

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
ALEXANDRE DEICHMANN

**PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO DE UMA
RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR DE DOIS PAVIMENTOS**

Florianópolis

2016

ALEXANDRE DEICHMANN

**PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO DE UMA
RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR DE DOIS PAVIMENTOS**

Trabalho de Conclusão apresentado ao Curso de Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil. Orientador: Prof. Narbal Ataliba Marcellino.

Florianópolis

2016

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

Deichmann, Alexandre

Projeto estrutural em concreto armado de uma residência
unifamiliar de dois pavimentos / Alexandre Deichmann ;
orientador, Narbal Ataliba Marcellino - Florianópolis, SC,
2016.

213 p.

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

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Concreto armado. 3. Projeto
estrutural. 4. Dimensionamento. I. Ataliba Marcellino,
Narbal. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

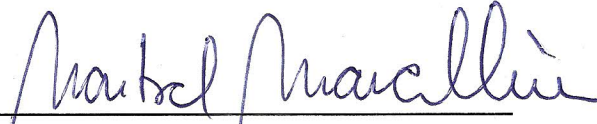
ALEXANDRE DEICHMANN

**PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO DE UMA RESIDÊNCIA
UNIFAMILIAR DE DOIS PAVIMENTOS**

Este Trabalho de Graduação foi julgado adequado para a obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pela Comissão Examinadora e pelo Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 05 de dezembro de 2016.

Banca Examinadora:



Prof. e Orientador Narbal Ataliba Marcellino
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Ivo José Padaratz
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. João Carlos Souza
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

À minha mãe Silvia, da qual tenho muito orgulho, e ao meu pai Guido, por ter me ensinado valores que levarei comigo para sempre. Pelo amor e carinho que tenho aos dois.

Ao meu irmão Henrique, pelo exemplo de pessoa que é e na qual me espelho. Pelo respeito e confiança que sempre tivemos um pelo outro.

Ao meu padrasto Valdir, pelo apoio incessante.

À minha namorada Maria Eduarda, pela paciência e pelo companheirismo, e por nunca me deixar desacreditar que todo esforço seria compensado.

Aos meus professores do ensino básico e fundamental do Colégio Cônsul Carlos Renaux, pelos quais tenho enorme gratidão por tudo que me ensinaram.

Aos meus amigos de infância e de curso, pela amizade verdadeira.

Aos meus professores de curso, pelos conhecimentos compartilhados, pelos elogios e críticas, e por nos mostrar a verdadeira importância da Engenharia Civil.

Ao professor Narbal, por ter me orientado com paciência e extrema atenção, e com quem pude aprender muito durante a confecção deste trabalho e nas matérias ministradas durante a graduação.

RESUMO

O presente trabalho trata do dimensionamento estrutural em concreto armado de uma residência unifamiliar de dois pavimentos por meio de critérios normativos abordados, principalmente, na norma NBR 6118:2014. São apresentadas, primeiramente, as características arquitetônicas da edificação e a sua localização, a fim de definir os parâmetros iniciais de projeto, como carregamentos e classificação de agressividade ambiental. Em seguida, é realizado o pré-dimensionamento de lajes, vigas e pilares de acordo com critérios usuais de projetos em concreto armado. Esses elementos são dimensionados no Estado Limite Último (ELU) e verificados quanto ao Estado Limite de Serviço (ELS). Os cálculos foram realizados por meio de tabelas confeccionadas pelo autor e por meio de conferências manuais, como também por meio de auxílio do *software* Ftool. Por fim, é realizado o detalhamento das armaduras obtidas de todos os elementos estruturais.

Palavras-chave: concreto armado, projeto estrutural, dimensionamento.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Domínios de deformação	32
Figura 2 - Vão efetivo	37
Figura 3 - Carregamento de parede na direção do maior vão da laje unidirecional	40
Figura 4 - Carregamento de parede na direção do menor vão da laje unidirecional	41
Figura 5 - Compatibilização dos momentos fletores.....	43
Figura 6 - Posição das lajes de estudo na planta de forma do pavimento Superior	53
Figura 7 - Vinculações da laje L2	55
Figura 8 - Vinculações da laje L5	55
Figura 9 - Momentos fletores característicos do pavimento Superior não compatibilizados (kN.m).....	62
Figura 10 - Momentos fletores de cálculo do pavimento Superior compatibilizados (kN.m).....	65
Figura 11 - Detalhamento da armadura positiva das lajes do pavimento Superior	73
Figura 12 - Detalhamento da armadura negativa das continuidades das lajes do pavimento Superior	75
Figura 13 - Reações das lajes nas vigas do pavimento Superior.....	77
Figura 14 - Diagrama de momentos fletores característicos da escada (kN.m)..	81
Figura 15 - Diagrama de cortantes característicos da escada (kN)	82
Figura 16 - Detalhamento correto da escada a fim de evitar efeito de empuxo ao vazio.....	86
Figura 17 - Armadura positiva do patamar	87

Figura 18 - Detalhe da armadura de bordo livre do patamar da escada	87
Figura 19 - Armaduras do lance superior.....	88
Figura 20 - Armaduras do lance inferior.....	88
Figura 21 - Indicação da viga V3 na forma do pavimento Superior	98
Figura 22 - Obtenção da reação da viga V10 na viga V3	102
Figura 23 - Obtenção da reação da viga V13 na viga V3	102
Figura 24 - Carregamentos distribuídos totais característicos ao longo da viga V3	103
Figura 25 - Diagrama de momentos fletores de característicos da viga V3 (kN.m)	103
Figura 26 - Diagrama de cortantes característicos da viga V3 (kN).....	104
Figura 27 - Carregamentos distribuídos totais característicos ao longo da viga V3 de seção 12 x 45 cm.....	115
Figura 28 - Diagrama de momentos fletores característicos da viga V3 de seção 12 x 45 cm (kN.m).....	115
Figura 29 - Diagrama de cortantes característicos da viga V3 de seção 12 x 45 cm (kN)	115
Figura 30 - Diagrama de carregamentos obtidos por combinação frequente da viga V3 de seção 12 x 45 cm.....	129
Figura 31 - Diagrama de momentos fletores obtidos por combinação frequente da viga V3 de seção 12 x 45 cm (kN.m)	130
Figura 32 - Diagrama de carregamentos obtidos por combinação quase- permanente da viga V3 de seção 12 x 45 cm	132
Figura 33 - Diagrama de momentos fletores obtidos por combinação quase- permanente da viga V3 de seção 12 x 45 cm (kN.m)	133
Figura 34 - Deslocamentos na viga V3.....	137

Figura 35 - Detalhamento final da viga V3 do pavimento Superior	143
Figura 36 - Obtenção do comprimento equivalente de flambagem	145
Figura 37 - Representação do pilar P6 em planta	151
Figura 38 - Reação da viga V10 no pilar P6.....	152
Figura 39 - Detalhamento do pilar P6 do pavimento Superior.....	159
Figura 40 - Representação do pilar P1 em planta	160
Figura 41 - Reação da viga V1 no pilar P1.....	160
Figura 42 - Reação da viga V9 no pilar P1.....	161
Figura 43 - Detalhamento do pilar P1 do pavimento Superior.....	168
Figura 44 - Dimensões de uma sapata	170
Figura 45 - Detalhamento da sapata S10 em planta	176
Figura 46 - Detalhamento da sapata S10 em corte.....	176

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Carregamentos atuantes nas lajes de acordo com a NBR 6120:1980	39
Tabela 2 - Carregamentos permanentes atuantes nas lajes (kN/m ²)	55
Tabela 3 - Resumo dos carregamentos das lajes (kN/m ²)	56
Tabela 4 - Verificação das flechas nas lajes	61
Tabela 5 - Carregamento total atuante no pilar P6	152
Tabela 6 - Esforços totais apresentados no pilar P1	161
Tabela 7 - Pré-dimensionamento das lajes	181
Tabela 8 – Carregamentos nas lajes	181
Tabela 9 – Combinações de carregamento das lajes	181
Tabela 10 - Momentos de serviço	182
Tabela 11 – Momentos de fissuração	182
Tabela 12 - Verificação das lajes quanto ao Estado Limite de Serviço	182
Tabela 13 - Momentos fletores característicos (lajes bidirecionais)	182
Tabela 14 - Momentos fletores característicos (lajes unidirecionais)	183
Tabela 15 - Compatibilização dos momentos fletores negativos	183
Tabela 16 - Dimensionamento das armaduras positivas das lajes	183
Tabela 17 - Dimensionamento das armaduras negativas de continuidade	184
Tabela 18 - Detalhamento das armaduras positivas das lajes	184
Tabela 19 - Detalhamento das armaduras negativas de continuidade	184
Tabela 20 - Reações nas vigas (lajes bidirecionais)	185
Tabela 21 - Reações nas vigas (lajes unidirecionais)	185
Tabela 22 - Verificação ao esforço cortante	185

Tabela 23 - Reações nos apoios das lajes	187
Tabela 24 - Combinações das reações das lajes	187
Tabela 25 - Carregamento nas vigas.....	188
Tabela 26 - Combinações de carregamentos das vigas	189
Tabela 27 - Dimensionamento da armadura positiva das vigas	190
Tabela 28 - Detalhamento da armadura positiva das vigas	190
Tabela 29 - Dimensionamento da armadura negativa das vigas	191
Tabela 30 - Detalhamento da armadura negativa das vigas.....	192
Tabela 31 - Dimensionamento da armadura de estribo	193
Tabela 32 - Detalhamento das armaduras de estribo	194
Tabela 33 - Verificação das vigas quanto ao ELS-QP	194
Tabela 34 - Verificação das vigas quanto ao ELS-F	195
Tabela 35 - Momentos atuantes	197
Tabela 36 - Verificação quanto à esbeltez.....	197
Tabela 37 - Momentos de segunda ordem	198
Tabela 38 - Parâmetros para cálculo da armadura longitudinal.....	198
Tabela 39 - Dimensionamento da armadura longitudinal.....	199
Tabela 40 - Dimensões das sapatas.....	201
Tabela 41 - Armadura na direção x.....	201
Tabela 42 - Armadura na direção y.....	202
Tabela 43 - Verificação ao esforço cortante	202

