Tabela 32: Posição da linha neutra e verificação de ductilidade nos apoios

V301	α (p/ seções retangula)	y_t [cm]	M_r [kN.m]	M_a [kN.m]	Fissuração	I_c [cm ⁴]	x_2	σ_{si} [MPa]	w_1 [mm]	w_2 [mm]	A_{cri} [cm ²]	ρ_{ri}
Vão 1	1,50	22,50	14,37	12,20	Estádio I	106312,50	7,70	199,50	0,10	0,15	77,00	0,010
Vão 2	1,50	22,50	14,37	5,10	Estádio I	106312,50	6,30	128,43	0,03	0,10	65,80	0,008
Vão 3	1,50	22,50	14,37	26,90	Estádio II	106312,50	11,15	194,04	0,12	0,14	91,00	0,013

(fonte: autor)

Vale dizer que a NBR 6118 dispensa verificação de aberturas de fissuras se forem respeitados os valores de diâmetro e espaçamento máximos apresentados na tabela 15 em função da tensão de tração na barra mais solicitada no estágio II de deformação (σ_{si}).

4.4.3.7 Limite de deslocamento vertical

Diferentemente do limite de abertura de fissuras, o limite de flecha é determinado para combinação quase permanente de serviço, ELS-QP. Os momentos para esse estado de serviço podem ser conferidos na figura 56.

Como na verificação das lajes: se a estrutura trabalhar no estágio II utiliza-se I_{eq} para o cálculo da flecha, caso contrário usa-se o I_c . O momento de fissuração que separa o estágio I do II é determinado pela equação 24, com $f_{ct} = f_{ctm}$.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,2896 \cdot 106312,5}{22,5} = 2052,54kN.cm = 20,52 kN.m$$

As comparações entre os momentos para ELS-QP e momento de fissuração estão presentes na tabela 33, assim como o estágio de deformação de cada parte da estrutura.

Tabela 33: Momentos e estágio de deformação de V301

V301	M_a [kN.m]	M_r [kN.m]	Fissuração
Vão 1	11,90	20,53	Estádio I
Vão 2	5,00	20,53	Estádio I
Vão 3	26,10	20,53	Estádio II
Apoio 2	5,50	20,53	Estádio I
Apoio 3	25,90	20,53	Estádio II

(fonte: autor)

Verifica-se que a viga V301 fissa no vão 3 e sobre o apoio 3. Para calcular I_{eq} devem ser determinadas: a posição da linha neutra para o estágio II e o momento de inércia para o mesmo estágio. Aplicando a equação 27 e 28 para essas duas partes da estrutura, obtém-se I_{II} e x_{II} , respectivamente.

Para o vão 3:

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{12} + b \cdot x_{II} \cdot \left(\frac{x_{II}}{2}\right)^2 + \alpha_e \cdot A_s (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{14 \cdot 11,15^3}{12} + 14 \cdot 11,15 \cdot \left(\frac{11,15}{2}\right)^2 + 7,824 \cdot 3,68(41,38 - 11,15)^2 = 32784,52 \text{ cm}^4$$

Os valores obtidos são aplicados na equação 26 para determinar o momento de inércia equivalente.

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{20,53}{26,1}\right)^3 \cdot 106312,5 + \left[1 - \left(\frac{20,53}{26,1}\right)^3\right] \cdot 32784,52 = 68569,27 \text{ cm}^4$$

Os resultados incluindo do apoio 3 estão presentes na tabela a seguir.

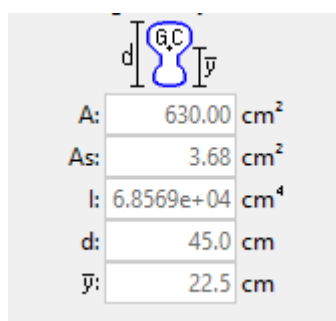
Tabela 34: Momento de inércia equivalente

V301	M_a [kN.m]	M_r [kN.m]	I_c [cm ⁴]	I_2 [cm ⁴]	x_2 [cm]	I_{eq} [cm ⁴]
Vão 3	26,10	20,53	106312,50	32784,53	11,15	68562,57
Apoio 3	25,90	20,53	106312,50	16171,65	7,70	61057,33

(fonte: autor)

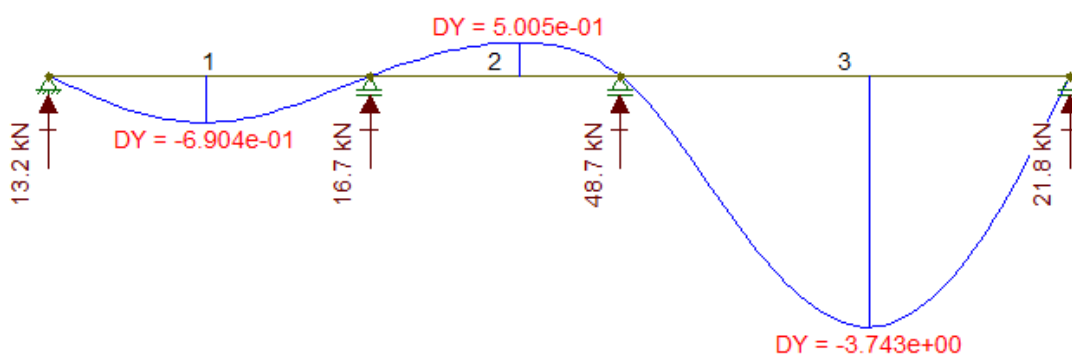
Alternativamente à utilização da equação 30 para a determinação da flecha imediata, será usado o programa Ftool para estimar tal deformação. Utilizando para o terceiro vão os seguintes parâmetros:

Figura 59: Parâmetros geométricos da seção crítica do vão 3



(fonte: autor)

Figura 60: Diagrama de deformações imediatas ao longo de V301, com deslocamentos em mm



(fonte: autor, através do software FTOOL)

A flecha diferida (α_f) para utilização da estrutura após um mês e duração tendendo ao infinito resulta em 1,32. Sendo a flecha total:

$$f_{total} = f_0 \cdot (1 + \alpha_f)$$

E os parâmetros de aceitabilidade quanto a deformações conforme tabela 11, os resultados são os seguintes:

Tabela 35: Aceitabilidade quanto a deformações verticais

V301	f_0 [cm]	α_f	Flecha total [cm]	Aceitabilidade visual [cm]		Aceitabilidade sensorial	
Vão 1	0,069	1,32	0,16	OK	1,50	OK	1,07
Vão 2	0,050	1,32	0,12	OK	1,15	OK	0,90
Vão 3	0,374	1,32	0,87	OK	2,15	OK	1,61

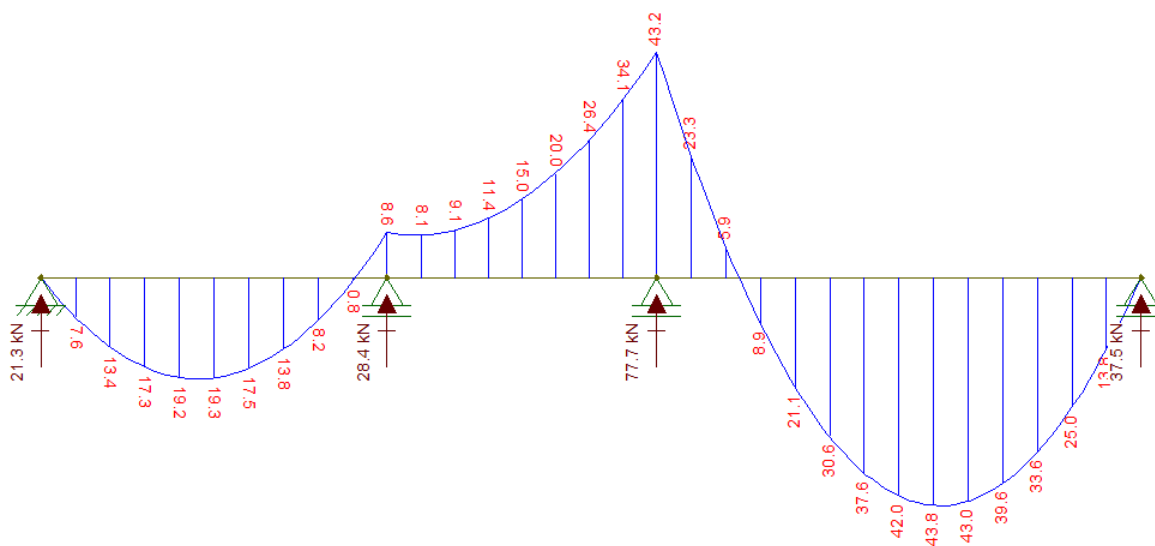
(fonte: autor)

Todas as deformações estão dentro dos valores admissíveis pela NBR 6118.

4.4.3.8 Comprimento das armaduras longitudinais

O diagrama a seguir representa os momentos fletores últimos ao longo da viga com linhas 25 cm equidistantes.

Figura 61: Diagrama de momentos fletores para estado limite último



(fonte: autor, através do software FTOOL)

A partir da figura acima poderia ser feito o escalonamento da armadura, onde se poderia utilizar $a_l = d$ visto que no gráfico as linhas distam 41 cm, facilitando assim o deslocamento do diagrama. Mesmo fazendo dessa forma aproximada, os valores para comprimento de corte da armadura seriam pouco maiores do que com os valores obtidos utilizando para determinar a_l a equação 49.

No entanto, o método de escalonamento de armaduras não parece ser interessante de ser aplicado neste caso, já que com exceção da armadura positiva do vão 3, as estruturas necessitam de apenas duas barras para resistir às solicitações críticas. Sendo assim, seria necessário mudar as bitolas de aço conforme os momentos diminuem: onde uma fração de momentos diminui, a mesma fração de área de aço diminui também.

Mesmo não aplicando o escalonamento, a_l pode ser igual a d .

- Comprimento da armadura positiva do vão 1:

O comprimento necessário de ancoragem é definido com os parâmetros e equações apresentados no item 4.3.3.8 deste trabalho. Abaixo segue o detalhamento de cálculo necessário para definir tal comprimento das barras longitudinais.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_1 \cdot \eta_1 \cdot f_{ct,d}$$

As barras são nervuradas e sendo positivas estão na zona de boa aderência, que é a zona inferior da viga.

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1,1,448 = 3,258 \text{ MPa}$$

O comprimento necessário de ancoragem é dado pela equação 64 e é função do comprimento básico de ancoragem.

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

$$l_b = \frac{1,0 \cdot 434,8}{4 \cdot 3,258} = 33,36 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

Para o apoio interno, sem gancho:

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

$$l_{b,nec} = 1 \cdot 34 \cdot \frac{1,1}{1,57} = 23,82 \text{ cm} \geq l_{b,min}$$

Sendo:

$$l_{b,nec \ min} = \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 10 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Logo, a ancoragem necessária é satisfeita com a armadura ultrapassando 24 cm a face do apoio.

Para a ancoragem na extremidade deve ser tal a resistir a seguinte força:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d$$

O esforço cortante junto ao apoio 1 é dado pelo diagrama da figura 53.

$$V_d = 1,4 \cdot 15,2 = 21,28 \text{ kN}$$

$$R_{st} = \frac{41,5}{41,5} \cdot 21,28 = 21,28 \text{ kN}$$

A área para resistir a tal força:

$$A_{s,calc} = \frac{R_{st}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,calc} = \frac{21,28}{43,48} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Aplicando novamente a equação de comprimento necessário, considerando que a ancoragem contará com gancho:

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

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 33,36 \cdot \frac{0,49}{1,57} = 7,28 \text{ cm}$$

Ainda é necessário saber se esse comprimento respeita os valores mínimos para ancoragem em apoios de extremidade (equação 68):

$$l_b \geq \begin{cases} l_{b,nec} \\ r + 5,5 \cdot \phi = 2,5 \cdot 1,0 + 5,5 \cdot 1,0 = 8 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} \end{cases}$$

Logo, o valor adotado deve ser de pelo menos 8 cm de ancoragem considerando gancho. Mas para facilitar a montagem e colocação da armadura na forma, pode ser interessante levar a ancoragem a uma distância c da face oposta do apoio. Também pode ser interessante refazer os cálculos para comprimento necessário sem gancho. Tal comprimento seria:

$$l_{b,nec} = 1 \cdot 33,36 \cdot \frac{0,49}{1,57} = 10,41 \text{ cm}$$

Tal escolha, da ancoragem sem gancho, é mais atrativa, visto que há comprimento de 10,41 cm no apoio. No entanto, o exemplo seguirá utilizando ancoragem com gancho. O comprimento do gancho pode ser calculado conforme Carvalho e Figueiredo:

$$\Delta C = 8 \cdot \phi + \frac{\pi \cdot (5 \cdot \phi + \phi)}{4} = 12,71 \text{ cm}$$

- Comprimento da armadura positiva no vão 3:

Aplicando a mesma metodologia para o terceiro vão, obtém-se os seguintes resultados:

Tabela 36: Comprimentos de ancoragens

Viga V301	f_{db} [MPa]	l_b [cm]	$l_{b, nec \text{ interm}}$ [cm]	$l_{min \text{ interm}}$ [cm]	$l_{b, nec \text{ ext}}$ [cm]	$l_{min \text{ ext}}$ [cm]	l_{gancho} [cm]	R_{st} [kN]	A_{st} [cm ² N]	a_l [cm]
Vão 1	3,26	33,36	23,43	10,00	7,28	8,00	12,7	21,28	0,48944	41,50
Vão 3	3,26	41,70	29,13	12,50	6,84	10,00	15,875	37,52	0,86296	41,38

(fonte: autor)

Para a ancoragem no apoio intermediário adota 30cm, arredondamento do valor calculado. Enquanto, para a ancoragem no apoio da extremidade adota-se o valor mínimo, 10cm e gancho de 17cm.

- Comprimento da armadura negativa do apoio 2, 3 e do vão 2:

Conforme diagrama de momentos últimos, no vão dois não há momentos positivos, e há picos de momentos negativos sobre os apoios 2 e 3. Nesse caso, optou-se por usar a armadura que resiste ao momento do apoio 3 para o vão 2 e o apoio 2.

De acordo com FTool, no vão 1 a linha de momento é zero a 37 cm do apoio 2. Enquanto no vão 3 o momento é zero a 96 cm do apoio 3. Esses dois valores indicam as posições da viga onde deixam de existir solicitações de momento negativo. Considerando que deve ser feito o deslocamento a_l do diagrama, as distâncias passam a ser:

Tabela 37: Distâncias entre apoio e momento fletor nulo

	a_l [cm]	$x(M_0)$ [cm]	$x(M_{desl.})$ [cm]
Vão 1	41,50	37	78,50
Vão 3	41,38	96	137,38

(fonte: autor)

O comprimento da armadura negativa sobre o vão 1 a partir do apoio 2, e sobre o vão 3 a partir do apoio 3, é dado por:

$$C = x(M_{deloc.}) + l_{b,nec}$$

Aplicando a equação para determinar a ancoragem necessária, obteve-se:

Tabela 38: Ancoragens das armaduras negativas

Viga V301	f_{db} [MPa]	l_b [cm]	$l_{b, nec interm}$ [cm]	$l_{min interm}$ [cm]
Apoio 2	2,28	38,12	18,08	8,00
Apoio 3	2,28	59,57	61,58	12,50

(fonte: autor)

Sendo a mesma armadura para toda essa parte da estrutura, soma-se os valores das tabelas 37 e 38 à largura do vão 2:

$$C = (18,08 + 78,5) + (61,58 + 137,38) + 314 = 609,54 \text{ cm}$$

4.4.3.9 Armaduras de montagem e transpasses

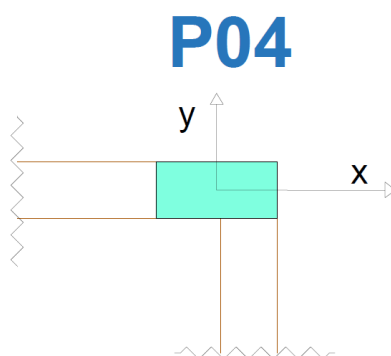
As armaduras de montagem têm a finalidade de manter a posição dos estribos nos locais onde não há necessidade de armadura principal. Essas armaduras devem ter espessura igual ou superior à dos estribos, adotou-se $\varnothing 6,3\text{mm}$.

O transpasse entre as armaduras longitudinais ($l_{0C,mín}$) é igual a $l_{b,nec}$. Sendo assim foi adota o maior valor de $l_{b,nec}$ calculado anteriormente para ser o comprimento de transpasse, 30cm.

4.4.4 Dimensionamento de pilares

Para aplicar a metodologia apresentada relativa a pilares, foi dimensionado o primeiro lance do pilar P04 apresentado na figura 52. O pilar tem seção de 14x30. O projeto desse lance está representado no apêndice D.

Figura 62: Pilar P04



(fonte: autor)

4.4.4.1 Carregamentos

O carregamento presente no pilar é devido o peso próprio e das cargas das vigas, nesse caso das vigas V301 e V310.

Visto que P04 é um pilar de canto, devem ser considerados os momentos fletores que ocorrem nas suas extremidades no sentido x e no sentido y. Ou seja, o dimensionamento é feito para flexo compressão oblíqua.

Para obtenção dos momentos foi considerada a união viga-pilar. No entanto, no resto do dimensionamento considera-se o pilar isolado e com extremidades apoiadas.

Os carregamentos das vigas que se apoiam no pilar P04 estão discriminados na tabela a seguir.

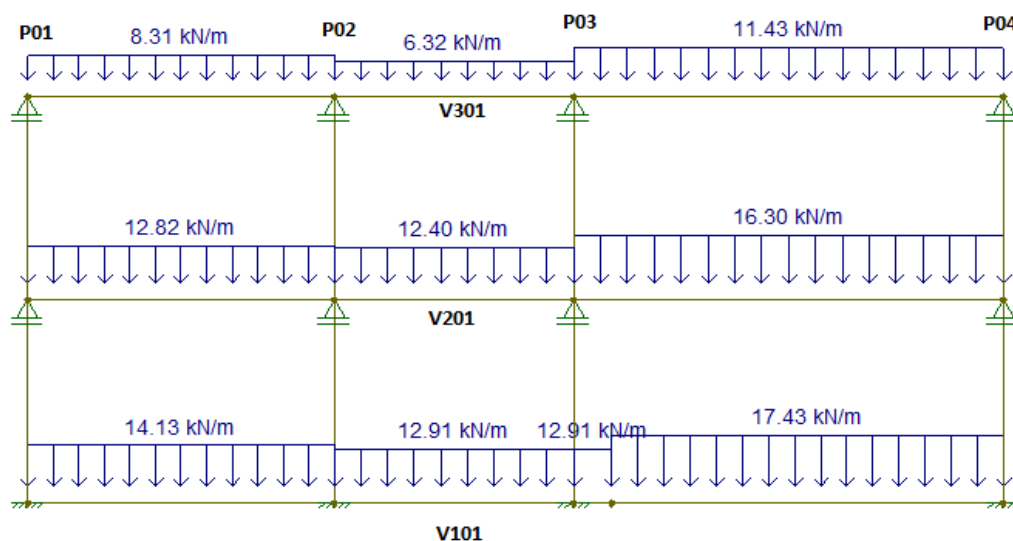
Tabela 39: Cargas de cálculos das vigas que se apoiam em P04

Elemento		g_{parede}	g_{viga}	$g_{\text{reação da laje}}$	Σg [kN/m]
V101	Vão 1	7,48	1,58	5,07	14,13
	Vão 2	7,48	1,58	3,86	12,92
	Vão 3	7,48	1,58	8,38	17,44
V201	Vão 1	7,48	1,58	3,76	12,82
	Vão 2	7,48	1,58	3,34	12,40
	Vão 3	7,48	1,58	7,28	16,33
V301	Vão 1	1,66	1,58	5,08	8,31
	Vão 2	1,66	1,58	3,08	6,31
	Vão 3	1,66	1,58	8,19	11,43
V111		0,00	1,58	8,05	9,63
V214		7,48	1,58	6,44	15,50
V310		1,66	1,58	7,25	10,48

(fonte: autor)

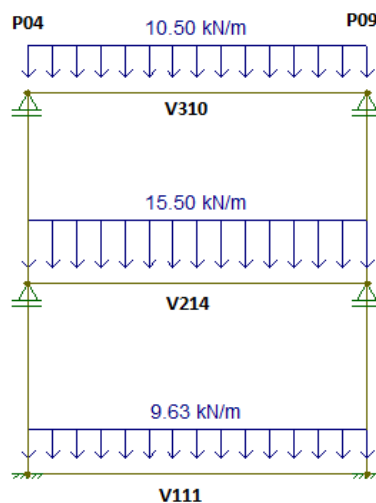
A figura 63 apresenta os carregamentos que ocorrem nos elementos compreendidos entre P01, P02, P03 e P04, enquanto a figura 64 apresenta os que ocorrem entre os pilares P04 e P09.

Figura 64: Pórtico P01 – P04



(fonte: autor, através do software FTOOL)

Figura 65: Pórtico P04 – P09

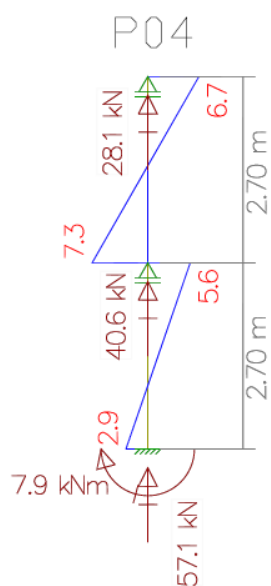


(fonte: autor, através do software FTOOL)

4.4.4.2 Esforços solicitantes iniciais

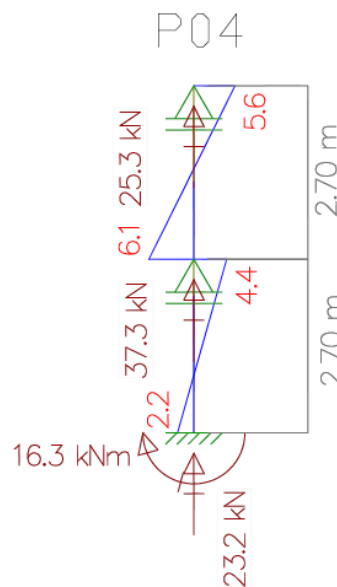
Através do pórtico da figura 64 pode-se obter os momentos que ocorrem no eixo x do pilar P04, eixo de maior dimensão. E do pórtico da figura 65 obtém-se os momentos ocorrentes no eixo y. Os resultados do Ftool para cada eixo estão representados nas figuras a seguir:

Figura 66: Solicitações em P04 no eixo x



(fonte: autor, através do software
FTOOL)

Figura 67: Solicitações em P04 no eixo y



(fonte: autor, através do software
FTOOL)

Em uma edificação de pavimentos tipo os momentos nos nós se repetiriam de um andar para outro, visto que as vigas e os carregamentos se repetem em cada pavimento, gerando os mesmos momentos nesses vínculos.

As solicitações verticais no pilar P04 são as seguintes, onde N_{pp} é o peso próprio do pilar:

Tabela 40: Solicitações verticais em P04

P04	Solicitações Verticais [kN]			
	N_{pp}	N_x	N_y	ΣN_y
Lance 2	2,835	28,1	25,3	56,235
Lance 1	2,835	40,6	37,3	136,97

(fonte: autor)

Entretanto, como foi dito no subcapítulo 4.3.4.3, para pilares com a menor dimensão inferior a 19 cm os esforços normais devem ser multiplicados pelo coeficiente apresentado na equação 69.

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

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05.14 = 1,25$$

Os valores majorados para ELU são os seguintes:

Tabela 41: Solicitações verticais para cálculo em P04

P04	Solicitações Verticais [kN]			
	ΣN_y	γ_n	γ_d	N_d
Lance 2	56,24	1,25	1,40	98,41
Lance 1	136,97	1,25	1,40	239,70

(fonte: autor)

Aplicando as mesmas considerações e coeficientes para os momentos solicitantes, onde A é o vínculo superior e B o inferior do lance do pilar.

Tabela 42: Momentos fletores de cálculo em P04

P04		Momentos Fletores [kN.m]					
		M_x	M_y	γ_n	γ_d	$M_{d,x}$	$M_{d,y}$
Lance 2	A	6,70	5,60	1,25	1,40	11,73	9,80
	B	-7,30	-6,10	1,25	1,40	-12,78	-10,68
Lance 1	A	5,60	4,40	1,25	1,40	9,80	7,70
	B	-2,90	-2,20	1,25	1,40	-5,08	-3,85

(fonte: autor)

4.4.4.3 Excentricidade de 1ª ordem

Aplicando os valores de momentos da tabela 42 na equação 76:

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

Tabela 43: Excentricidade de 1ª ordem

P04		Excentricidade [cm]			
		$M_{d,x}$	$e_{1,x}$	$M_{d,y}$	$e_{1,y}$
Lance 2	A	11,73	11,91	9,80	9,96
	B	-12,78	-12,98	-10,68	-10,85
Lance 1	A	9,80	4,09	7,70	3,21
	B	-5,08	-2,12	-3,85	-1,61

(fonte: autor)

4.4.4.4 Comprimento equivalente

O comprimento equivalente é definido conforme foi apresentado na figura 25 e equação 70.

$$l_e \leq \begin{cases} l_o + h \\ l \end{cases}$$

Comprimento $l_{e,x} = 2,55m$ e $l_{e,y} = 2,4m$, visto que:

$$l_{e,x} \leq \begin{cases} l_o + h = (270 - 45) + 30 = 255m \\ l = 270m \end{cases}$$

$$l_{e,y} \leq \begin{cases} l_o + h = (270 - 45) + 14 = 239m \\ l = 270m \end{cases}$$

4.4.4.5 Índice de esbeltez

O índice pode ser definido pela equação:

$$\lambda = \frac{3,46 \cdot l_e}{h}$$

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot 255}{30} = 29,41$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot 240}{14} = 59,31$$

Conforme a classificação dos pilares abordada anteriormente neste trabalho, no eixo x o pilar é classificado como curto, e no sentido y médio.

4.4.4.6 Momento fletor mínimo

Como os pilares devem resistir a momentos mínimos, deve-se verificar esses valores para cada eixo.

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

Em x:

$$M_{1d,mín,x} = 239,7 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,30) = 5,75kN \cdot m = 575kN \cdot cm$$

$$e_{1,x} = \frac{M_d}{N_d} = \frac{575}{239,7} = 2,4cm$$

Em y:

$$M_{1d,mín,y} = 239,7 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,14) = 4,6kN \cdot m = 460kN \cdot cm$$

$$e_{1,y} = \frac{M_d}{N_d} = \frac{460}{239,7} = 1,92cm$$

4.4.4.7 Limite de esbeltez

Para verificar a dispensa da análise dos efeitos de 2ª ordem dos pilares deve-se comparar o índice de esbeltez limite com os índices de cada eixo do pilar. O índice limite é determinado para a maior excentricidade entre as obtidas pelos momentos solicitantes de cálculo e das obtidas dos momentos mínimos exigidos. Onde M_A é o maior momento absoluto entre do eixo em análise.

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$$

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

Eixo x:

$$\alpha_{b,x} = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{-5,08}{9,8} = 0,39 < 0,40$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \cdot 4,09/30}{0,4} = 66,76$$

Sendo o índice limite inferior ao índice do eixo x, não há necessidade de verificar os efeitos de segunda ordem nesse eixo.

$$\lambda_{1,x} = 66,76 > \lambda_x = 29,41$$

Eixo y:

$$\alpha_{b,y} = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{-3,85}{7,7} = 0,4$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \cdot 3,21/14}{0,4} = 69,66$$

Novamente não é necessário fazer a verificação dos efeitos de segunda ordem, visto que:

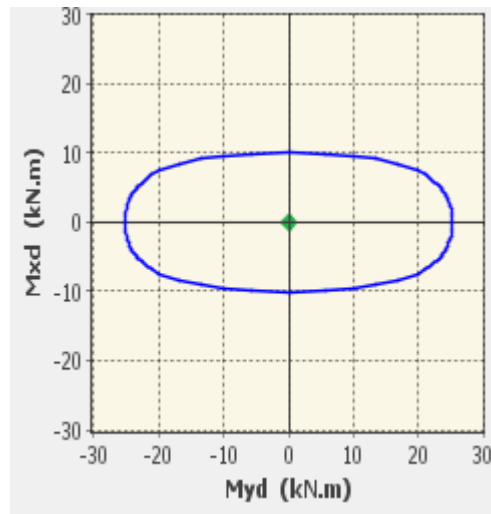
$$\lambda_{1,y} = 69,66 > \lambda_y = 59,31$$

4.4.4.8 Armadura longitudinal

A armadura foi definida de forma iterativa, relacionando os valores resistentes do pilar para uma dada armadura pré-definida. No caso a armadura pré-definida foi de 4 barras de ferro de 12,5mm.

Para um pilar de seção 14x30, altura útil de 4,1cm, e com 4 barras de 10mm, a envoltória resistente de momentos está definida na figura 68. E através dela, pode-se perceber que os esforços sofridos pelo pilar estão dentro da envoltória, logo ele atende aos critérios de segurança exigidos.

Figura 68: Envoltória resistente e esforços solicitantes de cálculo



(fonte: PCalc 1.4)

4.4.4.9 Comprimento de ancoragem para emendas

Conforme item 9.5.2.3 da NBR 6118, referente a emendas de barras por transpasse, o comprimento da emenda deve ser:

$$l_{0C} = l_{b,nec} \geq l_{0C,min}$$

Onde:

$$l_{0C,min} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b \\ 15 \cdot \phi \\ 200mm \end{cases}$$

Conforme aplicado para ancoragem de viga, define-se $l_{b,nec}$ da mesma forma.

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

$$l_b = \frac{1,25 \cdot 434,8}{4 \cdot 3,258} = 42cm$$

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

$$l_{0C} = l_{b,nec} = 42$$

$$l_{0C,min} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 42 = 25,2 \text{ cm} \\ 15 \cdot \phi = 18,75 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

A espera para transpasse para o lance seguinte deve ser igual ou superior a 38 cm.

4.4.4.10 Armadura transversal

Armaduras com diâmetros inferiores a 5mm não são aceitas pela NBR 6118 de 2014. A norma também define que o espaçamento máximo entre os estribos deve ser o menor entre:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ b = 14 \text{ cm} \\ 12 \cdot \phi_l = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo, os estribos devem ser distribuídos de forma de ter um espaçamento de 14 cm.

4.4.5 Dimensionamento de blocos de fundação

Com a finalidade de aplicar a metodologia apresentada no capítulo 4.3.5, o dimensionamento da sapata que resiste aos esforços do pilar calculado anteriormente, chamado de bloco 04, é demonstrado a seguir.

4.4.5.1 Geometria da sapata

Considerando que o solo sob a fundação - em sua cota de arrasamento - seja de areia medianamente compactada, através da tabela 17, pode-se estimar a tensão admissível do solo sendo 0,2 MPa.

A partir desse dado e considerando que o peso próprio da sapata seja igual a 5% dos esforços verticais, lança-se mão da equação 86 para determinar a área da sapata. Os valores dos esforços podem ser conferidos nas figuras 66 e 67.

$$S_{sap} \geq \frac{N_k + W_k}{\sigma_{adm}} = \frac{1,05 \cdot N_k}{\sigma_{adm}}$$

$$S_{sap} \geq \frac{1,05 \cdot 211,6}{200} = 1,11 \text{ m}^2$$

O valor foi arredondado para 1,15m².

Para definir A e B, considerando que o topo da estrutura tenha as mesmas dimensões definidas no item 4.4.4.12 do dimensionamento do pilar P04, 14x30 cm:

$$B = \frac{1}{2} \cdot (b_p - a_p) + \sqrt{\frac{1}{4} \cdot (b_p - a_p)^2 + S_{sap}} = 1,06$$

$$A = 1,15 / 1,06 \cong 1,1 \text{ m}$$

Para que a sapata possa ser considerada rígida deve ter h conforme apresentado na equação 83:

$$h \geq \frac{A - a_p}{3}$$

$$h \geq \frac{1,10 - 0,3}{3} = 0,30 \text{ m}$$

Entretanto, para que o método do CEB possa ser aplicado c deve estar dentro dos limites:

$$\frac{h}{2} \leq c \leq 2 \cdot h$$

$$\frac{0,3}{2} \leq \frac{(1,10 - 0,3)}{2} = 0,40 \leq 2 \cdot 0,3$$

Considerando ainda que h deve ter altura suficiente para ancorar a armadura do pilar P04:

$$l_b = \frac{1,25}{4} \cdot \frac{435}{3,26} = 42 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} = 0,7 \cdot 42 \cdot 1 = 30 \text{ cm}$$

As sapatas devem ter um cobrimento de armadura mínimo de 3 cm, h deve igual ou superior a soma de $l_{b,min}$ com o cobrimento. Então h adotado é 33 cm.