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	Objetivo principal	27
1.2	Objetivos secundários	27
2	ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO	29
2.1	Conceitos fundamentais	29
2.2	Vantagens e desvantagens do uso de concreto armado	30
2.3	Requisitos de qualidade de estruturas e projetos em concreto armado	30
2.4	Estado Limite Último e de Serviço	31
2.5	Domínios de deformação	31
2.5.1	Resistência característica	32
2.5.2	Resistência de cálculo	33
3	PROJETO ESTRUTURAL	33
3.1	Caracterização do projeto arquitetônico	33
3.2	Classe de agressividade, cobrimento e resistência do concreto	34
3.3	Lançamento inicial da estrutura	35
3.3.1	Pilares	35
3.3.2	Vigas	36
3.3.3	Lajes	36
3.3.4	Escada	36
3.4	Dimensionamento e detalhamento das lajes	36
3.4.1	Vãos efetivos	37
3.4.2	Tipos de lajes de acordo com a direção da armação	37

3.4.3	Vinculação	38
3.4.4	Carregamentos	39
3.4.5	Momentos fletores	41
3.4.6	Verificação quanto ao Estado Limite de Serviço	44
3.4.7	Verificação ao cisalhamento.....	48
3.4.8	Reação de lajes em vigas.....	49
3.4.9	Dimensionamento das armaduras de flexão	49
3.4.10	Detalhamento das armaduras de flexão	51
3.5	Exemplos de cálculo de lajes – lajes L2 e L5.....	53
3.5.1	Pré-dimensionamento.....	54
3.5.2	Vãos efetivos	54
3.5.3	Classificação das lajes de acordo com a direção da armação	54
3.5.4	Vinculações	55
3.5.5	Carregamentos	55
3.5.6	Verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva.....	57
3.5.7	Momentos fletores	61
3.5.8	Dimensionamento da armadura de flexão positiva	65
3.5.9	Dimensionamento da armadura de flexão negativa	68
3.5.10	Detalhamento da armadura longitudinal positiva	71
3.5.11	Detalhamento da armadura longitudinal negativa	73
3.5.12	Reações das lajes nos apoios	76
3.5.13	Verificação das lajes ao esforço cortante	77
3.6	Dimensionamento e detalhamento de escadas	79
3.7	Exemplo de cálculo de escadas – escada E1	79

3.7.1	Carregamentos	79
3.7.2	Esforços	81
3.7.3	Dimensionamento da armadura longitudinal.....	82
3.7.4	Verificação quanto ao Estado Limite de Serviço	84
3.7.5	Verificação ao esforço de cortante.....	85
3.7.6	Empuxo ao vazio.....	86
3.7.7	Comprimento básico de ancoragem	86
3.7.8	Detalhamento final	87
3.8	Dimensionamento e detalhamento de vigas.....	89
3.8.1	Vãos efetivos.....	89
3.8.2	Pré-dimensionamento	89
3.8.3	Carregamentos	89
3.8.4	Momentos fletores.....	91
3.8.5	Dimensionamento das armaduras de flexão	91
3.8.6	Dimensionamento da armadura de cisalhamento	92
3.8.7	Verificação quanto ao Estado Limite de Serviço	94
3.8.8	Detalhamento da armadura longitudinal	94
3.9	Exemplo de cálculo de vigas - viga V3.....	98
3.9.1	Vãos efetivos.....	98
3.9.2	Pré-dimensionamento	99
3.9.3	Carregamentos	100
3.9.4	Reações das vigas.....	101
3.9.5	Determinação dos esforços solicitantes de cálculo no ELU	102

3.9.6	Dimensionamento da armadura longitudinal positiva	104
3.9.7	Vãos efetivos	111
3.9.8	Carregamentos	112
3.9.9	Reações das vigas	114
3.9.10	Determinação dos esforços solicitantes de cálculo no ELU	114
3.9.11	Dimensionamento da armadura longitudinal positiva	116
3.9.12	Dimensionamento da armadura longitudinal negativa	120
3.9.13	Dimensionamento da armadura transversal	125
3.9.14	Limite de abertura de fissuras	129
3.9.15	Limite de deformação	132
3.9.16	Comprimento de decalagem do diagrama de momentos fletores	138
3.9.17	Armadura em apoio intermediário – pilar P10	139
3.9.18	Armadura em apoio de extremidade – pilar P9	139
3.9.19	Armadura em apoio de extremidade – viga V12.....	141
3.9.20	Escalonamento das armaduras	142
3.9.21	Detalhamento final.....	142
3.10	Dimensionamento e detalhamento de pilares	143
3.10.1	Classificação	143
3.10.2	Dimensões limites	144
3.10.3	Esforços solicitantes de primeira ordem.....	144
3.10.4	Comprimento equivalente de flambagem	145
3.10.5	Índice de esbeltez.....	146
3.10.6	Índice de esbeltez limite	146
3.10.7	Classificação quanto ao índice de esbeltez.....	147

3.10.8	Excentricidade de primeira ordem.....	148
3.10.9	Momento mínimo de cálculo	148
3.10.10	Determinação dos efeitos locais de segunda ordem.....	149
3.10.11	Dimensionamento da armadura longitudinal.....	149
3.10.12	Armadura longitudinal mínima.....	150
3.10.13	Armadura longitudinal máxima.....	150
3.10.14	Espaçamento da armadura longitudinal.....	150
3.11	Exemplos de cálculo de pilares – pilar P6	151
3.11.1	Carregamentos	151
3.11.2	Momento inicial	152
3.11.3	Esforços solicitantes	153
3.11.4	Momentos fletores mínimos	153
3.11.5	Esforços de cálculo de primeira ordem	153
3.11.6	Comprimento equivalente de flambagem.....	153
3.11.7	Esforços de cálculo de segunda ordem	155
3.11.8	Situações de cálculo	156
3.11.9	Dimensionamento da armadura longitudinal.....	156
3.11.10	Detalhamento da armadura longitudinal	157
3.11.11	Armadura longitudinal máxima.....	158
3.11.12	Quantidade de barras	158
3.11.13	Espaçamento da armadura longitudinal.....	158
3.11.14	Comprimento da emenda de traspasse	158
3.11.15	Detalhamento da armadura transversal	159

3.11.16	Detalhamento final do pilar P6.....	159
3.12	Exemplos de cálculo de pilares - pilar P1	160
3.12.1	Carregamentos.....	160
3.12.2	Momento inicial.....	161
3.12.3	Esforços solicitantes.....	161
3.12.4	Momentos fletores mínimos.....	162
3.12.5	Esforços de cálculo de primeira ordem.....	162
3.12.6	Comprimento equivalente de flambagem	162
3.12.7	Índice de esbeltez.....	162
3.12.8	Índice de esbeltez limite	163
3.12.9	Esforços de cálculo de segunda ordem.....	164
3.12.10	Situações de cálculo.....	165
3.12.11	Dimensionamento da armadura longitudinal	165
3.12.12	Detalhamento da armadura longitudinal.....	166
3.12.13	Armadura longitudinal máxima	166
3.12.14	Quantidade de barras	167
3.12.15	Espaçamento da armadura longitudinal	167
3.12.16	Comprimento da emenda de traspasse.....	167
3.12.17	Detalhamento da armadura transversal.....	167
3.12.18	Detalhamento final do pilar P1.....	168
3.13	Dimensionamento e detalhamento de sapatas.....	168
3.13.1	Dimensões.....	169
3.13.2	Esforços.....	170
3.13.3	Momento mínimo de cálculo.....	170

3.13.4	Verificação ao esforço de cortante.....	171
3.14	Exemplo de cálculo de sapatas – sapata S10.....	171
3.14.1	Dimensões	171
3.14.2	Esforços	172
3.14.3	Momentos mínimos.....	172
3.14.4	Dimensionamento e detalhamento da armadura longitudinal	173
3.14.5	Verificação do esforço de cortante.....	175
3.14.6	Detalhamento final da sapata S10	176
4	CONCLUSÃO	177
4.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	177
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	179
	APÊNDICES.....	181
	Apêndice A – Tabelas de lajes do pavimento Superior.....	181
	Apêndice B – Tabelas de vigas do pavimento Superior.....	187
	Apêndice C – Tabelas dos pilares do pavimento Superior.....	197
	Apêndice D – Tabelas de sapatas	201
	Apêndice E – Projetos arquitetônico e estrutural	203

1 INTRODUÇÃO

O campo de engenharia de estruturas é uma das atribuições do engenheiro civil. É parte integrante e primordial desse ramo o conhecimento do comportamento das estruturas, como análise dos esforços, análise de deformações e interpretação de resultados. A partir dessas três características, pode-se obter proveito desse conhecimento para projetar uma edificação que possibilite o racionamento de recursos materiais e financeiros, obedeça aos critérios normativos, satisfaça critérios de segurança e seja durável.

Nesse trabalho é desenvolvido o projeto estrutural de uma edificação em concreto armado moldado *in loco*. Com o decorrer do semestre, foi escolhido um projeto arquitetônico, lançados e dimensionados os elementos e verificados quanto ao Estado Limite de Serviço.

1.1 Objetivo principal

Realizar um projeto estrutural de uma residência que se alinhe ao projeto arquitetônico e obedeça aos critérios normativos de cálculo, de forma a obter uma estrutura durável, segura, confortável e viável economicamente.

1.2 Objetivos secundários

- Analisar o comportamento estrutural da edificação e identificar regiões críticas de projeto;
- Aplicar medidas para suavizar os esforços nos elementos;
- Obter soluções possíveis aos elementos estruturais que apresentarem inconformidades de dimensionamento.

2 ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

2.1 Conceitos fundamentais

O material concreto é constituído por cimento, agregados miúdos, agregados graúdos e água. Por meio de ensaios de corpo de prova é possível verificar que o concreto possui boa resistência à compressão. Em contrapartida, a capacidade desse material de resistir à tração é menor, bem como se deforma pouca até atingir sua ruptura. Admite-se, para efeito de comparação, que o concreto possui resistência à tração da ordem de um décimo da resistência à compressão. Dessa forma, a utilização de concreto “puro” – sem armadura – em elementos estruturais não é adequada, visto que esses elementos estão sujeitos, muitas vezes, à tração.

O conceito de concreto armado surge, então, para incorporar ao concreto o elemento aço, que possui boa resistência à tração e é mais deformável que o concreto. Os dois elementos devem, dessa forma, comportar-se como um elemento único, quando satisfeitas às condições de boa aderência entre os dois materiais, que são facilitadas pelo fato de ambos os materiais possuírem coeficientes de dilatação térmica muito próximos (em torno de $1,0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ para o concreto e $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ para o aço).