4.4.5.2 Momentos fletores

Aplicando o método definido por CEB, os momentos são calculados a uma distância $0,15 \cdot a_p$ da face da seção do topo da sapata. Onde x_A e x_B é:

$$x_A = c_A + 0,15 \cdot a_p = 45 + 0,15 \cdot 30 = 49,5 \text{ cm}$$

$$x_B = \frac{110 - 14}{2} + 0,15 \cdot 14 = 47,6 \text{ cm}$$

Aplicando as equações 92 para definir os momentos, onde p é a pressão do carregamento no solo.

$$p = \frac{1,05 \cdot 211,6}{110 \cdot 105} = 0,0193 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{1A} = p \cdot \frac{x_A^2}{2} \cdot B = 0,0193 \cdot \frac{49,5^2}{2} \cdot 105 = 2326,83 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1B} = p \cdot \frac{x_B^2}{2} \cdot A = 0,0193 \cdot \frac{47,6^2}{2} \cdot 110 = 2405,1 \text{ kN.cm}$$

4.4.5.3 Dimensionamento das armaduras

Para dimensionar as armaduras pode-se utilizar a equação simplificada. Considerando:

$$d = h - 3 = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{0,85 \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$A_{s,A} = \frac{1,4 \cdot 2326,83}{0,85 \cdot 30 \cdot 43,48} = 2,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,B} = \frac{1,4 \cdot 2405,1}{0,85 \cdot 30 \cdot 43,48} = 3,04 \text{ cm}^2$$

Considerando que armadura mínimas para sapatas é 0,15% da seção transversal:

$$A_{s,\text{mín},A} = 0,0015 \cdot A_c = 0,0015 \cdot (33 \cdot 110) = 5,445 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín},B} = 0,0015 \cdot (33 \cdot 105) = 5,1975 \text{ cm}^2$$

Deve-se adotar as armaduras mínimas, sendo barras de $\varnothing 10\text{mm}$ a cada 14 cm.

4.4.5.4 Verificação quanto ao cisalhamento

A verificação quanto ao cisalhamento é feita pela seguinte inequação:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2}$$

A tensão solicitante é dada pela equação 91:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u_p \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 211,6}{2 \cdot (0,14 + 0,3) \cdot 0,3} = 1119 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,119\text{MPa}$$

A resistente é determinada pela equação 90, onde α_v :

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} = 0,27 \cdot 0,88 \cdot 21,43 = 5,09\text{MPa}$$

A tensão solicitante é inferior a resistente.

4.4.5.5 Detalhamento da armadura

Obrigatoriamente a armadura deve ter gancho.

$$\Delta C = 8 \cdot \varnothing + \frac{\pi \cdot (6 \cdot \varnothing)}{4} = 12,71\text{cm}$$

Para que possa haver ganchos de 13 e obter ainda 3 cm de cobrimento acima da ponta do gancho, o valor de h_0 deve ser alterado, de 15 cm para 19 cm.130130

O comprimento das barras é igual:

$$C_x = A - 2 \cdot c + 2 \cdot \Delta C = 110 - 6 + 26 = 130\text{cm}$$

$$C_y = B - 2 \cdot c + 2 \cdot \Delta C = 105 - 6 + 26 = 125\text{cm}$$

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho diversas questões pertinentes ao projeto estrutural foram detalhadas e trabalhadas, conforme seu objetivo inicial. A aplicação da metodologia estudada se mostrou suficiente para dimensionar os elementos estruturais da residência estudada. Através das equações apresentadas puderam ser elaboradas planilhas que facilitaram o dimensionamento das estruturas. Entretanto, para que o projeto pudesse ser entregue no prazo, algumas simplificações tiveram que ser feitas. As vigas foram dimensionadas para as piores solicitações, e suas seções são constantes ao longo do seu comprimento. Sem escalocamento e sem realizar o corte da armadura onde elas não seriam mais necessárias. Sabe-se que essas soluções mesmo sendo seguras, não são econômicas, mas como Carvalho (2007) coloca sobre o corte das barras que quando é mais custoso projetar e executar os cortes dos ferros do que os próprios insumos, talvez não valha a pena fazer tais cortes. Outra questão que torna válido tal forma de detalhamento, é sua facilidade de execução tal qual está o projeto. De qualquer forma, no caso deste trabalho coube fazer tais simplificações para agilizar a dele.

Ainda, puderam ser trabalhadas as dificuldades enfrentadas quando não se faz um lançamento eficiente de estruturas. Isso é evidente quando a falta de padronização das estruturas acarreta no dimensionamento pontual de cada uma delas, onde pilares, vigas e lajes não se assemelham entre si em dimensões e/ou carregamentos. Disso, pode-se concluir que um projeto com pavimentos tipo, ou, ainda, com elementos padronizados, agiliza e simplifica a análise e o dimensionamento estrutural que deve ser feito pelo engenheiro.

Entretanto, outras questões importantes surgiram no desenvolver deste trabalho. Questões, essas, extremamente relevantes para o estudo das estruturas, mas que não tinham espaço para serem trabalhadas devido a sua complexidade e o tempo limitado para estudar e desenvolver tais assuntos. O trabalho não adentrou no estudo dos modelos estruturais. Sabe-se que esse é um assunto de extrema importância para um dimensionamento adequado e eficaz dos elementos da estrutura, visto que a partir dos resultados deles que a estrutura será desenvolvida. Logo, é parte essencial do desenvolvimento do projeto, e a escolha do modelo deve ser feita prevendo obter um modelo mais fiel possível do comportamento real da estrutura. Mas a escolha do modelo pode depender de diversos fatores, inclusive do tipo de software que o projetista tem acesso, já que programas de modelagem estruturais podem ter custos elevados.

Uma alternativa para essa questão é encontrada no trabalho de conclusão de curso de Benincá (2016), onde ele faz uma análise comparativa entre diferentes modelos estruturais tendo como base resultados obtidos considerando estruturas de pórticos espaciais. Os modelos comparados com esse são: vigas contínuas com e sem ajustes da NBR 6118, vigas contínuas com molas nos vínculos, grelhas com e sem molas, e pórticos planos.

Ao final de seu trabalho, uma das conclusões de Benincá é que o modelo de vigas contínuas com molas apresenta resultados superiores aos obtidos utilizando vigas contínuas com ou sem os ajustes. Logo, para o cálculo das vigas, as solicitações obtidas seriam mais realistas utilizando tal método, sendo assim uma alternativa totalmente factível já que essa consideração (apoios com molas) pode ser feita através do software Ftool, já empregado neste trabalho.

No seu estudo, Benincá também apresenta resultados que demonstram que cada modelo tem vantagens e desvantagens, cabendo ao projetista saber utilizá-las para cada finalidade. No entanto, constatou que “[...] o modelo de pórtico espacial é capaz de representar mais realisticamente todos os comportamentos estruturais.”.

Uma das limitações do trabalho é o tipo de fundação escolhida para ser estudada, as sapatas. Esse tipo de fundação requer diversos cuidados para sua aplicação, e talvez o seu uso não seja indicado em diversos casos, como quando existem sapatas próximas, sejam elas da própria edificação ou de outras. Onde, então, outros tipos de fundações fossem mais adequados. No entanto, o estudo de outras soluções, juntamente com o estudo dos parâmetros do solo, deixaria o trabalho mais extenso, o que não tornaria o trabalho factível em tempo hábil.

Por fim, conclui-se que fica evidente o motivo de a maioria dos engenheiros optarem por elaborar seus projetos estruturais através de softwares, mesmo esses tendo custos elevados. A dificuldade e quantidade de variáveis envolvidas no processo de elaboração de um projeto estrutural durável, econômico e seguro são tantas que um erro - seja de lançamento da estrutura, do modelo considerado, ou de cálculo - pode acarretar em algum tipo de problema. E no momento que se usa diversas ferramentas segregadas, a chance de cometer erros se elevam.

Mesmo que o uso de software se faça mais presente com o passar do tempo, o entendimento e compreensão dos parâmetros que conduzem a um projeto eficiente são de extrema importância, independente das ferramentas utilizadas para desenvolvê-lo.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado. Vol. 1, 2, 3, 4.** Editora Dunas, Rio Grande, RS, 2010.
- ARAÚJO, José Milton. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado.** Editora Dunas, Rio Grande, RS, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. NBR 6120:1980.** São Paulo, SP, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. NBR 6118:2007.** Rio de Janeiro, RJ, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações. NBR 6122:2010.** Rio de Janeiro, RJ, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. NBR 8681:2003.** Rio de Janeiro, RJ, 2003.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Lajes de concreto.** Universidade Estadual Paulista – UNESP – Bauru/SP. Disciplina 2117 – Estruturas de Concreto I – Notas de aula, 2015.
- BENINCÁ, Matheus Erpen. **Comparação entre modelos de análise estrutural de edifícios em concreto armado: estudo de caso.** TCC, engenharia civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2016.
- BESSA, Virgínia Maria Rosito d'Avila. **Estruturas de concreto armado I.** Porto Alegre, RS, 2014. Apostila. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.
- CAMPO FILHO, Américo. **Dimensionamento de seções retangulares de concreto armada à flexão composta normal.** Porto Alegre, RS, 2014. Apostila. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.
- CAMPO FILHO, Américo. **Projeto de lajes maciças de concreto armado.** Porto Alegre, RS, 2014. Apostila. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.
- CAMPO FILHO, Américo. **Estados limites de serviço em estruturas de concreto armado.** Porto Alegre, RS, 2014. Apostila. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.
- CAMPO FILHO, Américo. **Projeto de pilares de concreto armado.** Porto Alegre, RS, 2014. Apostila. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.
- CARVALHO, Roberto Chust.; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado volume 1.** Editora EdUFSCar, São Carlos, SP, 2007.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico.** Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP, 2011.

MARTHA, Luiz Fernando. **Ftool**. Software versão 4.00 Disponível em:< <https://www.ftool.com.br/Ftool/>>Acesso em 11 de junho de 2018.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. São Carlos, SP, 2007. Apostila. Universidade de São Paulo - USP.

PINHEIRO, Libânio M. **Concreto armado: tabelas e ábacos**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, 1986.

PINHEIRO, Libânio M. **Concreto armado: tabelas e ábacos**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, 2007.

PINHEIRO, Libânio M. **Tabelas de lajes**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, 2007.

PINTOS, Fabio de Marchi. **Espaçamento entre barras longitudinais de vigas segundo a NBR 6118 (2014)**. Disponível em:< <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115005071133-Espa%C3%A7amentos-entre-barras-longitudinais-de-vigas-segundo-a-NBR-6118-2014->>Acesso em 11 de junho de 2018.

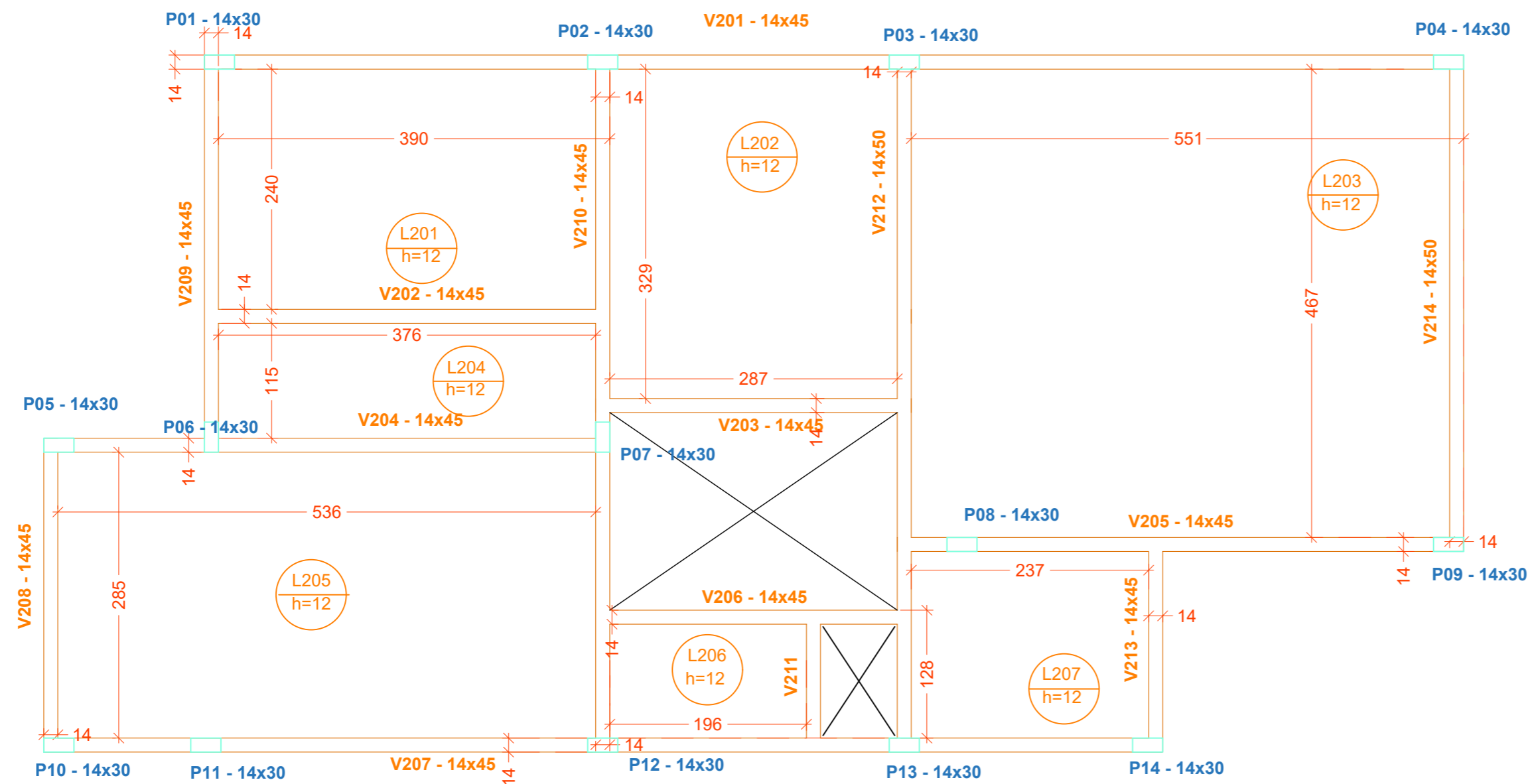
PINTOS, Fabio de Marchi. **Deslocamentos limites e controles de fissuras em vigas segundo a NBR 6118 (2014)**. Disponível em:< <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004385274-Deslocamentos-limites-e-controle-de-fissuras-em-vigas-segundo-a-NBR-6118-2014->>Acesso em 19 de abril de 2018.

SANDER, David Cardoso. **P-Calc!**. Software versão 1.4. Disponível em:<<https://sites.google.com/a/pcalc.com.br/home/>>Acesso em 11 de junho de 2018.

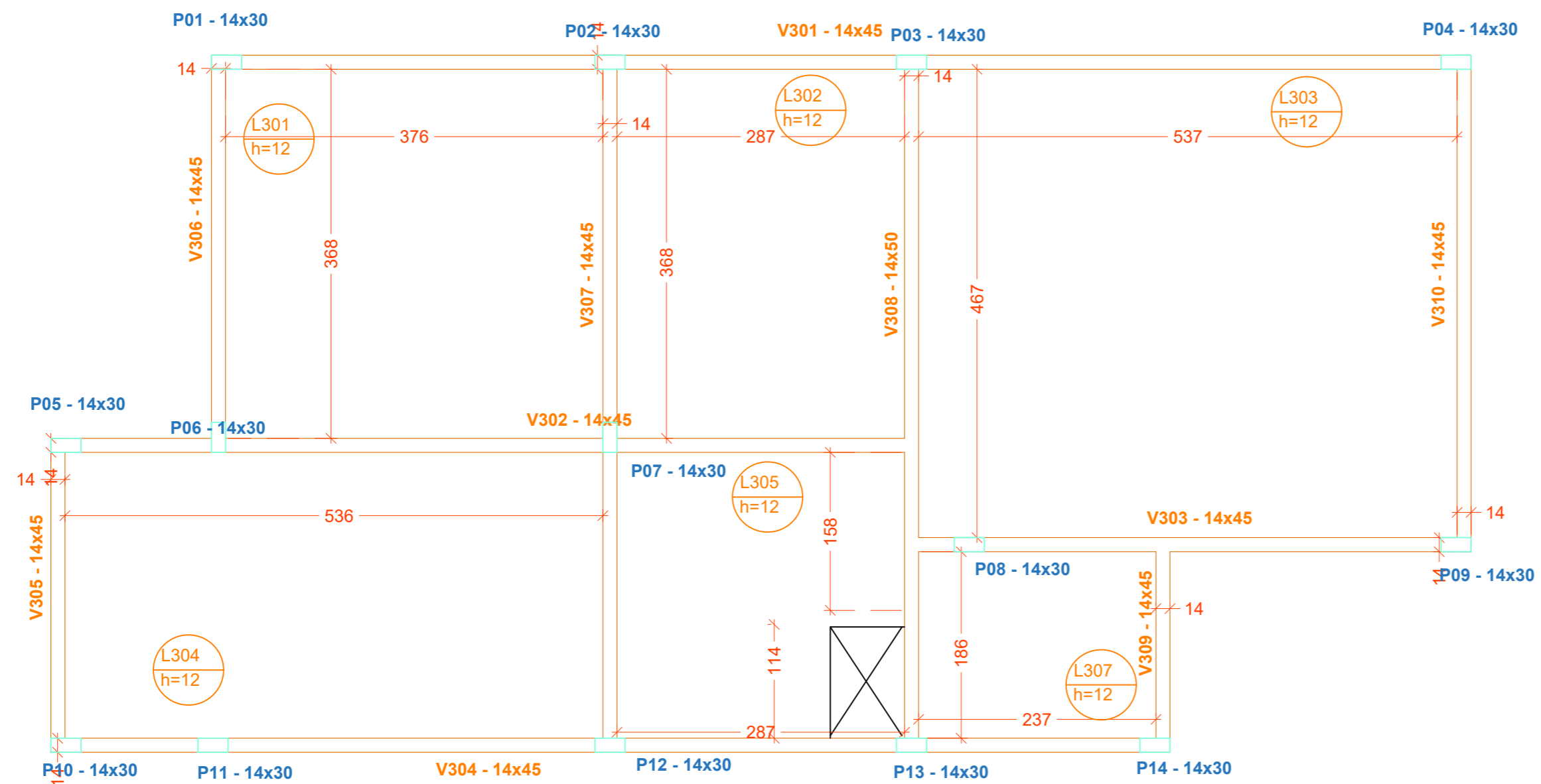
SISNIEGAS ALVA, Gerson Moacyr. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Santa Maria, RS, 2007. Apostila. Universidade Federal de Santa Maria – UFSM.

VELLOSO, Dirceu A.; LOPES, Francisco R. **Fundações Volume 1**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP, 2011.

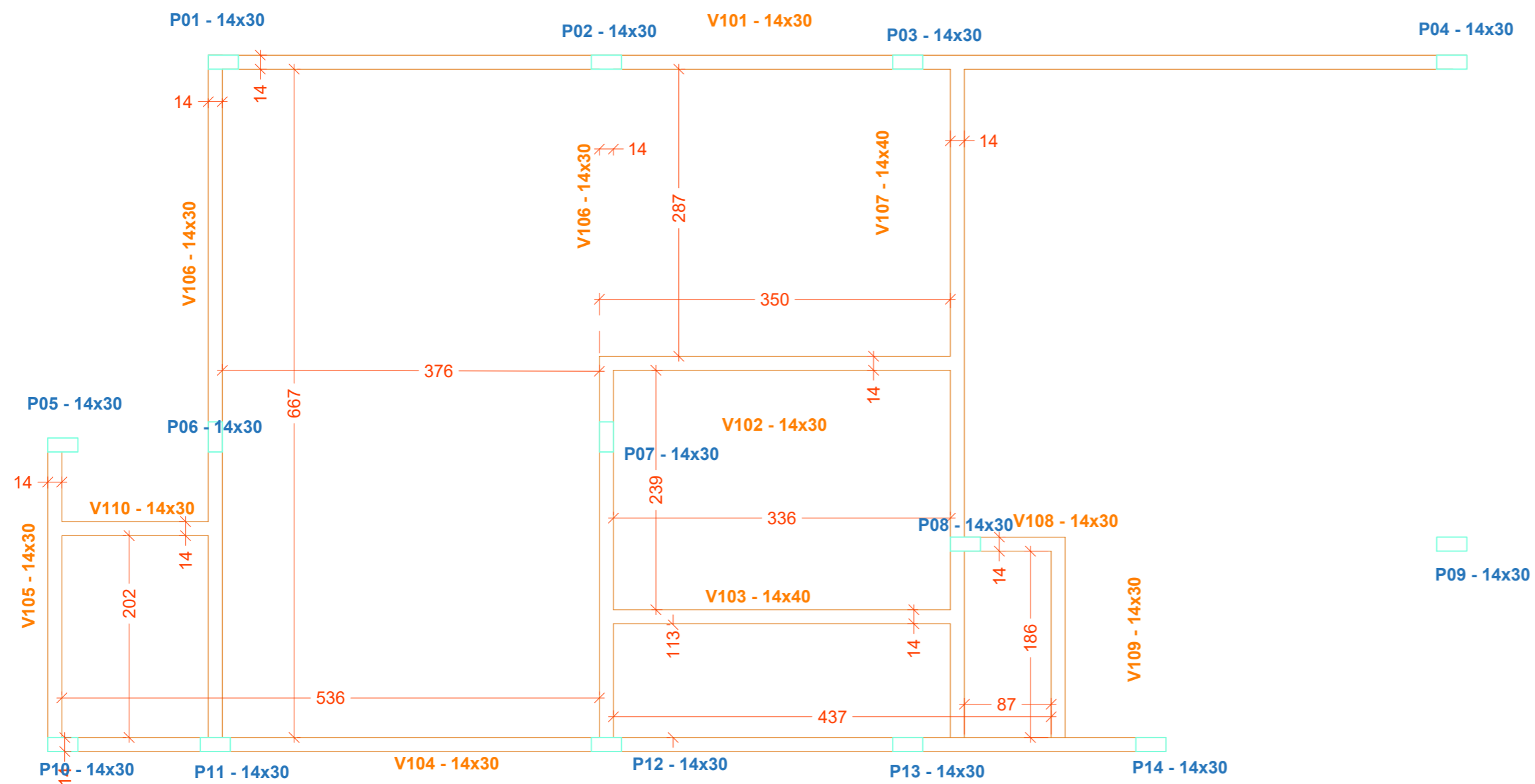
APÊNDICE A – PLANTA DE FORMAS DAS LAJES



PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: Única
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Branco de Oliveira	Escalas: 1:50
Planta de formas segundo pavimento		

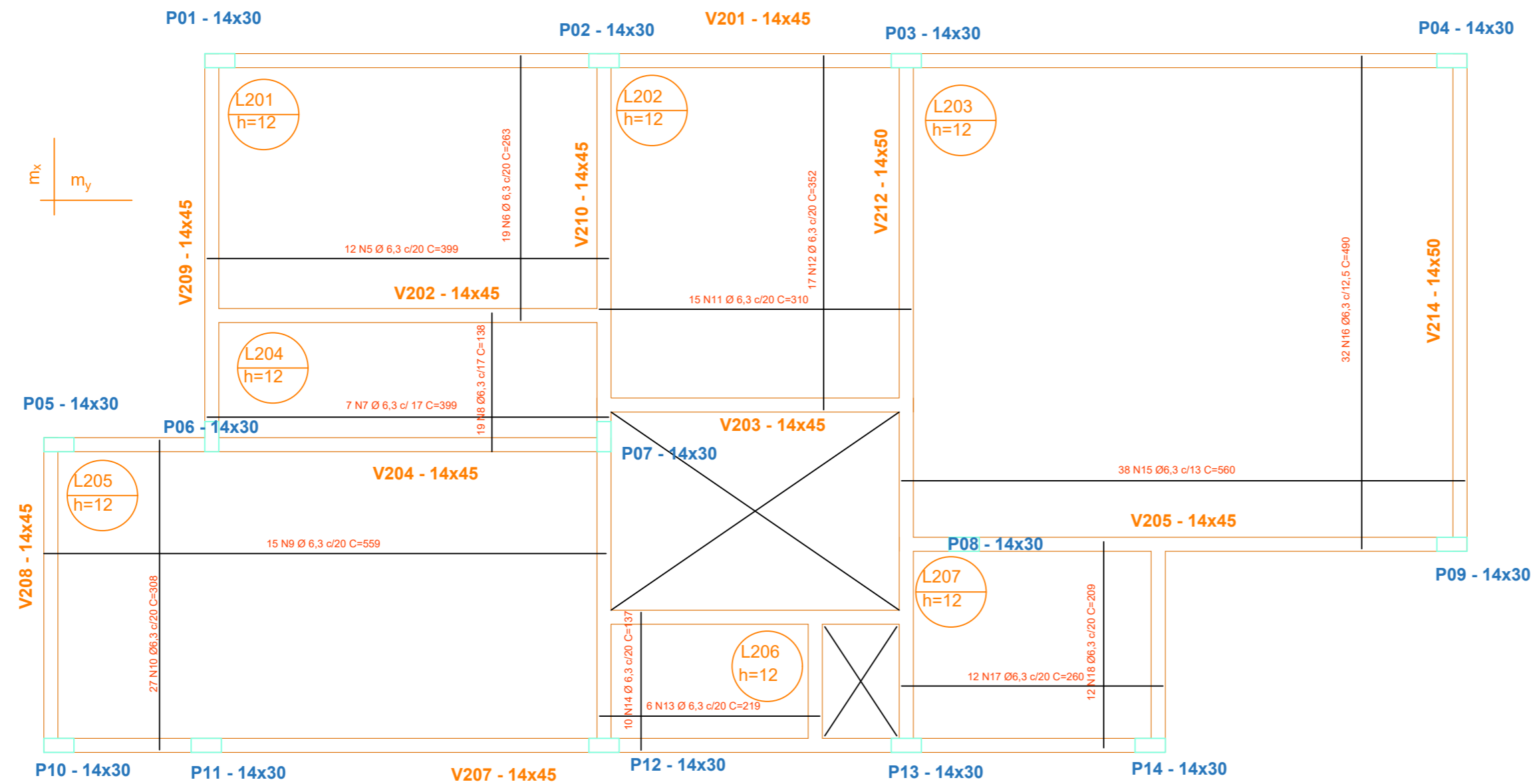


PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: Única
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Branco de Oliveira	Escalas: 1:50
Planta de formas terceiro pavimento		

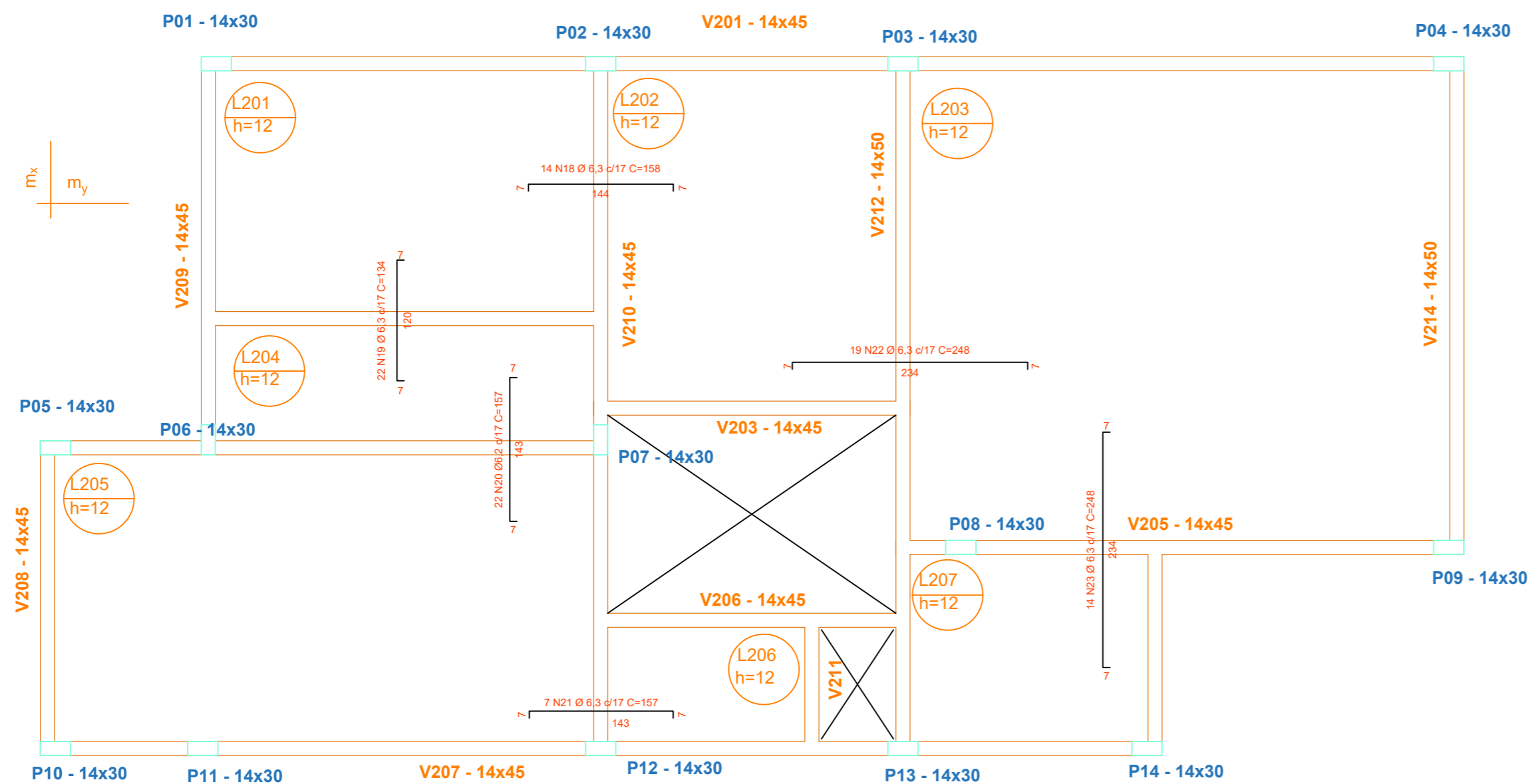


PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: Única
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Blanco de Oliveira	Escalas: 1:50
Planta de formas do térreo		