A armadura utilizada em estruturas de concreto armado convencionais é chamada de armadura passiva: o comportamento estrutural das barras se torna visível quando o concreto começa a se deformar. As armaduras ativas, todavia, possuem comportamento contrário: a protensão dessas armaduras induz a compressão do concreto antes mesmo de se deformar (concreto protendido).

A durabilidade de estruturas de concreto armado é garantida também por conta da consideração de uma camada de recobrimento de concreto na armadura. Essa camada protege o aço contra altas temperaturas, oxidação, ataques químicos e impactos físicos. Para possibilitar essas condições favoráveis à estrutura, é necessário obter um concreto adequadamente dosado e vibrado e sem fissuras com aberturas excessivas.

2.2 Vantagens e desvantagens do uso de concreto armado

A utilização de concreto armado como matéria-prima de elementos estruturais tem vantagens e desvantagens. Como características boas, podem ser citados os seguintes aspectos:

- a) O concreto fresco possui boa trabalhabilidade, ou seja, como Carvalho e Figueiredo (2014, p. 27) destacam, é fácil de ser adensado e pode ser conformado a vários formatos de formas, o que permite maior arrojo arquitetônico;
- b) Observa-se, em muitas ocasiões, quando comparados, a vantagem econômica em se utilizar o concreto a outros materiais;
- c) A utilização de concreto armado permite a obtenção de uma estrutura monolítica, por conta de suas ligações rígidas e seu alto grau de hiperasticidade;
- d) Possui boa resistência a choques, efeitos térmicos, efeitos atmosféricos e ao fogo.

Em contrapartida, são observados também pontos desfavoráveis da utilização desse material. Como desvantagens de seu emprego, são explicitadas as seguintes características:

- a) O concreto armado possui peso específico alto - em torno de 25 kN/m^3 . Essa propriedade acarreta um considerável esforço solicitante aos elementos estruturais devido ao peso próprio dessas peças;
- b) As reformas e demolições são de difícil execução;
- c) O concreto armado possui baixo isolamento térmico e acústico;

2.3 Requisitos de qualidade de estruturas e projetos em concreto armado

Para que as estruturas de concreto armado tenham qualidade e durabilidade, a norma NBR 6118 (2014, p. 13) exige do projetista estrutural a obediência a critérios de qualidade. O item 5.1.2 da norma cita como classificação dos requisitos de qualidade da estrutura a sua capacidade resistente, seu desempenho em serviço e sua durabilidade.

Essas três características devem ser objetos de estudo e adotados como metas de um bom projeto de estruturas em concreto armado. O projeto, portanto, para ter qualidade na solução adotada, deve “considerar as condições arquitetônicas, funcionais, construtivas, estruturais e de integração com os demais projetos (elétrico, hidráulico, ar-condicionado e outros), explicitadas pelos responsáveis técnicos de cada especialidade, com a anuência do contratante” (NBR 6118, 2014, p. 13).

2.4 Estado Limite Último e de Serviço

Ao dimensionar uma estrutura, o projetista deve se assegurar de que ela irá obedecer a dois fundamentais critérios: de ruptura e de serviço. O primeiro critério é referente ao fato de que uma estrutura deve ser dimensionada para que não alcance, em hipótese alguma, a ruptura. Essa situação contra o colapso é relacionado ao Estado Limite Último (ELU).

O segundo critério se refere à característica de usabilidade da estrutura: a edificação deve oferecer também conforto a quem a utiliza, ou seja, deve satisfazer a “condições satisfatórias de comportamento sob a ação das cargas de utilização (cargas em serviço)”, segundo Pfeil (1985, p. 196). Essa condição da estrutura é relacionada ao Estado Limite de Serviço (ELS).

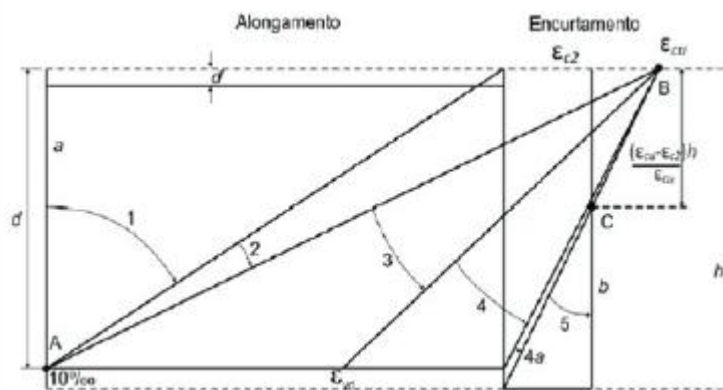
Assim, é estabelecido que o dimensionamento de todos os elementos estruturais de concreto armado deve ser realizado para a estrutura em Estado Limite Último, respeitada uma margem de segurança, que é garantida através da aplicação de coeficientes de segurança. Por meio dessa consideração, pode-se inferir que os materiais e suas características de resistência deverão ser aproveitados ao máximo. Ao evitar o superdimensionamento da estrutura e definir que as tensões atuantes nos elementos estruturais não devem ultrapassar o ELU, procura-se obter uma estrutura econômica e, sobretudo, segura.

2.5 Domínios de deformação

Os domínios indicados na Figura 1 são representações das deformações que podem ocorrer em uma peça de concreto armado do tipo viga, pilar ou tirante, e demonstram as diversas formas de ruína da seção. Essas deformações podem ser

de alongamento ou de encurtamento, a depender do esforço a que a peça está sujeita: tração ou compressão, respectivamente. Ambos os esforços surgem a partir de solicitações normais ou de momentos fletores na peça. Para concreto de classe superior, segundo Carvalho e Figueiredo (2015, p. 121) são possíveis de serem usadas considerações similares com relação a esses domínios, porém é necessário avaliar os limites de resistência e as deformações específicas referentes ao concreto correspondente.

Figura 1 – Domínios de deformação



Fonte: NBR 6118:2014, Figura 17.1.

Como observado por Carvalho e Figueiredo (2015, p. 121), “para a determinação da resistência de cálculo de uma dada seção transversal, é preciso saber em qual domínio está situado o diagrama de deformações do concreto e do aço”.

2.5.1 Resistência característica

Para ambos os materiais, concreto e aço, a resistência característica é obtida por meio de ensaios. Segundo a NBR 6118 (2014, p. 70), “os valores característicos f_k das resistências são os que, em um lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança”. É adotado, então, o valor de $f_{k,inf}$ (valor inferior da resistência característica), o qual apresenta 5% de possibilidade de não ser atingido em elementos de um mesmo lote desse material.

2.5.2 Resistência de cálculo

As resistências de cálculo são obtidas por meio da aplicação do coeficiente de minoração das resistências sobre os valores de f_k dos respectivos materiais. Essa relação é exemplificada por meio da seguinte equação:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

Na expressão, f_d corresponde à resistência de cálculo, f_k à resistência característica e γ_m ao coeficiente de minoração das resistências.

3 PROJETO ESTRUTURAL

3.1 Caracterização do projeto arquitetônico

Será utilizado para a realização deste trabalho o projeto de uma residência unifamiliar de dois pavimentos, localizada em Brusque, Santa Catarina. O pavimento térreo da residência possui *hall* de entrada, sala de estar, sala de jantar, cozinha, área de serviço, lavabo e garagem, que totalizam 74,79 m² de área de cômodos. No pavimento superior terá dois dormitórios, suíte com sacada e *closet*, circulação e mezanino, com somatório de áreas igual a 61,74 m².

O primeiro e o segundo pavimento possuem pé-direito de 2,78 metros. A sala de estar, localizada no primeiro pavimento, possui parte de sua área com pé-direito simples, e a outra parte com pé-direito duplo, igual a 5,67 metros.

Será posicionada a caixa d'água a 1,20 metros acima da face superior das lajes de cobertura, de modo a facilitar a manutenção e posicionamento do barrilete. Será disponibilizado um espaço de 1,50 metros de altura para posicionamento e limpeza da caixa d'água.

As plantas baixas de ambos os pavimentos, térreo e superior, da residência estão apresentadas no deste trabalho.

As lajes dos dois pavimentos da edificação receberão cobertura de contrapiso com espessura de 3 cm. O pavimento térreo será totalmente revestido por piso cerâmico com argamassa de assentamento. No pavimento superior,

somente as áreas molhadas terão o mesmo tratamento. Os outros cômodos desse pavimento serão revestidos com piso laminado, colados ao contrapiso.

As paredes de vedação internas e externas serão construídas com tijolo cerâmico de oito furos, com dimensões iguais a 11,5 x 19 x 29 cm. Depois de aplicados os revestimentos às paredes, todas deverão apresentar espessura de 15 cm.

Será projetada uma escada do tipo “U” com fundo plano de piso igual a 27 cm e espelho de 18 cm, a qual conecta os dois pavimentos da residência.

A cobertura será executada com telha de fibrocimento e inclinação de 15%.

Todos os elementos estruturais do projeto serão de concreto armado moldado *in loco*. As dimensões desses elementos serão definidas ao longo dos capítulos seguintes, na fase inicial do dimensionamento da edificação.

3.2 Classe de agressividade, cobrimento e resistência do concreto

Conforme indicado anteriormente, a residência se localiza em Brusque, Santa Catarina. Por ela estar situada em uma região urbana e de fraca intensidade da ação da umidade do mar, de acordo com a Tabela 6.1 da norma NBR 6118:2014 (p. 17), foi definido que o ambiente na qual a estrutura será construída é classificado como de classe de agressividade ambiental II.

A Tabela 7.1 da mesma norma mostra os limites da relação água e cimento e da resistência do concreto conforme a classe adotada. Para o projeto será adotada resistência do concreto igual a 25 MPa para a fundação e 30 MPa para os demais elementos estruturais da edificação,

Apesar de a norma NBR 6118:2014 (Tabela 7.2, p. 20) indicar que, ao projetar estruturas em regiões classificadas na classe de agressividade CAII, deve-se garantir um cobrimento nominal das peças de concreto armado igual a 30 mm em vigas e pilares, o mesmo item permite que esse valor, ao ser adotado concreto de maior resistência que o exigido, seja reduzido em 5 mm.

Dessa forma, como será utilizado concreto de resistência característica igual a 30 MPa em lajes, vigas e pilares, foi optado por reduzir o cobrimento desses

elementos a um valor igual a 25 mm. Já em pilares em contato com o solo, o cobrimento será de 40 mm, visto que estão sujeitos a ambientes mais agressivos, como indicado na norma, descontados os 5 mm anteriormente citados dos 45 mm exigidos. Conforme indicado na Tabela 7.2 da NBR 6118:2014, permite-se ainda a redução do cobrimento da armadura na superfície superior da laje que será revestida de argamassa de contrapiso e de revestimentos finais, como pisos de madeira e cerâmicos.