APÊNDICE B – PLANTA DE ARMADURAS DAS LAJES



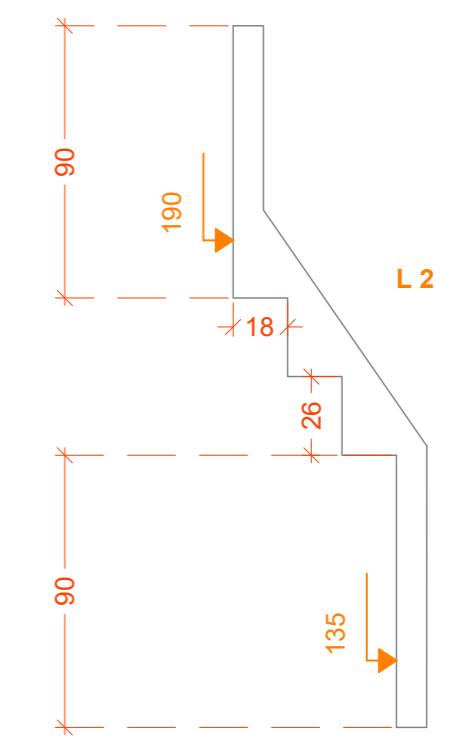
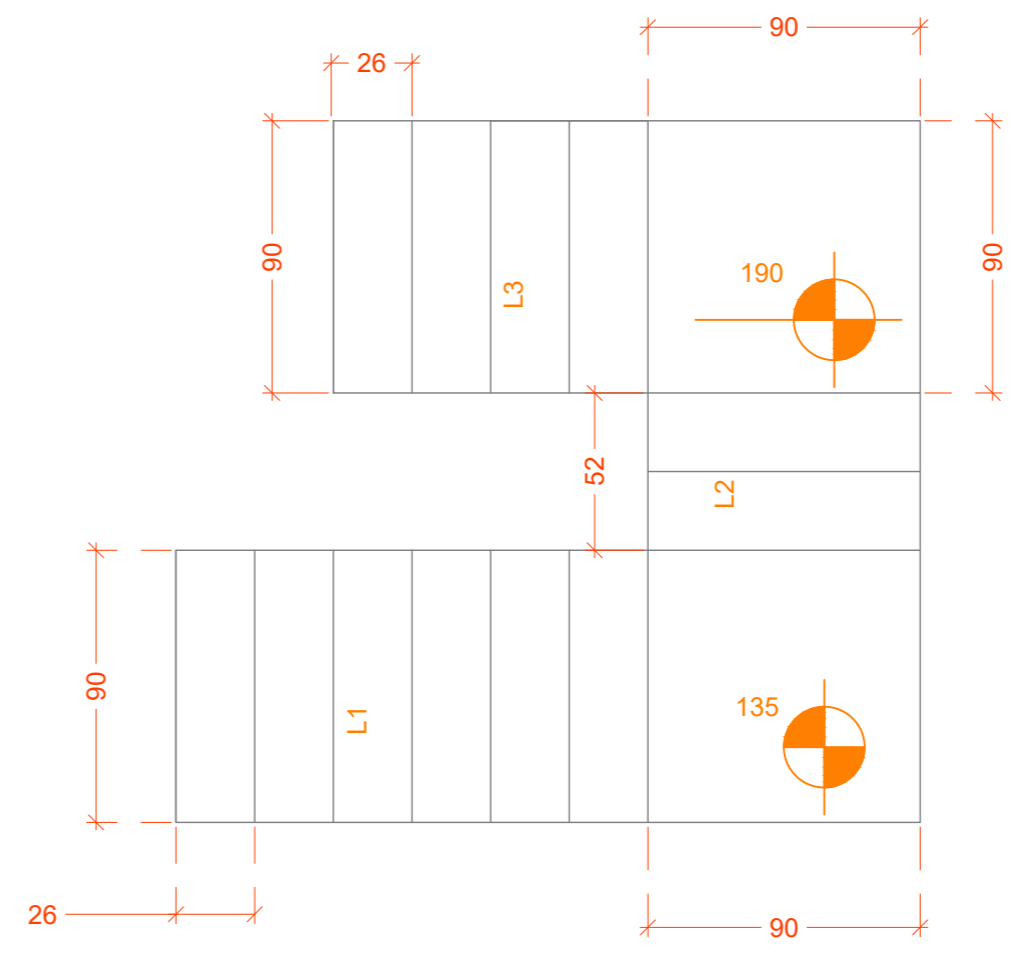
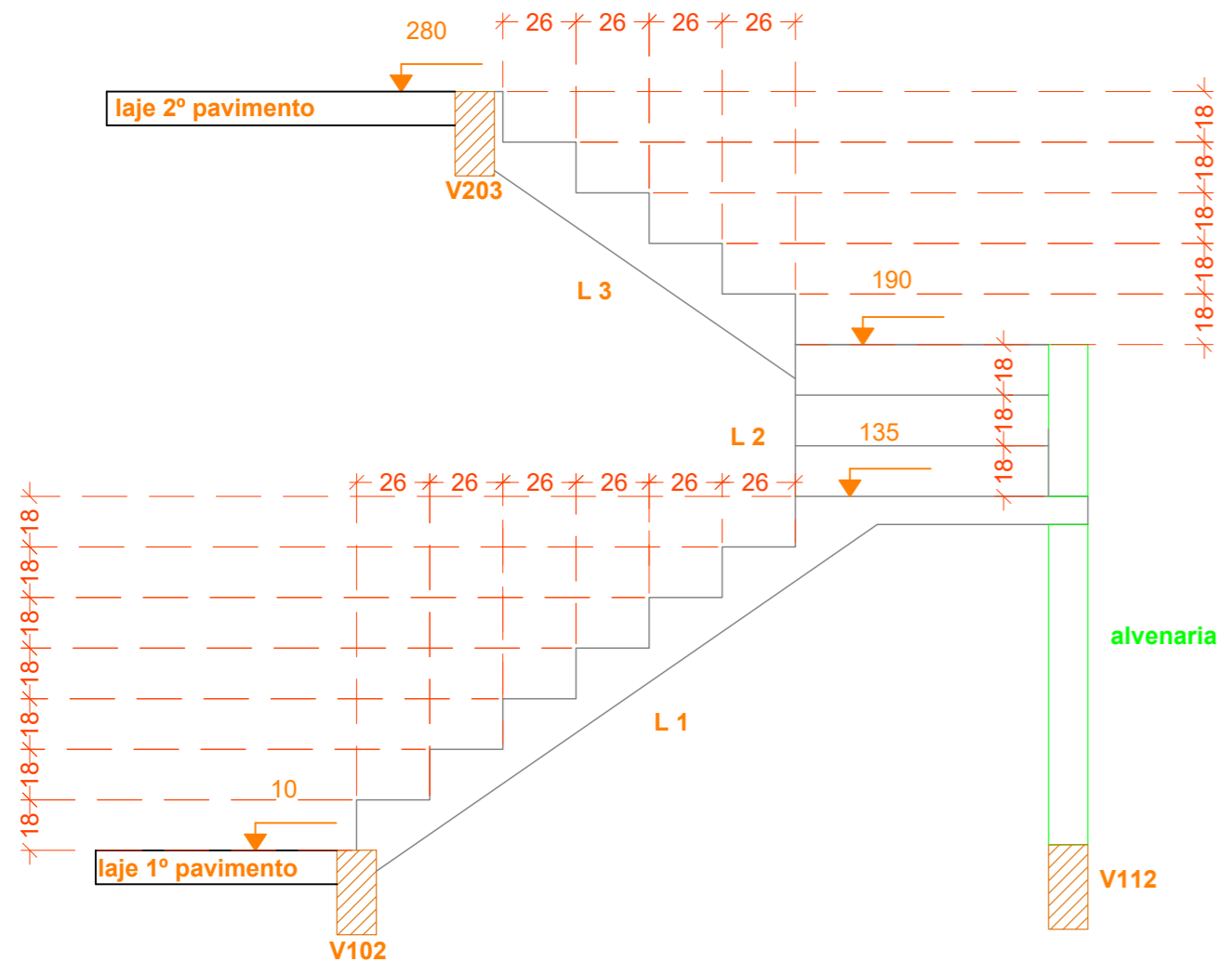
PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: 1/2
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Branco de Oliveira	Escalas: 1:50
Planta de armaduras segundo pavimento – positivas		



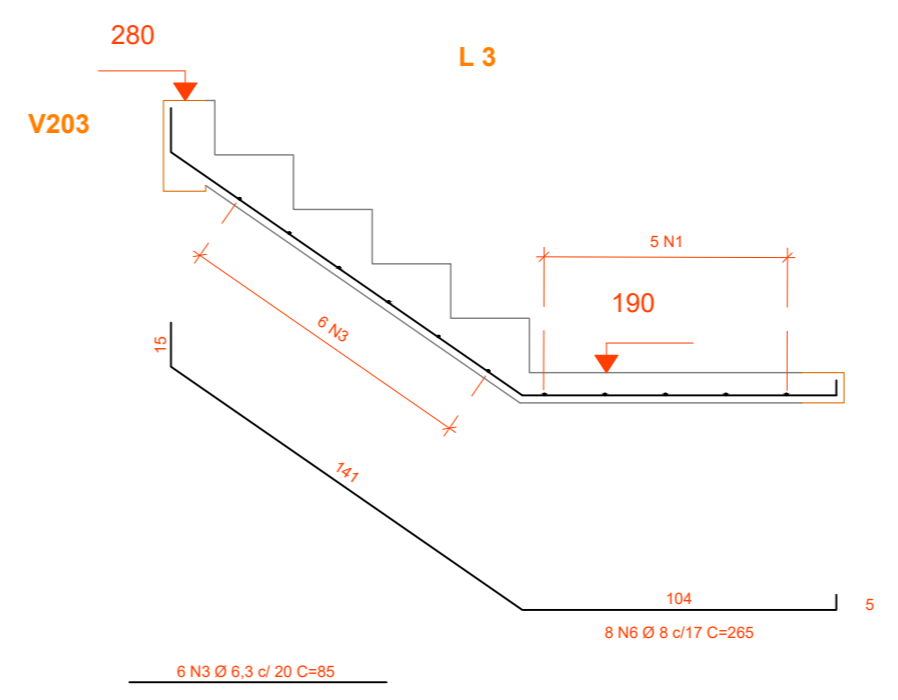
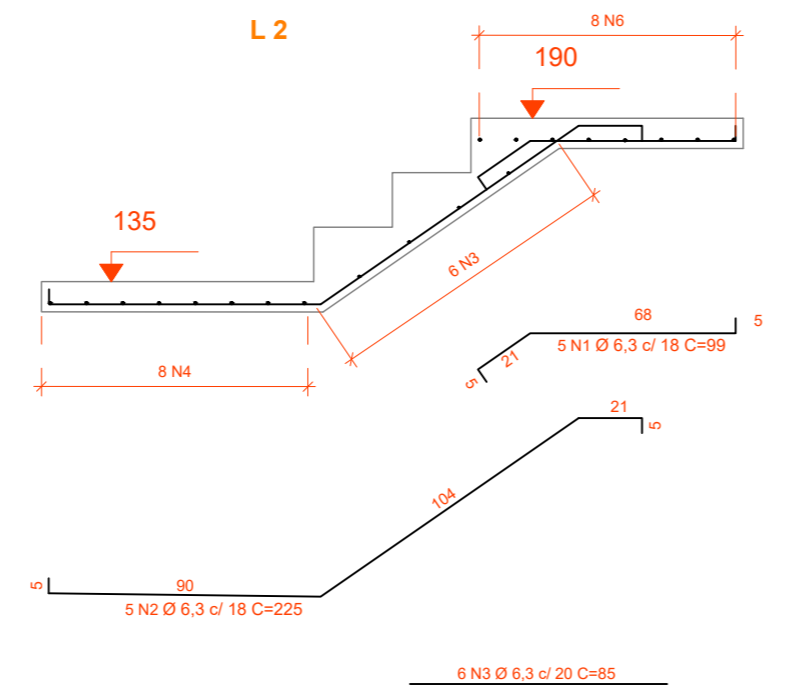
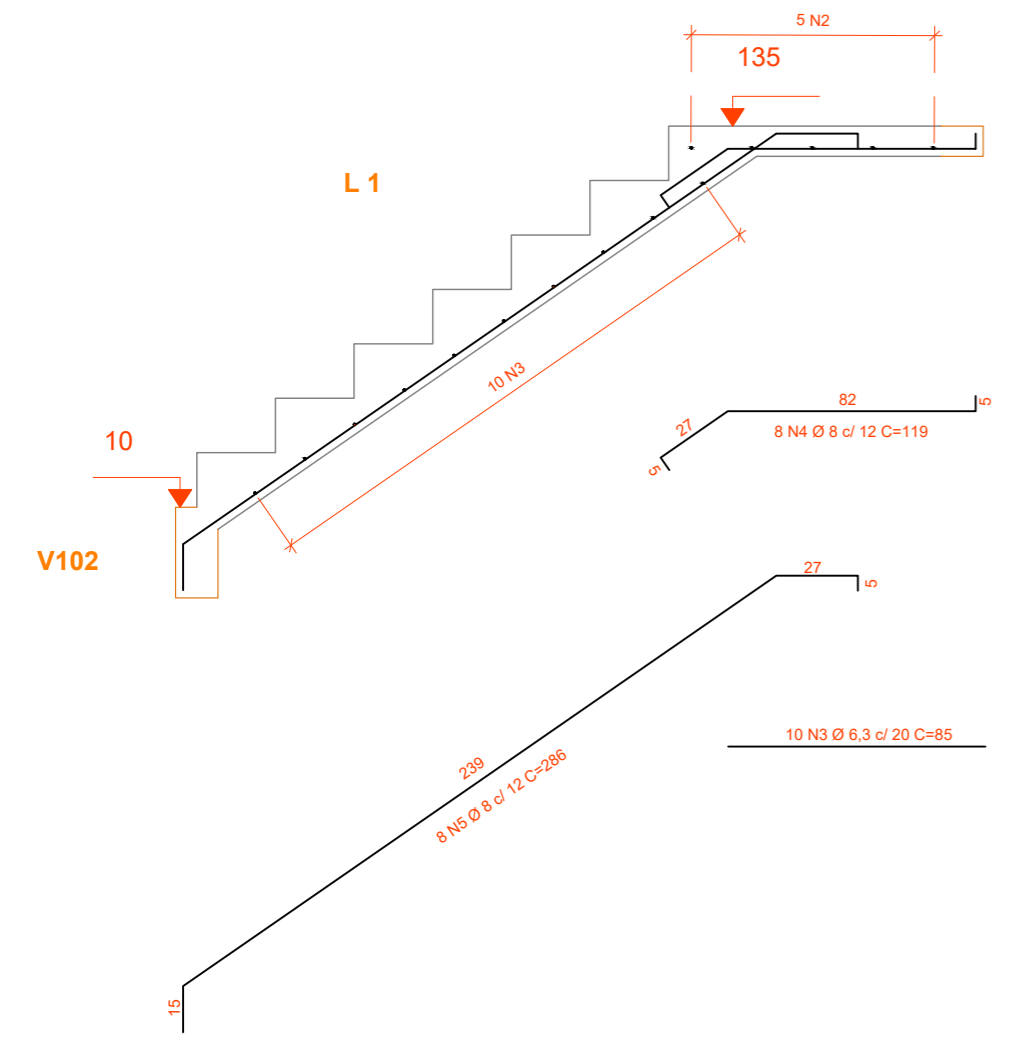
PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: 2/2
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Branco de Oliveira	Escalas: 1:50
Planta de armaduras segundo pavimento – negativas		

APÊNDICE C – PLANTA DE FORMAS DA ESCADA

APÊNDICE D – PLANTA DE ARMADURAS DA ESCADA

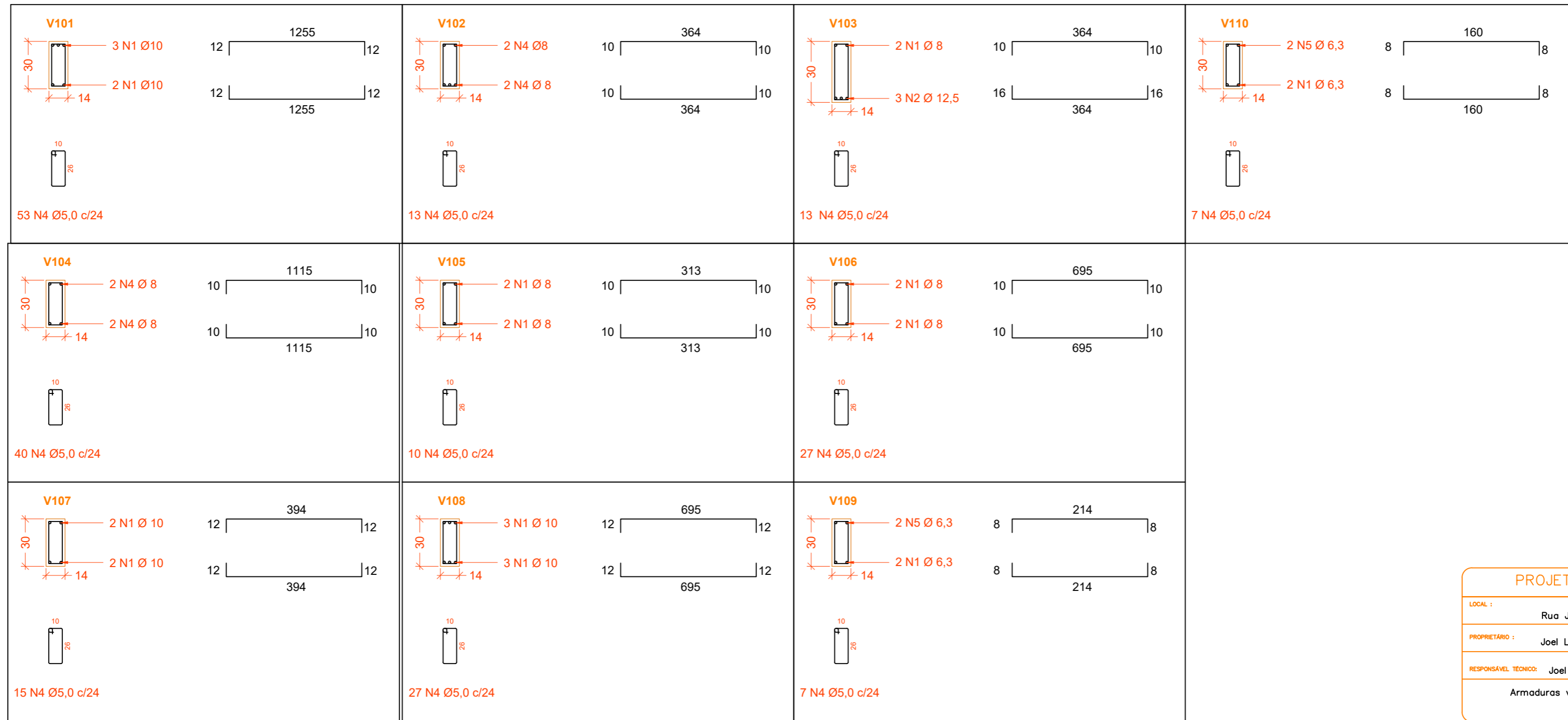


PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: 1/2
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Blanco de Oliveira	Escalas: 1:50
Projeto escada – formas		