Nas fundações, será utilizado concreto do tipo C25 e, portanto, não é permitida redução do cobrimento. Deverá ser garantido cobrimento da armadura de 45 mm nesses elementos.

3.3 Lançamento inicial da estrutura

A definição do posicionamento dos elementos estruturais foi realizada por meio de um estudo detalhado das restrições do projeto arquitetônico. O lançamento adotado visa, além de obter um bom comportamento estrutural e de durabilidade, manter a funcionalidade e a estética da residência. As pranchas de forma podem ser visualizadas no Apêndice E.

A estrutura será constituída de três níveis, definidos para auxiliar a referenciar os elementos estruturais dimensionados neste projeto. Os elementos de fundação e as vigas de baldrame estarão no nível definido como nível de baldrame (nível zero em relação ao solo, que será o nível de referência). Logo acima, os elementos estruturais estarão posicionados no nível superior, ou seja, a uma cota de 2,89 metros em relação ao nível do solo. Os elementos da cobertura estarão no nível cobertura, a 5,78 metros acima do nível do solo. Para referenciar os níveis da instalação da caixa d'água, as lajes de fundo e tampa estarão localizadas nos níveis de fundo (cota de 7,08 metros) e tampa (cota de 8,68 metros).

3.3.1 Pilares

Foram lançados inicialmente os pilares de canto e os pilares de sustentação da escada. A posição dos pilares internos foi definida de modo a formar a maior quantidade de pórticos e tornar a estrutura menos flexível em sua direção de menor

rigidez. Foi evitado o lançamento de pilares posicionados no interior dos cômodos para não comprometer o projeto arquitetônico.

No nível de baldrame, de modo a obter um melhor travamento dos pilares e da fundação, preferiu-se conectar esses elementos nas duas direções por meio das vigas de baldrame, com exceção dos pilares da extremidade da viga curva, por imposição do projeto arquitetônico.

3.3.2 Vigas

O lançamento das vigas da estrutura foi realizado de forma a alinhá-las com a alvenaria e delimitar o contorno e diminuir o vão das lajes. Assim, elas suportam grande parte das cargas de parede e ficam “escondidas” na alvenaria.

As primeiras vigas a serem definidas foram as do canto, seguidas das vigas internas da estrutura. Objetivou-se, também, a obtenção de pórticos, de modo a enrijecer e a obter um melhor comportamento da estrutura frente aos esforços horizontais a qual está sujeita.

3.3.3 Lajes

As lajes, que serão do tipo maciça, serão contornadas por vigas, conforme mencionado no item anterior.

3.3.4 Escada

A escada será lançada com fundo plano e com apenas um patamar. Esse patamar será apoiado por uma viga e posicionado a uma altura igual a 1,45 metros do nível do solo.

3.4 Dimensionamento e detalhamento das lajes

O cálculo e o detalhamento dos elementos estruturais apresentados neste projeto foram realizados de acordo com as prescrições da norma NBR 6118:2014.

Lajes são elementos planos e se caracterizam por ter uma das dimensões muito menor que as outras duas, a qual representa a sua espessura. Suportam cargas usuais e de peso próprio e os transferem para os elementos de apoio.

3.4.1 Vãos efetivos

O vão efetivo de lajes pode ser considerado a partir da expressão abaixo, desde que seus apoios possam ser considerados rígidos o suficiente face ao deslocamento vertical.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

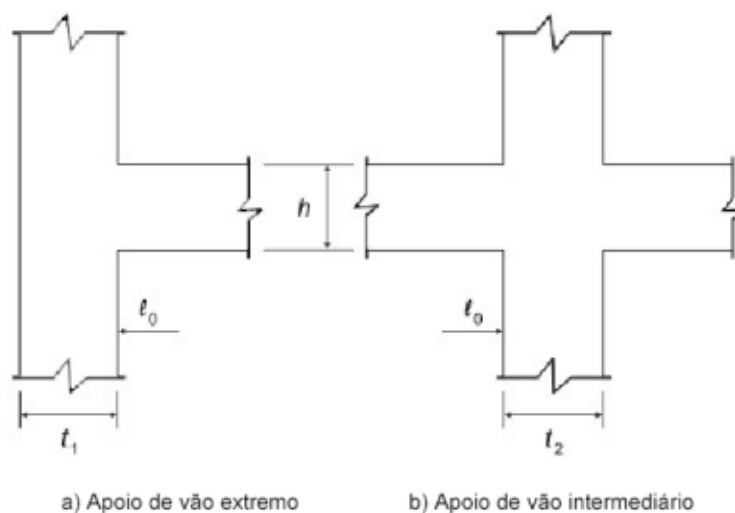
Da expressão:

l_0 : distância entre as faces internas entre dois apoios consecutivos;

$$a \leq \begin{cases} \frac{t}{2} \\ 0,3 \times h \end{cases}$$

A obtenção dos valores de l_0 , a_1 e a_2 está indicada na Figura 2 abaixo.

Figura 2 - Vão efetivo



Fonte: NBR 6118:2014, Figura 14.5.

3.4.2 Tipos de lajes de acordo com a direção da armação

As lajes maciças podem ser classificadas em lajes bidirecionais e unidirecionais. As lajes bidirecionais são armadas em duas direções principais e as lajes unidirecionais são armadas em uma direção principal, a de menor dimensão. No segundo caso, é dimensionada uma armadura mínima para a direção secundária da laje.

A classificação da laje quanto sua armação pode ser realizada através de uma relação entre seus vãos efetivos:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

Da expressão:

l_x : menor vão efetivo da laje;

l_y : maior vão efetivo da laje.

Se o valor de λ for maior que dois, classifica-se a laje como unidirecional. Caso contrário, bidirecional.

3.4.3 Vinculação

Os bordos das lajes podem ser considerados como livres, apoiados ou engastados. A classificação do tipo de vinculação deve ser feita de modo a representar de maneira mais fiel possível como a laje se comporta em seu contorno.

O tipo de vinculação utilizado às lajes é adotado, principalmente, para cálculo dos esforços solicitantes e das deformações. Posteriormente, podem-se utilizar tabelas para calcular esses esforços e deslocamentos.

O vínculo simplesmente apoiado é adotado quando a laje se apoia sobre viga, sem laje adjacente, ou quando não é recomendado admitir a continuidade com outra laje vizinha. Essa segunda situação pode ocorrer quando o vão da laje adjacente, por exemplo, é bem menor que o vão da laje em análise.

O vínculo engastado é utilizado em lajes em balanço, para garantir a estabilidade desse elemento na estrutura, e em lajes que possuam continuidade com lajes vizinhas.

Quando uma laje possui espessura bem diferente de outra laje adjacente, é usual considerar que a vinculação do bordo na laje de menor espessura é engastada, e na outra é simplesmente apoiada.

Em lajes em que a continuidade não se prologa em todo o trecho comum de borda são consideradas engastadas as duas lajes caso o trecho de borda comum

seja igual ou maior que dois terços do comprimento dessa borda da laje que apresenta bordo mais extenso.

3.4.4 Carregamentos

Nas lajes de residências, são comumente considerados carregamentos permanentes de peso próprio da peça, de revestimentos e de paredes e carregamentos acidentais.

3.4.4.1 Carregamentos permanentes

As cargas de peso próprio são obtidas por meio da multiplicação da espessura do elemento pelo seu peso específico, extraído da norma NBR 6120:1980 (Tabela 1, p. 2). A Tabela 1 especifica os valores considerados na obtenção das cargas de peso próprio.

Tabela 1 - Carregamentos atuantes nas lajes de acordo com a NBR 6120:1980

Elemento	Peso específico aparente (kN/m ³)	Espessura (cm)	Carga (kN/m ²)
Laje de c. armado	25	a definir	-
Contrapiso	21	3,0	0,630
Reboco	19	2,0	0,380
Piso cerâmico	18	0,8	0,144
Piso laminado	10	0,3	0,030

Fonte: autor.

Será também utilizado forro de gesso acartonado de 1,25 cm de peso específico aparente de 12,5 kN/m³, cujos valores foram estimados de acordo com pesquisas feitas pelo autor deste trabalho. Nas lajes da cobertura, será considerada uma carga por área de 0,38 kN/m² de telhas de fibrocimento de 6 mm, cujo valor também foi estimado.

As paredes de tijolo vazado terão 15 cm de espessura e será considerado no cálculo de seu peso próprio o peso específico aparente de 13 kN/m³, valor recomendado por norma, de acordo com a NBR 6120:1980 (Tabela 1, p. 2).

Em lajes bidirecionais, o carregamento de parede deve ser distribuído igualmente em toda a laje, segundo o cálculo abaixo.

$$g_{par} = \frac{V_{par} \times \gamma_{par}}{l_x \times l_y}$$

Da expressão:

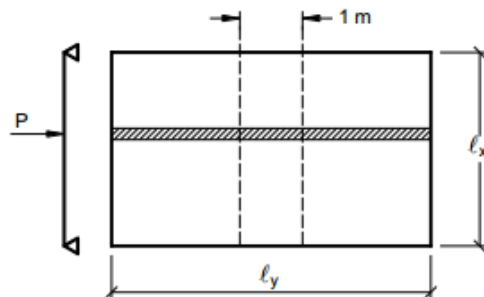
g_{par} : carregamento permanente por m² devido ao peso próprio da parede;

V_{par} : volume da parede;

γ_{par} : peso específico da parede.

Em contrapartida, nas lajes unidirecionais a consideração da atuação desses carregamentos depende da disposição da alvenaria na laje. Conforme ilustra a Figura 3, quando seu comprimento estiver na mesma direção que o maior vão da laje unidirecional, deve-se considerar o peso próprio da alvenaria como pontual na menor direção.

Figura 3 - Carregamento de parede na direção do maior vão da laje unidirecional



Fonte: BASTOS, 2015.

Esse carregamento pontual pode ser obtido por meio da expressão abaixo.

$$P_{par} = \frac{V_{par} \times \gamma_{par}}{l_x}$$

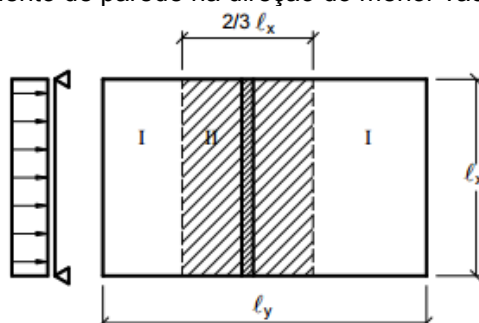
Da expressão:

P_{par} : carregamento pontual da parede sobre o menor vão da laje.

Quando a direção da parede coincidir com a direção do menor vão da laje unidirecional, a atuação da carga do elemento de vedação deve ser considerada em uma região de extensão igual a dois terços do menor vão ao longo do maior vão da

laje unidirecional, segundo indica Bastos (2015, p. 9). Essa região pode ser visualizada na Figura 4.

Figura 4 - Carregamento de parede na direção do menor vão da laje unidirecional



Fonte: BASTOS, 2015.

A intensidade desse carregamento nessa região será igual a:

$$g_{par} = \frac{3 \times V_{par} \times \gamma_{par}}{2 \times l_x^2}$$

Os carregamentos de peso próprio desses materiais serão considerados nas lajes de acordo com a disposição arquitetônica e com a especificação dos revestimentos previamente decidida em projeto, para cada cômodo.

3.4.4.2 Cargas acidentais

A intensidade das cargas acidentais a serem consideradas sobre as lajes depende da utilização da laje e pode ser obtida por meio da NBR 6120:1980 (Tabela 2, p. 3).

Dessa forma, as lajes dos dormitórios, da sala, da cozinha e dos banheiros estarão sujeitas a uma carga acidental de 1,5 kN/m². Deve ser considerada uma carga acidental de 2 kN/m² na área de serviço, devido a maior concentração de equipamentos pesados, de 3 kN/m² na garagem e de 0,5 kN/m² na cobertura (forro sem acesso a pessoas).

3.4.5 Momentos fletores

A obtenção dos momentos fletores atuantes na laje depende da classificação da laje quanto à direção da armadura. Em lajes unidirecionais, calculam-se esses esforços por meio de modelos que representam vigas. Em lajes bidirecionais, são

aplicadas diferentes teorias, como a Teoria da Elasticidade, a qual será utilizada neste trabalho, e a das Charneiras Plásticas.

3.4.5.1 Lajes unidirecionais

De modo simplificado, admite-se que em lajes armadas em uma direção o momento fletor atuante na direção do menor vão da laje é maior que o atuante na direção do maior vão. Dessa forma, calcula-se sua intensidade como em uma viga de um metro de largura com comprimento igual ao menor vão efetivo da laje.

3.4.5.2 Lajes bidirecionais

O cálculo do momento fletor atuante em lajes armadas em duas direções será feito por meio do método das placas, o qual é baseado a partir da Teoria da Elasticidade. Serão utilizadas as tabelas de Bares (1972), e que foram adaptadas por Carvalho e Figueiredo Filho (2012) para o coeficiente de *Poisson* igual a 0,2, para obtenção dos coeficientes do cálculo dos momentos fletores.

As equações abaixo indicam, então, a obtenção dos esforços fletores através desses coeficientes e das propriedades de carregamento e das dimensões das lajes.

$$M_x = \frac{\mu_x \times p \times l_x^2}{100} \quad M_y = \frac{\mu_y \times p \times l_y^2}{100} \quad X_x = \frac{\mu'_x \times p \times l_x^2}{100} \quad X_y = \frac{\mu'_y \times p \times l_y^2}{100}$$

Das expressões:

M_x e M_y : momentos fletores positivos por metro nas direções do menor e do maior vão, respectivamente;

X_x e X_y : momentos fletores negativos por meio nas direções do menor e do maior vão, respectivamente;

μ_x e μ_y : coeficientes obtidos a partir das tabelas de Bares adaptadas para ν igual a 0,2 para cálculo dos momentos fletores positivos;

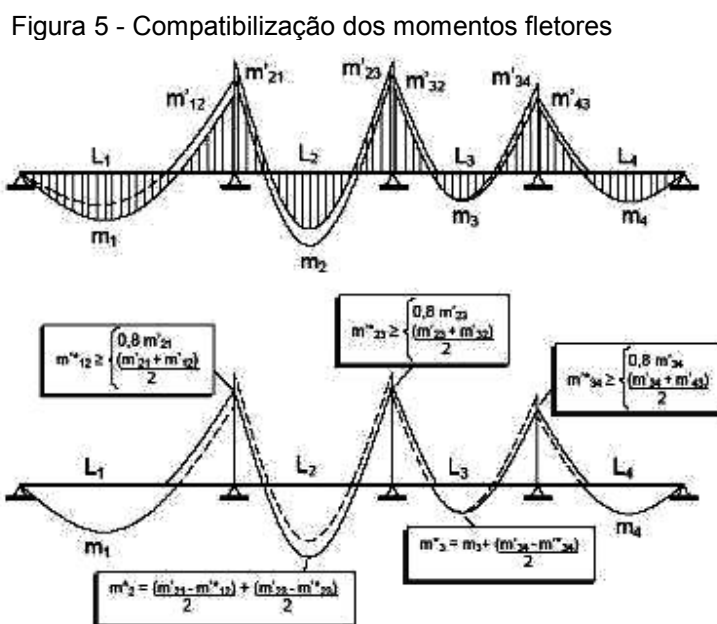
μ'_x e μ'_y : coeficientes obtidos a partir das tabelas de Bares adaptadas para ν igual a 0,2 para cálculo dos momentos fletores negativos.

3.4.5.3 Compatibilização dos momentos fletores

Quando o cálculo de lajes é realizado por meio da consideração de placas isoladas, poderá haver grande diferença de momentos fletores negativos atuantes nas continuidades desses elementos.

Segundo a NBR 6118:2014, item 14.7.6.2 (p. 97), “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”.

Quando respeitadas essas condições, aplica-se o procedimento aproximado de compatibilização de momentos fletores, conforme indicado na Figura 5.



Fonte: PINHEIRO, 2007.

Essa aproximação consiste em tornar esse momento na continuidade igual ao maior valor obtido pela inequação:

$$X \geq \begin{cases} 0,8 \times X_1 \\ \frac{X_1 + X_2}{2} \end{cases}$$

Da expressão:

$$X_1 \geq X_2$$

X : momento negativo compatibilizado;

X_1 e X_2 : momentos negativos no trecho da continuidade considerada.

Caso o momento positivo atuante nas lajes adjacentes à continuidade diminuir, não irá ser considerada essa alteração. Caso contrário esse acréscimo deve ser calculado.

3.4.6 Verificação quanto ao Estado Limite de Serviço

Devem ser verificadas em lajes as deformações excessivas. Para realizar essa análise, caso haja fissuração da laje, é necessário considerar a seção da laje fissurada para cálculo dos deslocamentos. Em lajes, a verificação é feita assim como em vigas, e os valores obtidos devem ser comparados aos limites recomendados por norma.

3.4.6.1 Verificação do estágio de deformação

Para determinação da deformação das peças em concreto armado é necessário conhecer em qual estágio de deformação em sua seção crítica. O momento de fissuração limita os estádios I e II e seu valor é obtido por meio da fórmula a seguir, de acordo com a NBR 6118:2014 (item 17.3.1, p. 124).

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{y_t}$$

Da expressão:

M_r : momento de fissuração;

α : fator de correlação aproximada entre a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta:

$$\alpha = 1,5 \text{ (seções retangulares)}$$

f_{ct} : resistência à tração direta do concreto:

$$f_{ct} = f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

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

f_{ck} : resistência característica do concreto;

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto:

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} \text{ (seções retangulares)}$$

b : largura, igual a um metro para análise de lajes;

h : espessura da laje;

y_t : distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada:

$$y_t = \frac{h}{2} \text{ (seções retangulares)}$$

Para classificar a peça de acordo com o estágio de deformação, podem-se realizar as seguintes considerações:

- Quando o momento atuante for menor que o momento de fissuração:

$$M_a \leq M_r$$

Nesse caso, admite-se que a peça não irá fissurar e, então, está no Estádio I de deformação. A seção bruta de concreto é utilizada para cálculo da flecha.

- Quando o momento atuante for maior que o momento de fissuração:

$$M_a > M_r$$

Essa situação caracteriza a peça de concreto armado no Estádio II de deformação e, dessa forma, é considerada a fissuração da laje. Nesse caso, recomenda-se utilizar para o cálculo da flecha o momento de inércia equivalente a fórmula a seguir, cuja equação foi adaptada do cálculo da rigidez equivalente apresentado na norma NBR 6118:2014, no item 17.3.2.1.1 (p. 126).

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

Da expressão:

I_{eq} : momento de inércia equivalente;

M_a : momento atuante, obtido por combinação quase-permanente;

I_{II} : momento de inércia da seção fissurada:

$$I_{II} = \frac{b \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (d - x_{II})^2$$

x_{II} : posição da linha neutra da seção fissurada;

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$$

E_s : módulo de elasticidade do aço;

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

A_s : área de aço, calculada para o Estado Limite Último;

d : altura útil.

- Flecha imediata

Esse tipo de deformação ocorre quando é aplicado à laje o seu primeiro carregamento e não são levados em conta os efeitos de fluência do concreto.

- a. Lajes unidirecionais

Em lajes armadas em uma direção, pode-se obter o valor das flechas de maneira similar a uma viga com largura de um metro, sujeita a um carregamento uniformemente distribuído, através da seguinte equação:

$$f_0 = \frac{\alpha \times p \times l_x^4}{384 \times E \times I}$$

Da expressão:

f_0 : flecha imediata;

α : coeficiente adimensional:

$\alpha = 5$ (laje biapoiada);

$\alpha = 1$ (laje biengastada);

$\alpha = 2,07$ (laje com um apoio simples e um engaste);

p : carga total distribuída, obtida por combinação específica no Estado Limite de Serviço;

b. Lajes bidirecionais

A flecha imediata em lajes armadas em duas direções é calculada através da fórmula:

$$f_0 = \frac{\alpha \times p \times l_x^4}{100 \times E \times h^3}$$

- Flecha diferida no tempo

Esse deslocamento leva em consideração a fluência do concreto. Seu coeficiente é calculado por meio da expressão abaixo.