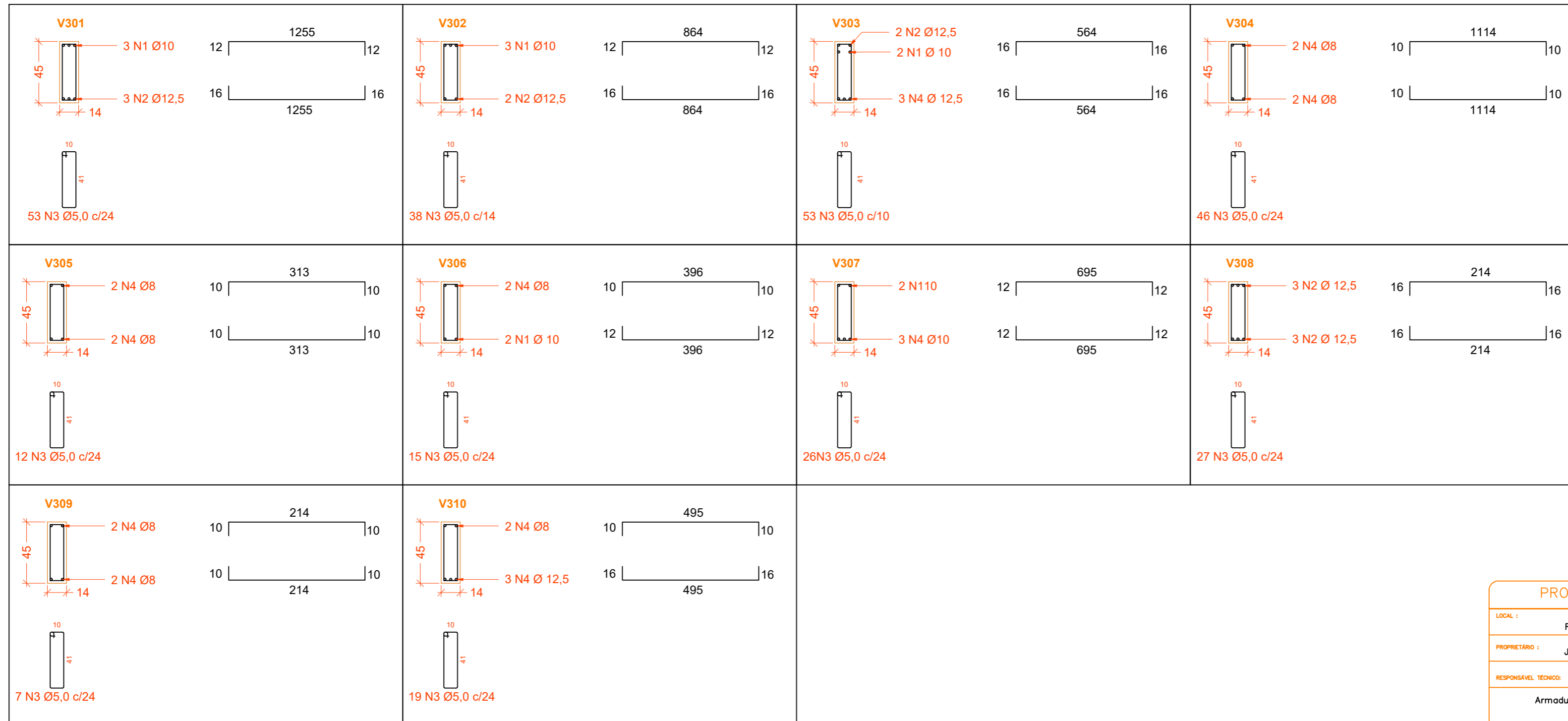


PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: 2/2
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Blanco de Oliveira	Escalas: 1:25
Projeto escadas – armaduras		

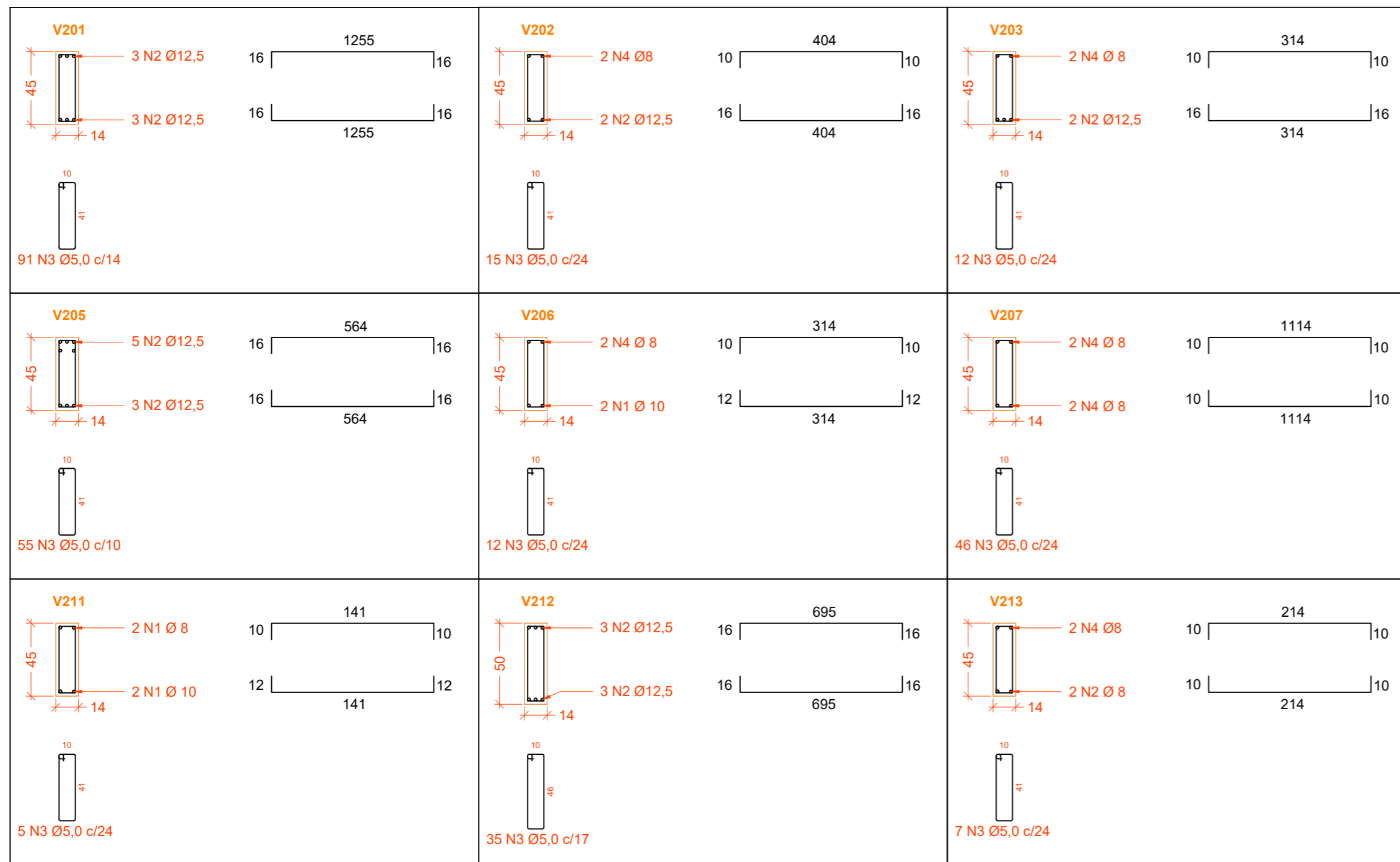
APÊNDICE E – PLANTA DE ARMADURAS DAS VIGAS



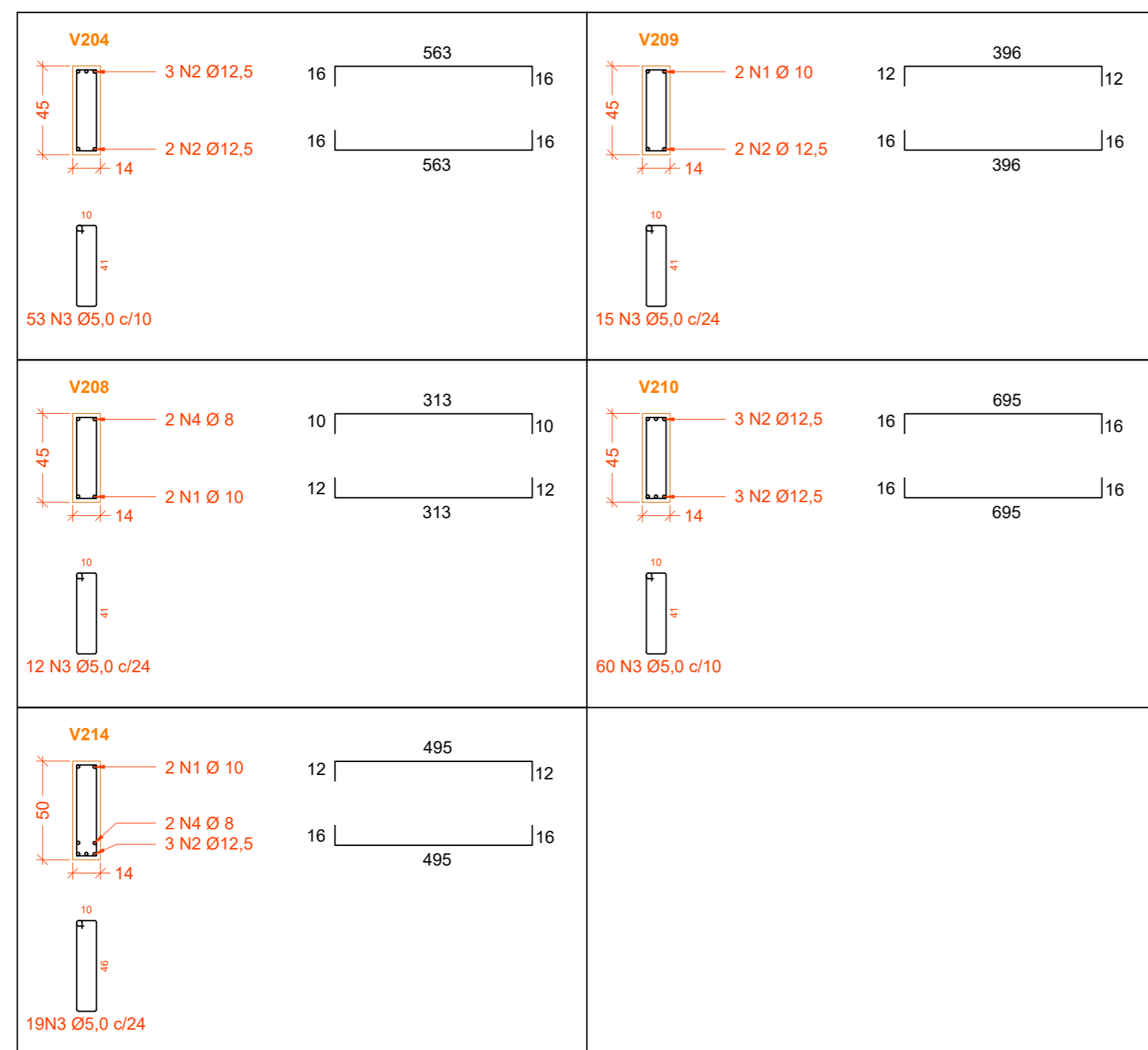
PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: Única
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Branco de Oliveira	Escalas: 1:25
Armaduras vigas primeiro pavimento		



PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: Única
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Branco de Oliveira	Escalas: 1:25
Armaduras vigas cobertura		

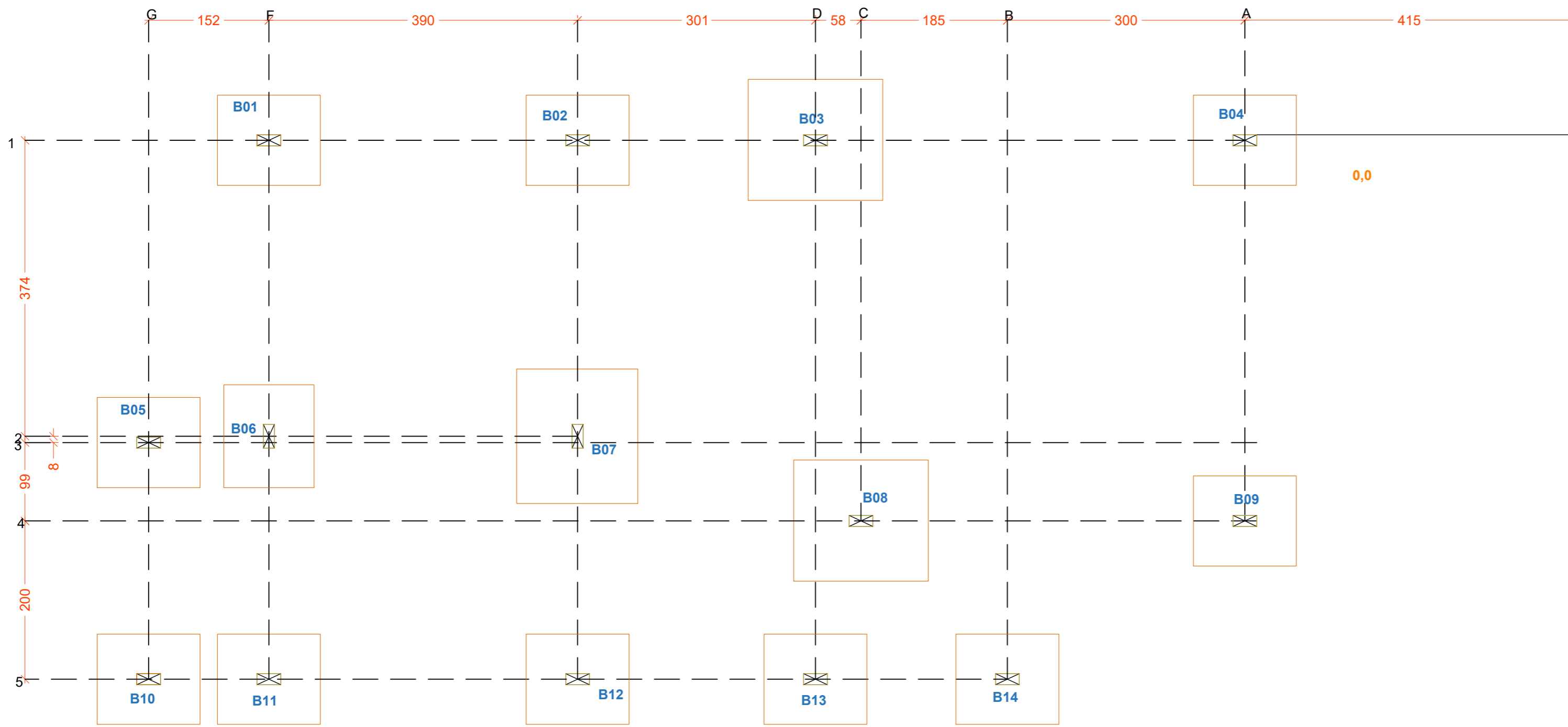


PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: 1/2
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Blanco de Oliveira	Escalas: 1:25
Armaduras vigas segundo pavimento		



PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: 2/2
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Blanco de Oliveira	Escalas: 1:25
Armadura vigas do segundo pavimento		

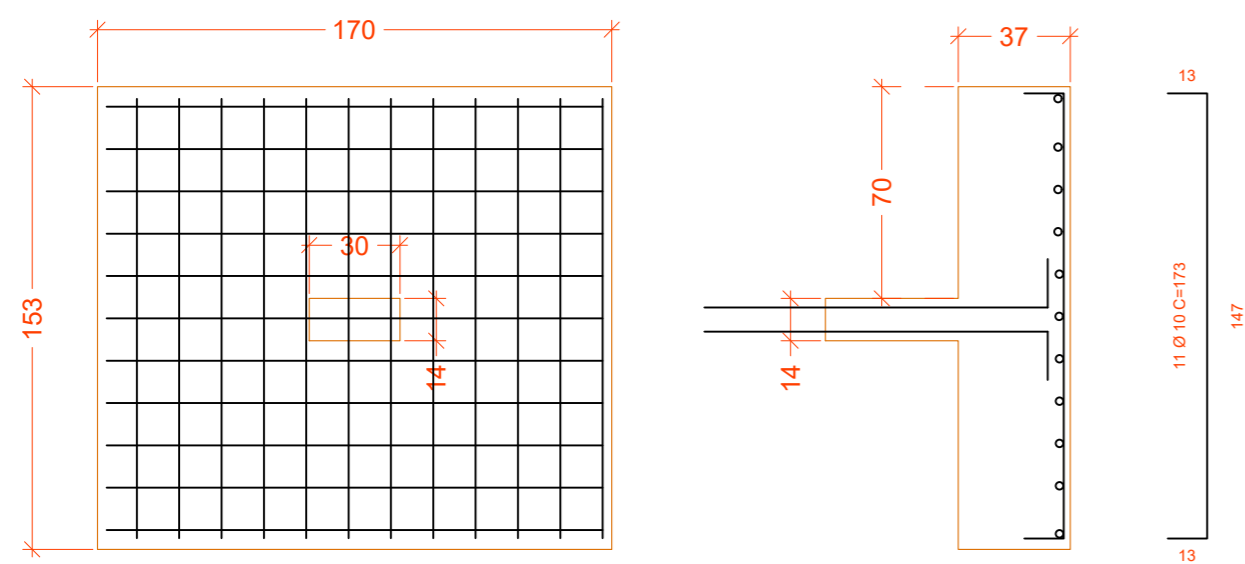
APÊNDICE F – PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES E SAPATAS