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

Da expressão:

α_f : fator de cálculo da flecha diferida;

ξ : valor em função do tempo:

$\xi(t) = 0,68 \times (0,996^t) \times t^{0,32}$ quando $t \leq 70$ meses;

$\xi(t) = 2$ quando $t > 70$ meses;

ρ' : taxa da armadura comprimida:

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

A'_s : área da armadura comprimida;

- Flecha total

A flecha total é obtida através da equação abaixo.

$$f_{total} = f_0 \times (1 + \alpha_f)$$

Da expressão:

f_{total} : flecha total;

- Deslocamento limite

A norma NBR 6118:2014 (Tabela 13.3, p. 77) estipula limites para as flechas. Deve-se garantir, em projeto, que esses elementos não ultrapassarão esses limites, a fim de garantir o conforto dos moradores.

- a. Aceitabilidade visual

$$f_{lim} = \frac{l_x}{250}$$

A flecha a ser comparada ao valor limite para verificação da aceitabilidade visual deve ser obtida por meio da combinação quase-permanente.

- b. Aceitabilidade de vibrações

$$f_{lim} = \frac{l_x}{350}$$

Nessa segunda verificação, o valor limite de flecha deve ser maior ou igual ao valor que a flecha obtida através do carregamento acidental atuante na laje.

3.4.7 Verificação ao cisalhamento

As lajes maciças dispensam armadura de cisalhamento quando o esforço máximo de cálculo atuante na laje for menor que o esforço de cisalhamento resistente.

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

Da expressão:

V_{sd} : esforço cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd1} : esforço cortante resistente de cálculo, para a laje prescindir de armadura de cisalhamento, prescrito pela norma, no item 17.4.1 (p. 158).

3.4.7.1 Lajes que não necessitam de armadura de cisalhamento

Em lajes que não necessitam de armadura de cisalhamento, é necessário garantir que não haverá compressão excessiva nas bielas de concreto:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

Da expressão:

V_{sd} : esforço cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd2} : esforço cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, cujo cálculo é detalhado no item 17.4.2 da norma NBR 6118:2014.

3.4.7.2 Lajes que necessitam de armadura de cisalhamento

Quando é necessário realizar o dimensionamento de uma armadura de cisalhamento à laje, a norma NBR 6118:2014 (item 19.4.2, p. 160) recomenda que as verificações devem ser similares às prescritas no item 17.4.2 (p. 135) para as vigas.

3.4.8 Reação de lajes em vigas

3.4.8.1 Lajes unidirecionais

Em lajes armadas em uma direção, o cálculo das reações nos elementos de apoio é realizado através, também, da consideração da atuação da carga distribuída na laje em uma viga de comprimento igual ao menor vão efetivo da laje.

3.4.8.2 Lajes bidirecionais

Nas lajes bidirecionais as reações são obtidas pela consideração da distribuição sugerida pela norma NBR 6118:2014, que é baseada na Teoria das Carneiras Plásticas, em que em vinculações iguais é considerada uma divisão pela bissetriz do ângulo formado entre os bordos. Em bordos com vinculação diferente é atribuído o ângulo de 60° para o bordo engastado e 30° para o bordo apoiado.

3.4.9 Dimensionamento das armaduras de flexão

3.4.9.1 Armadura principal

Para obtenção da armadura, estima-se, primeiramente, a altura útil da laje:

$$d_x = h - c - \frac{\Phi_l}{2}$$

$$d_y = h - c - \frac{3 \times \Phi_l}{2}$$

Da expressão:

c : cobrimento da armadura da laje;

Φ_l : diâmetro da armadura de flexão estimada à laje.

Em seguida, a posição da linha neutra é calculada por meio da equação:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

Da expressão:

x : posição da linha neutra;

M_d : momento fletor de cálculo.

O dimensionamento das lajes será realizado nos domínios 2 e 3 e o valor de x/d deve ser limitado em 0,45, de modo à peça ser dimensionada com uma armadura que garanta uma boa ductilidade.

A armadura da laje é, então, obtida por metro linear da laje, por meio da equação:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)}$$

Da expressão:

f_{yd} : tensão resistente de cálculo do aço.

3.4.9.2 Armadura secundária

Segundo o item 20.1 da norma NBR 6118:2014 (p. 169), a armadura secundária de lajes unidirecionais deve ser igual ou superior a 20% da armadura principal. É exigida também uma taxa de 50% da armadura principal e um valor mínimo de 0,9 cm²/m.

3.4.10 Detalhamento das armaduras de flexão

3.4.10.1 Diâmetro máximo

De acordo com a espessura da laje, é indicada a utilização de barras de aço com diâmetro que respeitem a seguinte condição, segundo a norma NBR 6118:2014 (item 20.1, p. 169):

$$\Phi_{l,máx} = \frac{h}{8}$$

3.4.10.2 Armadura longitudinal máxima

De acordo com a norma NBR 6118:2014 (item 17.3.5.2.4, p. 132), na região fora de emendas a soma das armaduras de tração e compressão não pode ser maior que 4% da seção bruta de concreto.

$$A_s + A'_s \leq 4\% \times A_c$$

3.4.10.3 Armadura longitudinal mínima

A determinação de uma armadura mínima longitudinal é necessária visto que aumenta o desempenho e a ductilidade à flexão e o controle à fissuração, conforme indicado no item 19.3.3.2 da norma NBR 6118:2014 (p. 157). A obtenção dessa armadura mínima é obtida por meio da Tabela 19.1 (NBR 6118:2014, p. 158).

3.4.10.4 Espaçamento máximo

A armadura principal da laje deve ser disposta no painel de modo a respeitar o limite de espaçamento das barras, que deve ser menor ou igual ao menor dos valores indicados abaixo, conforme a NBR 6118:2014 (item 20.1, p.169).

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h \end{cases}$$

Da expressão:

s : espaçamento entre as barras longitudinais;

A armadura secundária de lajes armadas em uma direção deve respeitar o limite máximo de espaçamento igual a 33 cm.

3.4.10.5 Comprimento da armadura positiva

Segundo o mesmo item da norma (item 20.1), toda a armadura positiva deve ser levada até o apoio e não deve ser realizado o seu escalonamento. As barras devem ser prolongadas no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio.

Portanto, de maneira a facilitar o posicionamento da armadura, toda armadura positiva das lajes irá se estender para dentro do apoio a um valor igual sua largura descontada do cobrimento da armadura.

$$C = l_0 + t_1 + t_2 - 2 \times c$$

Da expressão:

C : comprimento total da armadura;

3.4.10.6 Comprimento da armadura negativa

A armadura longitudinal negativas das lajes pode ter comprimento determinado de maneira aproximada na falta de diagrama de momento fletores negativos, conforme indicado na antiga NB1-78, item 3.3.2.7 (p. 10). Dessa forma, sobre a região da continuidade de lajes, é suposto um diagrama triangular, em que o valor $l_{m\acute{a}x}$, que corresponde ao comprimento da armadura, é igual ao maior dos menores das lajes adjacentes da continuidade considerada, quando ambas forem engastadas, ou igual ao menor vão da laje engastada, quando a vinculação da outra laje for considerada como apoio simples.

3.4.10.7 Armadura negativa de bordo contra fissuração

A NBR 6118:2014, item 19.3.3.2 (p. 157) recomenda ainda que seja detalhada armadura negativa em bordo “nos apoios de lajes que não apresentam continuidade com planos de lajes adjacentes e que tenham ligação com os elementos de apoio”, de maneira a diminuir a fissuração da laje, de acordo com o valor mínimo indicado na Tabela 19.1 da norma igual a $0,67\rho_{m\acute{i}n}$. Essa armadura

deverá se estender no mínimo a um valor de 0,15 vezes o menor vão da laje, a partir da face do elemento de apoio.

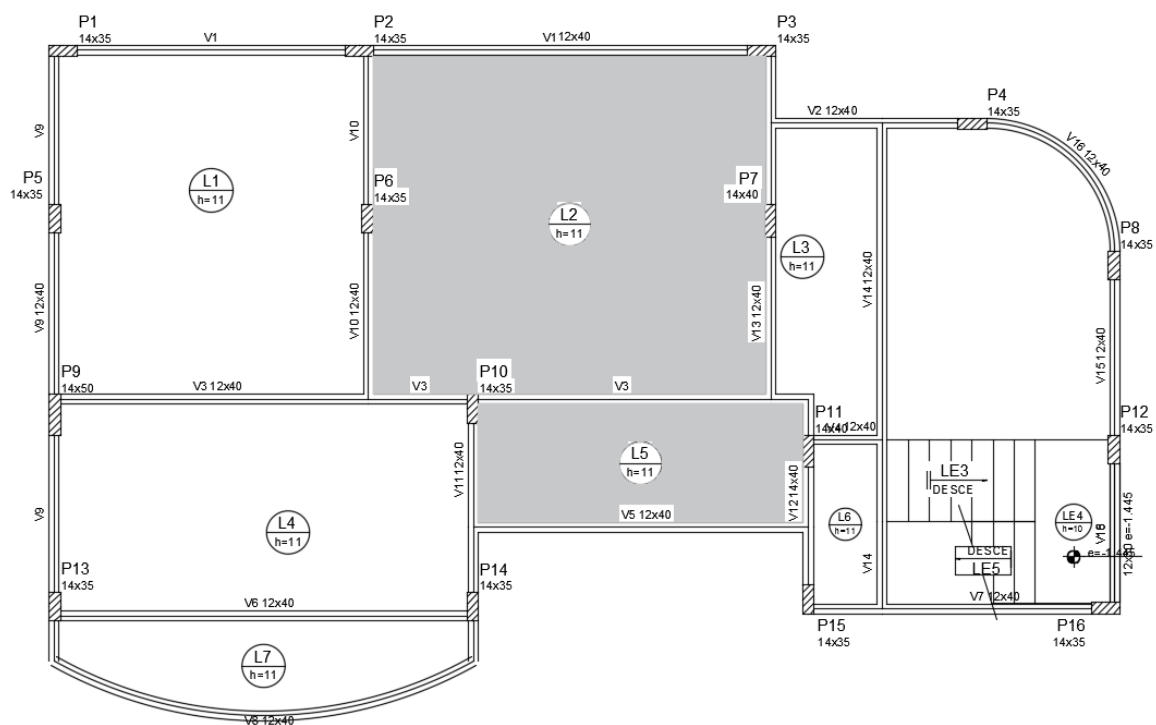
3.4.10.8 Armadura de bordo livre

Também é sugerido pela norma que se adote armadura nos bordos livres da laje, dispostas na parte inferior e superior, paralelamente ao bordo. O detalhamento dessa armadura pode ser realizado conforme Figura 20.1 da norma NBR 6118:2014 (p. 170).

3.5 Exemplos de cálculo de lajes – lajes L2 e L5

Serão utilizadas como demonstração de cálculo as lajes L2 e L5 do pavimento Superior. Essas lajes estão destacadas na Figura 6, a qual representa a planta de forma do pavimento.

Figura 6 - Posição das lajes de estudo na planta de forma do pavimento Superior



Fonte: autor.

3.5.1 Pré-dimensionamento

A altura da laje pode ser estimada como 2,5% do maior entre os menores vãos. A laje L2 do pavimento possui o maior entre os menores vãos, igual a 4,17 m.

$$h = 2,5\% \times 417 = 10,42 \text{ cm}$$

De maneira simplificada, de modo a uniformizar as espessuras das lajes em todo o pavimento, foi adotada a altura de 11 cm para todas as lajes do pavimento Superior.

3.5.2 Vãos efetivos

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

- Laje L2:

$$a_1 = a_2 \leq \begin{cases} \frac{12}{2} = 6 \text{ cm} \\ 0,3 \times 11 = 3,3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_x = 482 + 3,3 + 3,3 = 488,6 \text{ cm}$$

$$l_y = 417 + 3,3 + 3,3 = 423,6 \text{ cm}$$

- Laje L5:

$$a_1 = a_2 \leq \begin{cases} \frac{12}{2} = 6 \text{ cm} \\ 0,3 \times 11 = 3,3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_x = 398 + 3,3 + 3,3 = 404,6 \text{ cm}$$

$$l_y = 145,1 + 3,3 + 3,3 = 151,7 \text{ cm}$$

3.5.3 Classificação das lajes de acordo com a direção da armação

- Laje L2:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{488,6}{423,6} = 1,153 < 2$$

A laje L2 é classificada como bidirecional.

- Laje L5:

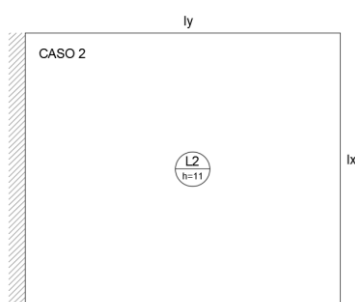
$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{404,6}{151,7} = 2,67 > 2$$

A laje L5 é classificada como unidirecional.

3.5.4 Vinculações

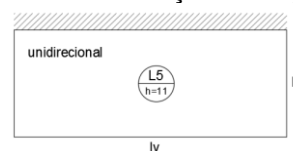
As vinculações das lajes foram adotadas de acordo com as características geométricas das lajes adjacentes e estão indicadas na Figura 7 e na Figura 8, para as lajes L2 e L5, respectivamente.

Figura 7 - Vinculações da laje L2



Fonte: autor.

Figura 8 - Vinculações da laje L5



Fonte: autor.

3.5.5 Carregamentos

3.5.5.1 Cargas permanentes

Os carregamentos permanentes nas lajes estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Carregamentos permanentes atuantes nas lajes (kN/m²)

Laje	g_{pp}	g_{reg}	g_{reb}	g_{aca}	g_{for}
L1	2,750	0,630	0,380	0,144	0,156
L2	2,750	0,630	0,380	0,030	0,156
L5	2,750	0,630	0,380	0,030	0,156

Fonte: autor.

Da tabela:

g_{pp} : carregamento permanente uniformemente distribuído devido ao peso próprio da laje, obtido por meio da expressão:

$$g_{pp} = \gamma_c \times h = 25 \times 0,11 = 2,75 \text{ kN/m}^2$$

g_{reg} : carregamento permanente uniformemente distribuído devido ao peso próprio camada de regularização (contrapiso), obtido através da Tabela 1;

g_{reb} : carregamento permanente uniformemente distribuído devido ao peso próprio do reboco, obtido através da Tabela 1;

g_{aca} : carregamento permanente uniformemente distribuído devido ao peso próprio do acabamento (piso do tipo cerâmico ou laminado), obtido através da Tabela 1;

g_{for} : carregamento permanente uniformemente distribuído devido ao peso próprio do forro de gesso acartonado, obtido através da Tabela 1.

Entre as lajes em análise, a L2 possui carregamento de parede, que deve ser distribuído uniformemente em toda sua extensão. Sendo assim, para essa laje:

$$g_{par} = \frac{V_{par} \times \gamma_{par}}{l_x \times l_y} = \frac{(0,15 \times 2,78 \times 7,91) \times 13}{4,82 \times 4,17} = 2,133 \text{ kN/m}^2$$

3.5.5.2 Cargas acidentais

A laje L2 está localizada na circulação da casa, e a laje L5 no escritório. Portanto, de acordo com a norma NBR 6120:1980 (Tabela 2, p.3), pode ser considerada uma carga acidental igual a 1,5 kN/m² para as duas lajes.

A Tabela 3 mostra um resumo dos carregamentos obtidos.

Tabela 3 - Resumo dos carregamentos das lajes (kN/m²)

Laje	g	q	p
L2	6,080	1,500	7,580
L5	3,946	1,500	5,446

Fonte: autor.

3.5.6 Verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva

3.5.6.1 Cálculo dos momentos atuantes

Em lajes unidirecionais, esses momentos podem ser obtidos por meio da consideração de uma viga de comprimento igual ao menor vão da laje (vão principal).

Portanto, os valores dos momentos positivo e negativo da laje L5 são obtidos a partir das equações desses esforços para vigas com um engaste e outro apoio simples.

$$M^+ = \frac{p \times l_x^2}{14,22} \qquad M^- = \frac{p \times l_x^2}{8}$$

Para verificação da deformação de lajes é utilizada a combinação quase-permanente:

$$p = g + \psi_2 \times q$$

Da expressão:

ψ_2 : coeficiente retirado da Tabela 11.2 da norma NBR 6118:2014 (p. 65).

Para edifícios residenciais é recomendada a utilização de um fator ψ_2 igual a 0,3. Assim, para a laje L5:

$$p = 3,946 + 0,3 \times 1,5 = 4,396$$

$$M^+ = \frac{4,396 \times 1,517^2}{14,22} = 0,711 \text{ kN.m/m}$$

$$M^- = \frac{4,396 \times 1,517^2}{8} = 1,265 \text{ kN.m/m}$$

Na laje L2, armada em duas direções:

$$M_x = \frac{\mu_x \times p \times l_x^2}{100} \quad M_y = \frac{\mu_y \times p \times l_y^2}{100} \quad X_x = \frac{\mu'_x \times p \times l_x^2}{100} \quad X_y = \frac{\mu'_y \times p \times l_y^2}{100}$$

A laje, classificada no caso 2, possui coeficiente λ igual a 1,153 e o cálculo dos momentos atuantes por combinação quase-permanente é realizado da seguinte forma:

$$p = 6,080 + 0,3 \times 1,5 = 6,530$$

$$\mu_x = 4,166:$$

$$M_x = \frac{4,166 \times 6,530 \times 4,236^2}{100} = 4,881 \text{ kN.m/m}$$

$$\mu_y = 3,976:$$

$$M_y = \frac{3,976 \times 6,530 \times 4,236^2}{100} = 4,658 \text{ kN.m/m}$$

$$\mu'_y = 9,554:$$

$$X_y = \frac{9,554 \times 6,530 \times 4,236^2}{100} = 11,194 \text{ kN.m/m}$$

3.5.6.2 Verificação do estágio de deformação

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{y_t}$$

Para todas as lajes do pavimento Superior, obtém-se:

$$I_c = \frac{100 \times 11^3}{12} = 11091,67 \text{ cm}^4$$

$$M_r = \frac{1,5 \times \frac{(0,3 \times 30^2)}{10} \times (11091,67)}{\frac{11}{2}} = 876,18 \text{ kN.cm/m}$$

- Laje L2:

$$X_y = 1119,42 \text{ kN} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{m}} > M_r = 876,18 \text{ kN} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

Posição da linha neutra para a laje no Estádio II:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26838} = 7,825$$

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \times A_s}{b} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d}{\alpha_e \times A_s}} \right]$$

$$x_{II} = \frac{7,825 \times 4,570}{100} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 8,8}{7,825 \times 4,570}} \right] = 2,18 \text{ cm}$$

Na expressão acima, o valor de área de aço corresponde à área de aço efetiva na continuidade entre as lajes L1 e L2, em que foi identificada a presença do maior momento atuante na laje. Esse cálculo está apresentado no item 3.5.11 deste projeto.

Momento de inércia equivalente:

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 11^3}{12} = 11091,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{II} = \frac{b \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{100 \times 2,18^3}{3} + 7,825 \times 4,570 \times (8,8 - 2,18)^2 = 1912,29 \text{ cm}^4$$

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

$$I_{eq} = \left(\frac{876,18}{1119,42} \right)^3 \times 11091,67 + \left[1 - \left(\frac{876,18}{1119,42} \right)^3 \right] \times 1912,29 = 6313,95 \text{ cm}^4$$

- Laje L5:

A laje L5 se encontra no Estádio I de deformação, pois todos os momentos atuantes são menores que o momento de fissuração e a laje não fissa.

3.5.6.3 Cálculo e verificação das flechas

Primeiramente, serão determinados os deslocamentos da laje para verificação quanto ao Estado Limite de Serviço, parâmetro visual.

- Laje L2:

$$f_0 = \frac{\alpha \times p \times l_x^4}{100 \times E \times h_{eq}^3}$$

Por meio das tabelas de Bares, adaptadas por Carvalho e Figueiredo Filho para o coeficiente de Poisson igual a 0,2, obtém-se, para o caso 2 e λ igual a 1,153, por interpolação:

$$\alpha = 4,500$$

Sendo assim, para os valores obtidos para essa laje:

$$f_0 = \frac{4,5 \times 0,000653 \times 423,60^4}{100 \times 2683,84 \times 9,12^3} = 0,465 \text{ cm}$$

O coeficiente para a flecha diferida é igual a:

$$\alpha_f = 1,32$$

A flecha total é, então, obtida por:

$$f_{total} = 0,465 \times (1 + 1,32) = 1,079 \text{ cm}$$

- Laje L5:

O cálculo da flecha imediata da laje L5, por ser uma laje unidirecional, pode ser realizado por meio da associação dessa laje com um modelo de viga engastada em uma extremidade e apoiada em outra:

$$f_0 = \frac{2,07 \times p \times l_x^4}{384 \times E \times I}$$

Dessa forma, depois de obtido o valor de p e verificado que a laje não fissura:

$$f_0 = \frac{2,07 \times 0,000440 \times 151,70^4}{384 \times 29768265} \times 100 = 0,004 \text{ cm}$$

O coeficiente para a flecha diferida é igual a:

$$\alpha_f = 1,32$$

A flecha total é, então, obtida por:

$$f_{total} = 0,004 \times (1 + 1,32) = 0,010 \text{ cm}$$

Os valores obtidos são comparados com:

$$f_{lim} = \frac{l_x}{250}$$

Em seguida, será realizado o cálculo das flechas por meio do carregamento acidental, para verificação de vibração no Estado Limite de Serviço.