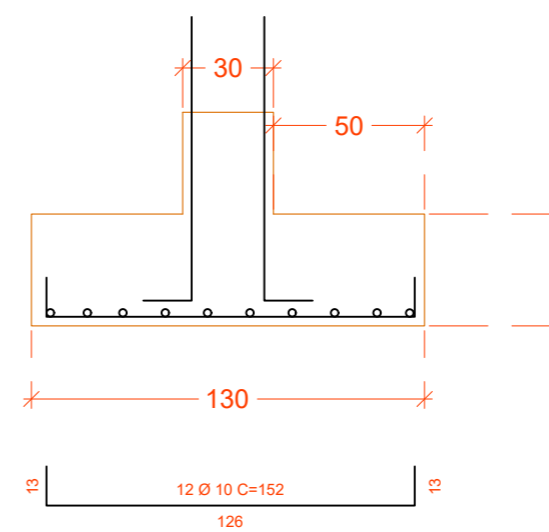
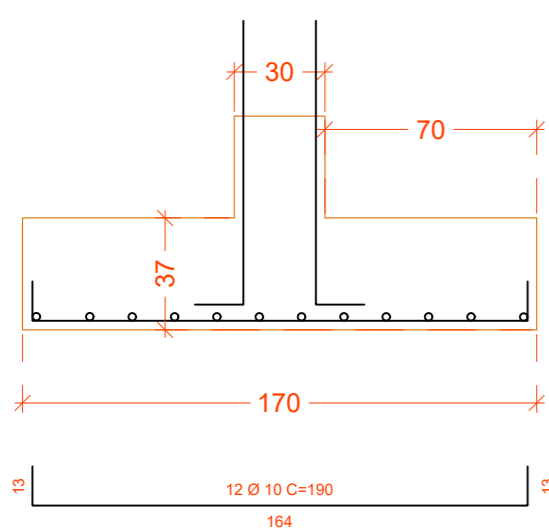
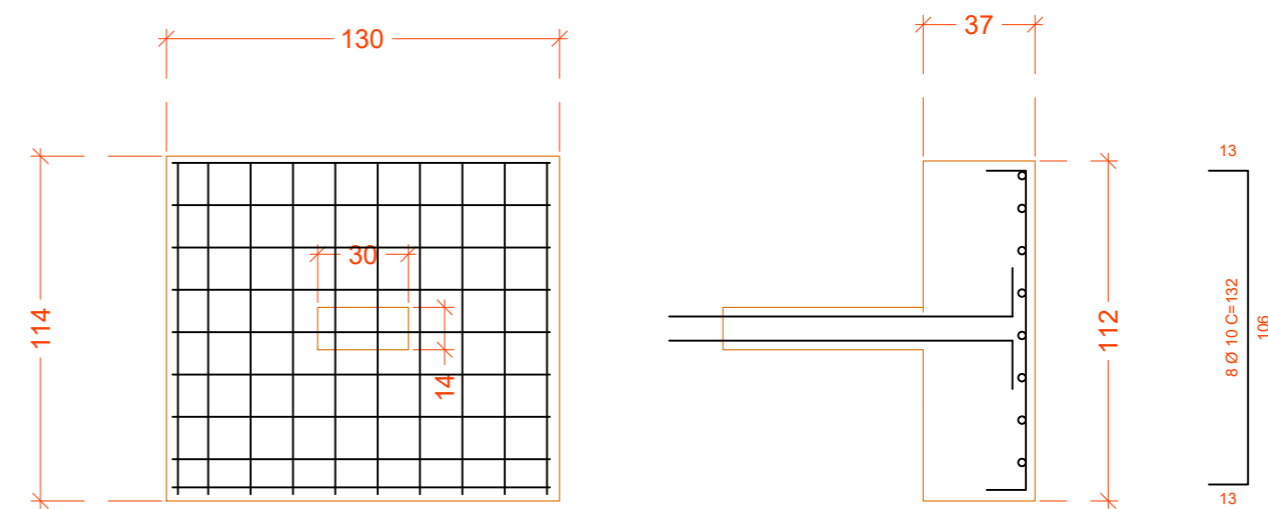
PASSAGEIO

PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: 1/2
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Branco de Oliveira	Escalas: 1:50
Planta de locação das sapatas		

B07 = B08

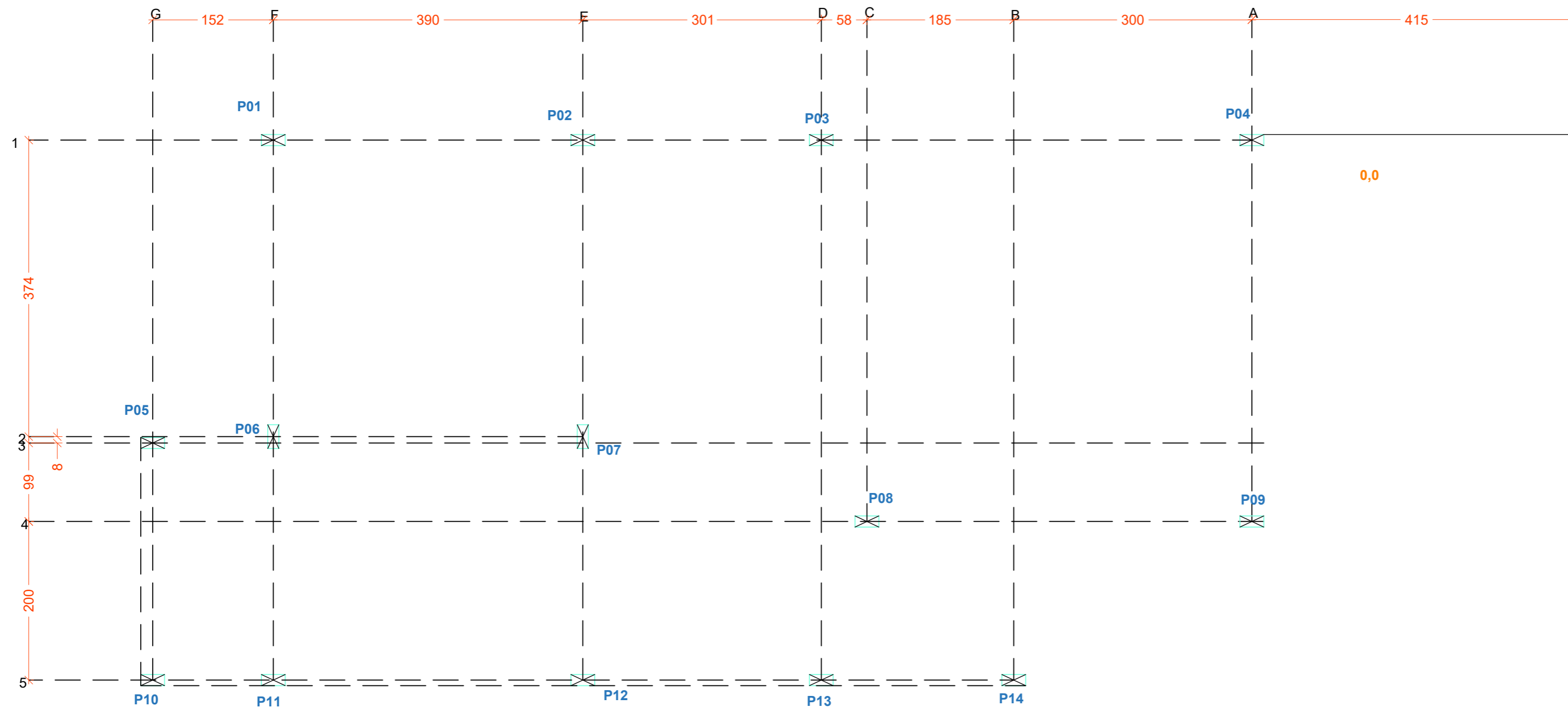


B01 = B02 = B03 = B04 =
B05 = B06 = B09 = B10 =
B11 = B12 = B13 = B14



PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: 2/2
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Branco de Oliveira	Escalas: 1:50
Planta de formas e armaduras das sapatas		

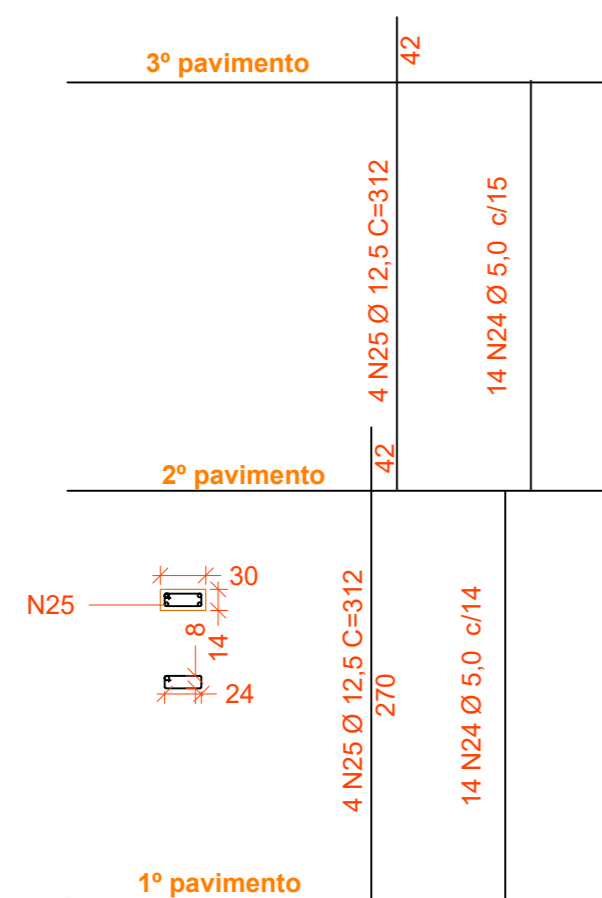
APÊNDICE G – PLANTA DE FORMAS E ARMADURAS DOS PILARES



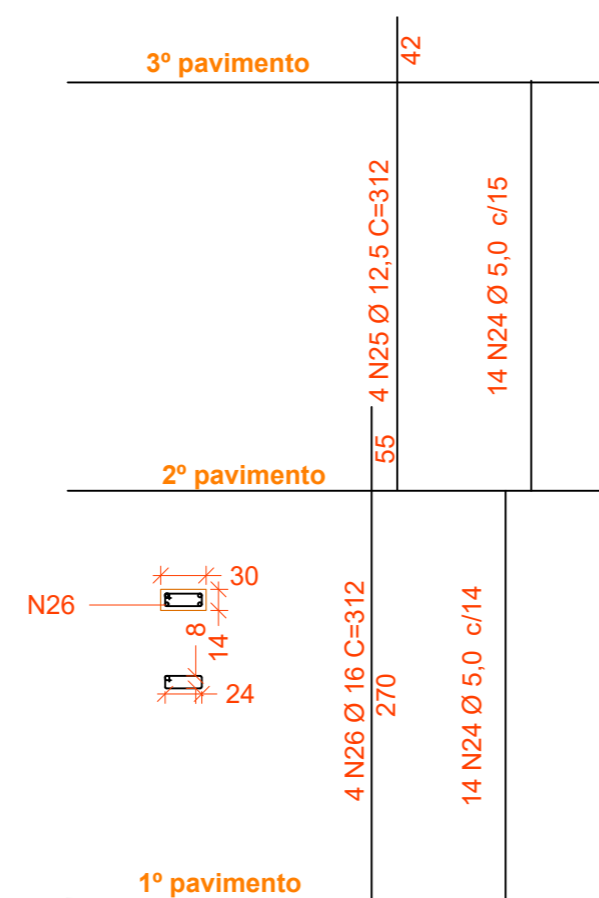
PASSAIO

PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: 1/2
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Blanco de Oliveira	Escalas: 1:50
Planta de locação dos pilares		

P01 = P02 = P03 = P04 = P05 = P06
= P07 = P09 = P10 = P11 = P12 =
P13 = P14



P08



PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO		
LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: 2/2
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Blanco de Oliveira	Escalas: 1:50
Planta de formas e armaduras dos pilares		

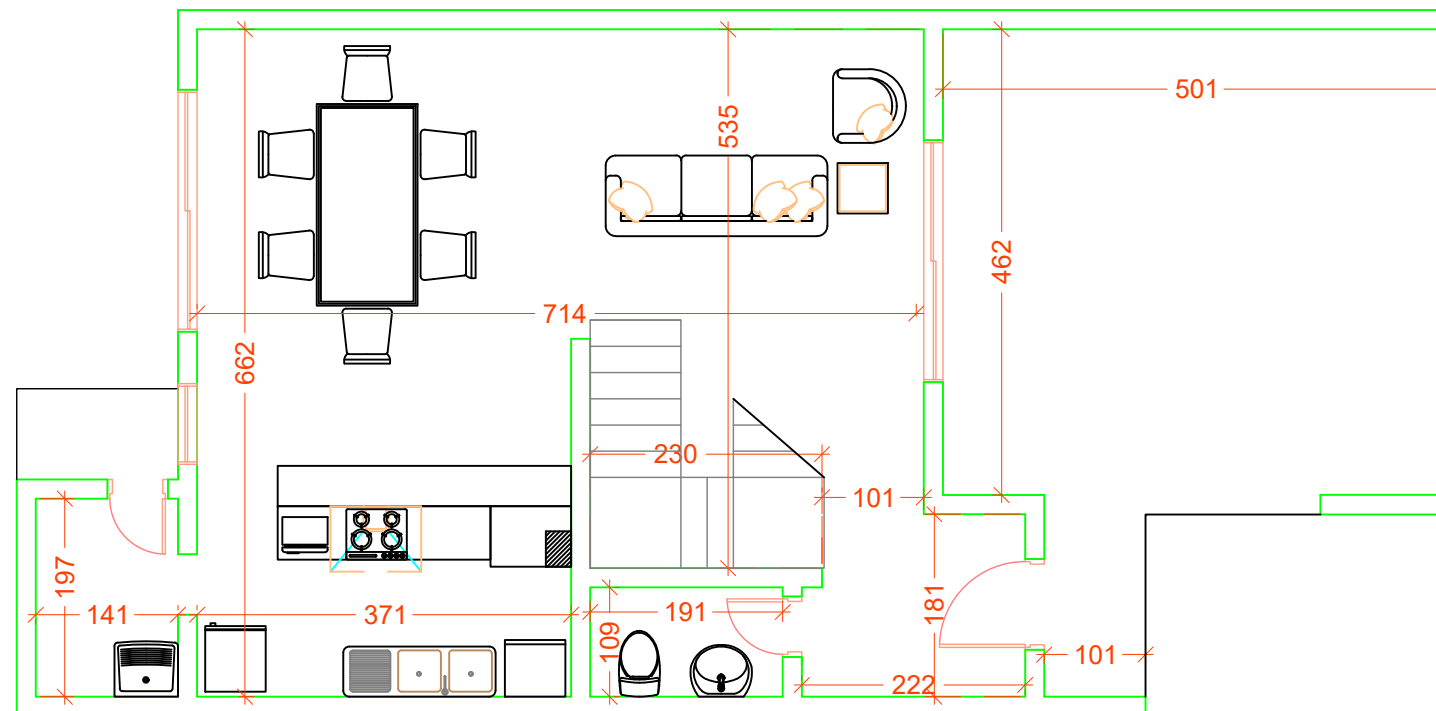
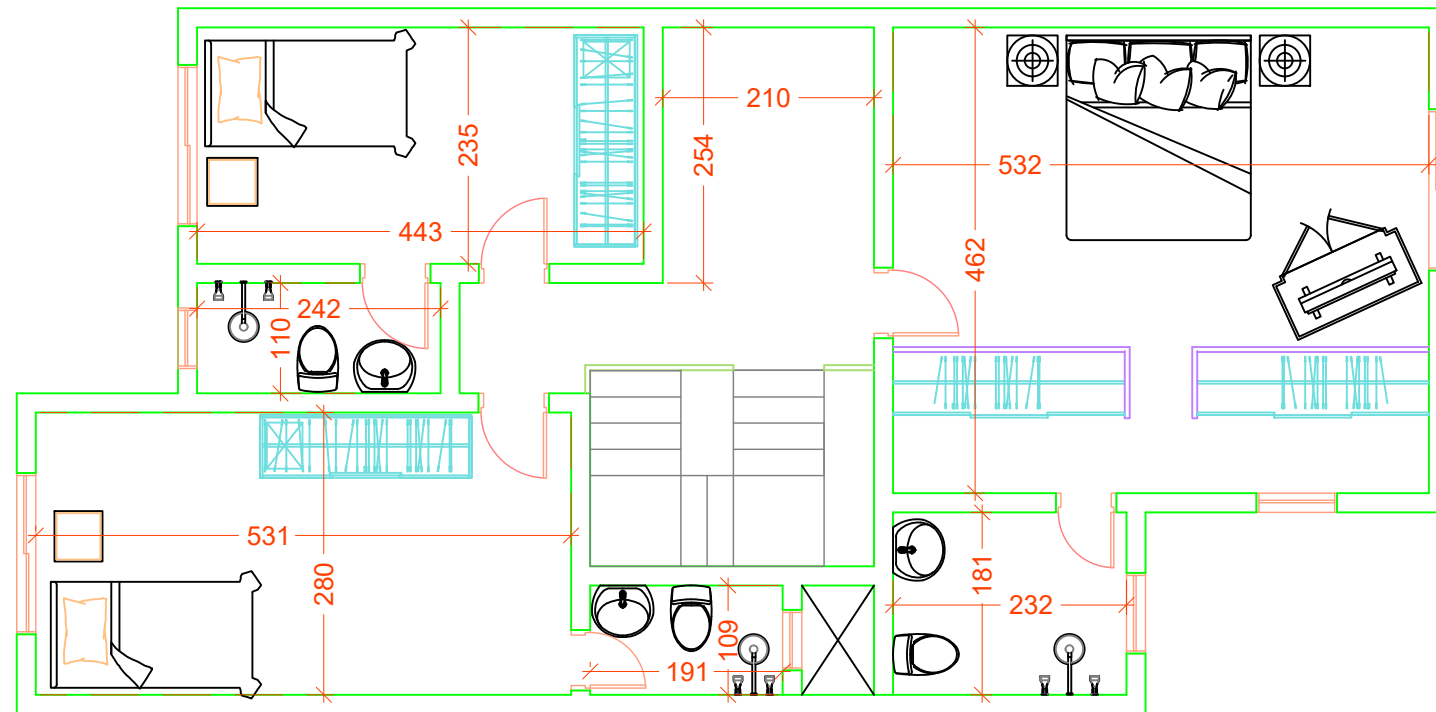
APÊNDICE G – MASCARAS DAS PLANILHAS UTILIZADAS

Dados:	Área de aço:	Dados da viga:	Camada dupla:	Estribos:	Ancoragem:	Ancoragem apoio ext.:
Aço fyk= 50 kN/cm ² fys= 1,15 Es= 26800 kN/cm ² fyd= 43,48 kN/cm ² esyd= 0,00162	Linha Neutra: x23= 12,06 cm x34= 31,8 cm	Seção Transversal b= 14 cm h= 50 cm d= 46,5 cm c= 2,5 cm	Armadura positiva: y1= 3,63 cm n1= 3,00 y2= 6,88 cm n2= 2,00 ycg= 4,93 cm d= 45,08 cm x= 5,83 cm As= 2,73 cm ² Ø1= 12,5 mm Ø2= 8 mm As,ef= 4,686725 cm ²	Área mínima: Vsd= 58,8 kN Vsdz= 331,5 kN Vsd sVraz Ok Vcs= 56,6 kN Vsv= 2,2 kN Asvsv= 0,1 cm ² /m Asvmin= 1,6 cm ² /m	Ancor. inf.: fbd(boa)= 3,26 MPa lb= 41,70 cm lb,nec,ganc= 20,94 cm lb,nec= 29,92 cm gancho= 15,89 cm	Ancor. inf.: Rst= 58,8 kN As,calc= 1,4 cm ² Ø= 12,5 mm As,ef= 2,5 cm ² lb= 41,7 cm lb,nec,ganc= 16,09 cm
Concreto fck= 3 kN/cm ² fc= 1,4 fcd= 2,143 kN/cm ² fctk= 2,027 kN/cm ²	Única camada: Armadura positiva: x= 5,63 cm dom.= Domínio 2 σyd= 43,47826 kN/cm ² As= 2,641 cm ² n= 10 As,ef= 3,681445 cm ²	Armadura positiva: x= 5,63 cm dom.= Domínio 2 σyd= 43,47826 kN/cm ² As= 2,641 cm ² n= 10 As,ef= 3,681445 cm ²	Bitola e espaçamento: Ø1= 5 mm As, [cm ²] 0,196344 cm ² s= 24 cm ²	Ancoragem Super.: fbd(ma)= 2,28 MPa lb= 47,66 cm lb,nec,ganc= 33,73 cm lb,nec= 48,19 cm	Ancor. sup.: Rst= 58,8 kN As,calc= 1,4 cm ² Ø= 10,0 mm As,ef= 1,6 cm ² lb= 47,7 cm lb,nec,ganc= 28,72 cm	
	Armadura negativa: x= 5,08 cm dom.= Domínio 2 σyd= 43,47826 kN/cm ² As= 2,382285 cm ² n= 3 As,ef= 2,356125 cm ²	Armadura negativa: y1= 3,50 cm n1= 3,00 y2= 6,50 cm n2= 2,00 ycg= 4,70 cm d= 45,30 cm x= 5,23 cm As= 2,48 cm ² Ø1= 10 mm Ø2= 10 mm As,ef= 3,926875 cm ²	Verif. abertura de fissuras: Ver. inf.: α= 1,5 l _{es} [cm ⁴] cm ⁴ y1 [cm] 25 cm M1 [kN.m] 17,73625 kN.m M2 [kN.m] 31,5723 kN.m Fissuração Estádio II l _c [cm ⁴] 145833,3 cm ⁴ l _{es} [cm ⁴] 65325,8 cm ⁴ l ₂ [cm ⁴] 47977,66 cm ⁴ x1 [cm] 12,96867 cm x2 [MPa] 165,3052 MPa w1 [mm] 0,09 mm w2 [mm] 0,12 mm A _{cr} [cm ²] 91 cm ² P _i 0,013	Ver. sup.: α= 1,5 l _{es} [cm ⁴] cm ⁴ y1 [cm] 25 cm M1 [kN.m] 17,73625 kN.m M2 [kN.m] 28,623 kN.m Fissuração Estádio II l _c [cm ⁴] 145833,3 cm ⁴ l _{es} [cm ⁴] 66805,32 cm ⁴ l ₂ [cm ⁴] 42132,25 cm ⁴ x1 [cm] 12,07581 cm x2 [MPa] 176,5972 MPa w1 [mm] 0,10 mm w2 [mm] 0,13 mm A _{cr} [cm ²] 91 cm ² P _i 0,013		

Dados:									
$\sigma_{adm} =$	0,2 MPa								
$N =$	350 kN								
$\gamma_c =$	1,4								
coef. $w_f =$	1,05								
$N_d =$	514,5 kN								
$f_{cb} =$	3,26 MPa								
Carac. do pilar:									
$a =$	30 cm								
$b =$	14 cm								
$\phi =$	12,5 mm								
$l_b =$	44,27 cm								
$l_{b,nec} =$	30,99 cm								
$l_{gancho} =$	15,89 cm								
Geom. da sapata:									
$S =$	2,57 m								
$A =$	1,69 m								
$B =$	1,53 m								
$c =$	0,69 m								
$h =$	0,46 m								
h para CEB	Okay								
h utilizado =	36,99 cm								
$d =$	33,99 cm								
Mom. Fletores CEB:									
$x_a =$	73,79 cm								
$x_b =$	71,39 cm								
$p =$	0,02 kN/cm ²								
$M_{I,A} =$	8309,52 kN cm								
$M_{I,B} =$	8593,37 kN cm								
Armadura:									
$A_{s,A} =$	9,26 cm ²								
$A_{s,B} =$	9,58 cm ²								
$A_{s,min,A} =$	9,35 cm ²								
$A_{s,min,B} =$	8,47 cm ²								
Verif. Cisalh.:									
$\tau_{sd} =$	1,64 MPa								
$\alpha_v =$	0,88								
$f_{Rd2} =$	5,09 MPa								
Crítério =	Okay								
Detalhamento:									
$\phi =$	10 mm								
$A_{\phi} =$	0,79 cm ²								
$n_x =$	11,91								
$s_x =$	14,16 cm								
$n_y =$	10,78								
$s_y =$	14,16 cm								
$l_{gancho} =$	12,71 cm								
$C_x =$	188,01 cm								
$C_y =$	172,01 cm								

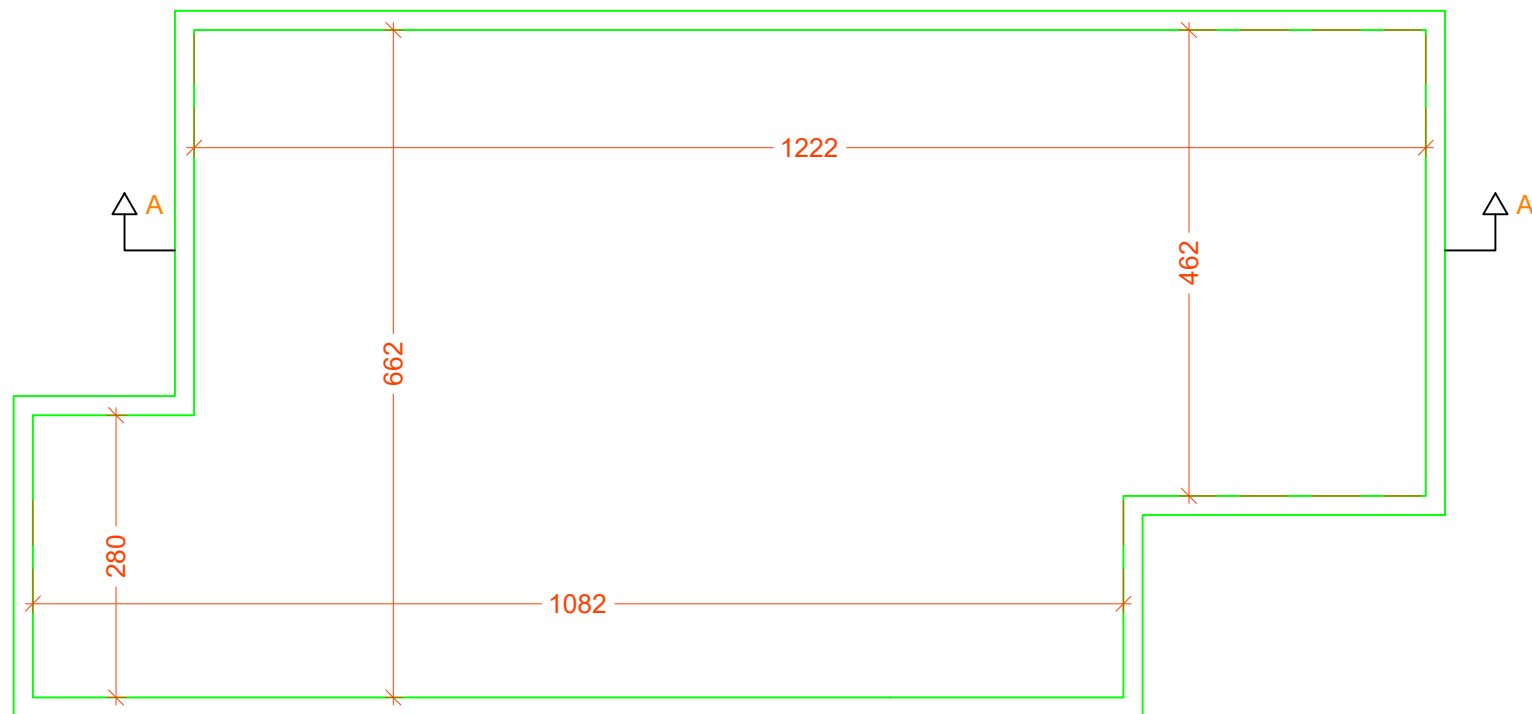
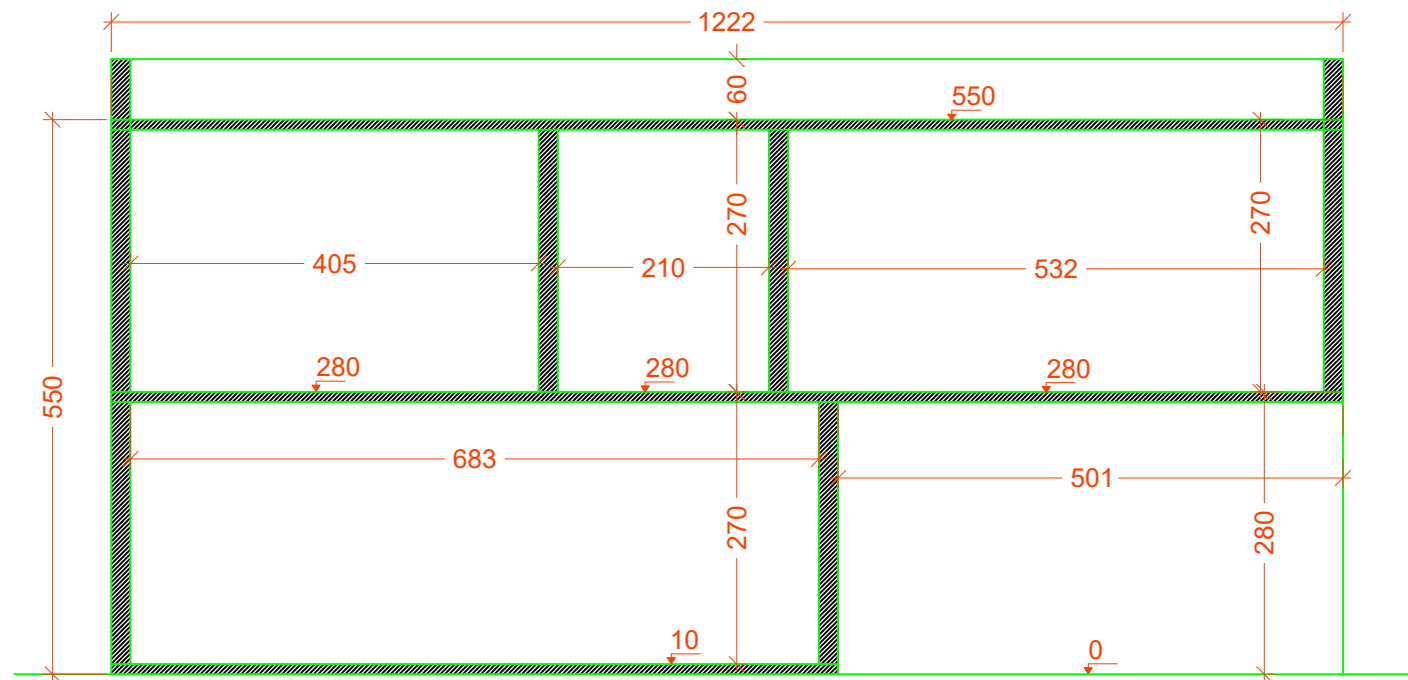
Dados do pilar:					
x=	30 cm				
y=	14 cm				
I=	270 cm				
γ=	1,25				
N=	136 kN				
M _{x, topo} =	5,6 kN.m				
M _{x, base} =	-2,9 kN.m				
M _{y, topo} =	4,4 kN.m				
M _{y, base} =	-2,2 kN.m				
N _n =	170 kN				
N _d =	238 kN				
Comp. Equivalente:					
l _{e,x} =	255 cm				
l _{e,y} =	239 cm				
Excen. 1ª ordem:					
e _{1,x} =	3,2941176 cm				
e _{1,y} =	2,5882353 cm				
Mom. Mínimo:					
M _{1d,x,min} =	5,712 kN.m				
M _{1d,y,min} =	4,5696 kN.m				
e _{1,x} =	2,4 cm				
e _{1,y} =	1,92 cm				
Índice de esbel:					
λ _x =	29,41				
λ _y =	59,07				
Dispensa anl. 2ª:					
x --->	Disp.				
y --->	Disp.				
α _{x,b} =	0,4				
α _{y,b} =	0,4				
λ _{1,x} =	65,93				
λ _{1,y} =	68,28				

ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO



PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO

LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: Única
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Blanco de Oliveira	Escalas: 1:25
Planta baixa		



PROJETO ESTRUTURAL DE CONCRETO ARMADO

LOCAL :	Rua Jean Vardamatos, 130	Número de peças: Única
PROPRIETÁRIO :	Joel Luis Guedes de Oliveira	Últimas revisões: 10/06/2018
RESPONSÁVEL TÉCNICO:	Joel Blanco de Oliveira	Escalas: 1:25
Planta baixa		