- Laje L2:

$$f_0(q) = \frac{0,465 \times 1,5}{6,080 + 0,3 \times 1,5} = 0,107 \text{ cm}$$

- Laje L5:

$$f_0(q) = \frac{0,004 \times 1,5}{3,946 + 0,3 \times 1,5} = 0,001 \text{ cm}$$

Esses valores de flechas são comparados com:

$$f_{lim} = \frac{l_x}{350}$$

Sendo assim, o resultado da verificação é apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 - Verificação das flechas nas lajes

Laje	Limite sensorial			Limite de vibração		
	Flecha	Limite	OK?	Flecha	Limite	OK?
L2	1,079	1,694	OK	0,107	1,210	OK
L5	0,010	0,607	OK	0,001	0,433	OK

Fonte: autor.

3.5.7 Momentos fletores

Para obtenção dos momentos fletores para verificação das lajes no Estado Limite Último, será utilizada a combinação última normal:

$$p = 1,4 \times g + 1,4 \times q$$

- Laje L2:

$$\mu_x = 4,166$$

$$\mu_y = 3,976$$

$$\mu'_y = 9,554$$

$$p = 1,4 \times 6,080 + 1,4 \times 1,5 = 10,612 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = \frac{4,166 \times 10,612 \times 4,236^2}{100} = 7,931 \text{ kN.m/m}$$

$$M_y = \frac{3,976 \times 10,612 \times 4,236^2}{100} = 7,570 \text{ kN.m/m}$$

$$X_y = \frac{9,554 \times 10,612 \times 4,236^2}{100} = 18,192 \text{ kN.m/m}$$

- Laje L5:

$$p = 1,4 \times 3,946 + 1,4 \times 1,5 = 7,624 \text{ kN/m}^2$$

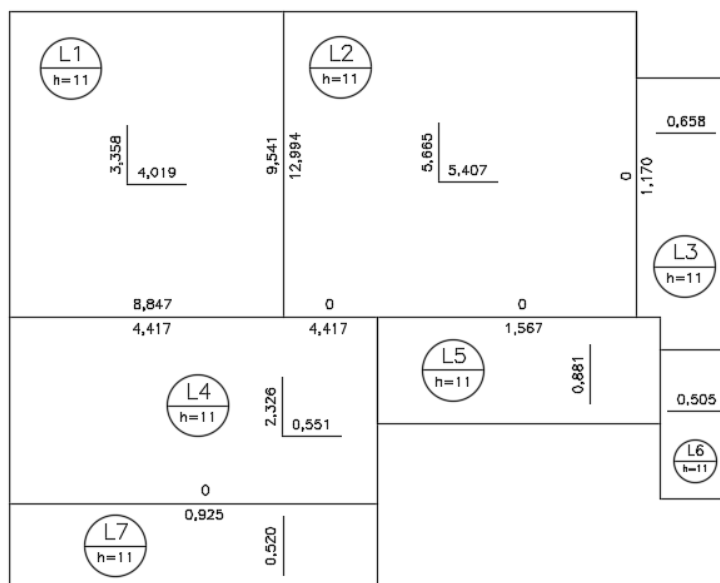
Os momentos fletores, como se trata de uma laje unidirecional, podem ser obtidos por aproximação de cálculo de uma viga engastada em uma extremidade e apoiada em outra:

$$M_x = \frac{7,624 \times 1,517^2}{14,22} = 1,234 \text{ kN.m/m}$$

$$X_x = \frac{7,624 \times 1,517^2}{8} = 2,193 \text{ kN.m/m}$$

A Figura 9 - Momentos fletores característicos do pavimento Superior não compatibilizados (kN.m) apresenta os momentos fletores característicos obtidos às lajes nos vãos e nas continuidades do pavimento Superior não compatibilizados.

Figura 9 - Momentos fletores característicos do pavimento Superior não compatibilizados (kN.m)



Fonte: autor.

3.5.7.1 Compatibilização dos momentos negativos e correção dos momentos positivos

- Laje L2:
 - a. Compatibilização dos momentos fletores negativos na continuidade entre L1 e L2:

$$X_{L1-L2} \geq \begin{cases} \frac{X_1 + X_2}{2} = \frac{18,192 + 13,357}{2} = 15,775 \text{ kN.m/m} \\ 0,8 \times X_1 = 0,8 \times 18,192 = 14,553 \text{ kN.m/m} \end{cases}$$

$$X_{L1-L2} = 15,775 \text{ kN.m/m}$$

Como o momento fletor negativo na continuidade da laje L1 aumenta após a compatibilização, mantém-se o valor inicial de cálculo do momento fletor positivo na direção x para essa laje:

$$M_x = 5,627 \text{ kN.m/m}$$

Correção do momento fletor positivo na laje L2:

$$M_y = 7,570 + \frac{18,192 - 15,775}{2} = 8,778 \text{ kN.m/m}$$

- b. Compatibilização dos momentos fletores negativos na continuidade entre L2 e L3:

$$X_{L2-L3} \geq \begin{cases} \frac{X_1 + X_2}{2} = \frac{1,638 + 0}{2} = 0,819 \text{ kN.m/m} \\ 0,8 \times X_1 = 0,8 \times 1,638 = 1,310 \text{ kN.m/m} \end{cases}$$

$$X_{L2-L3} = 1,310 \text{ kN.m/m}$$

Como o momento fletor negativo na continuidade da laje L2 aumenta após a compatibilização, mantém-se o valor inicial de cálculo do momento fletor positivo na direção x para essa laje:

$$M_y = 7,570 \text{ kN.m/m}$$

Porém, como corrigido anteriormente, por meio da compatibilização de momentos negativos na continuidade entre a laje L1 e a L2:

$$M_y = 8,778 \text{ kN.m/m}$$

Correção do momento fletor positivo na laje L3:

$$M_x = 1,233 + \frac{1,638 - 1,310}{2} = 1,397 \text{ kN.m/m}$$

- c. Compatibilização dos momentos fletores negativos na continuidade entre L2 e L4:

$$X_{L2-L4} \geq \begin{cases} \frac{X_1 + X_2}{2} = \frac{6,184 + 0}{2} = 3,092 \text{ kN.m/m} \\ 0,8 \times X_1 = 0,8 \times 6,184 = 4,947 \text{ kN.m/m} \end{cases}$$

$$X_{L2-L4} = 4,947 \text{ kN.m/m}$$

Como o momento fletor negativo na continuidade da laje L2 aumenta após a compatibilização, mantém-se o valor inicial de cálculo do momento fletor positivo na direção x para essa laje:

$$M_x = 7,931 \text{ kN.m/m}$$

Correção do momento fletor positivo na laje L4:

$$M_x = 3,256 + \frac{6,184 - 4,947}{2} = 3,874 \text{ kN.m/m}$$

- d. Compatibilização dos momentos fletores negativos na continuidade entre L2 e L5:

$$X_{L2-L5} \geq \begin{cases} \frac{X_1 + X_2}{2} = \frac{2,194 + 0}{2} = 1,097 \text{ kN.m/m} \\ 0,8 \times X_1 = 0,8 \times 2,194 = 1,755 \text{ kN.m/m} \end{cases}$$

$$X_{L2-L5} = 1,755 \text{ kN.m/m}$$

Como o momento fletor negativo na continuidade da laje L2 aumenta após a compatibilização, mantém-se o valor inicial de cálculo do momento fletor positivo na direção x para essa laje:

$$M_x = 7,931 \text{ kN.m/m}$$

Correção do momento fletor positivo na laje L5:

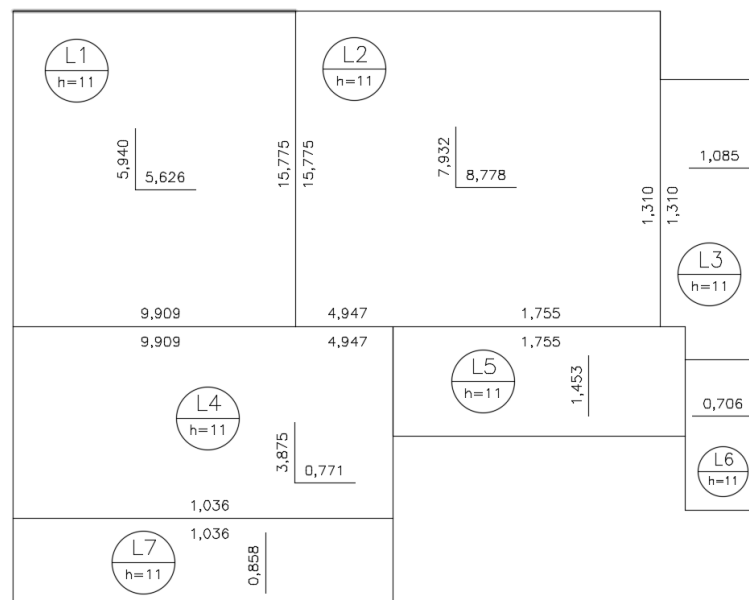
$$M_x = 1,233 + \frac{2,194 - 1,755}{2} = 1,452 \text{ kN.m/m}$$

- Laje L5:

A compatibilização dos momentos fletores negativos na continuidade entre L2 e L5 foi realizada anteriormente.

Depois de realizadas todas as compatibilizações de momentos fletores negativos nas lajes do pavimento Superior e a correção dos momentos fletores positivos nos vãos, foram obtidos os momentos fletores de cálculo representados na Figura 10 abaixo.

Figura 10 - Momentos fletores de cálculo do pavimento Superior compatibilizados (kN.m)



Fonte: autor.

3.5.8 Dimensionamento da armadura de flexão positiva

- Laje L2:

- a. Direção x (menor vão):

$$\Phi_{l,máx} = \frac{h}{8} = \frac{110}{8} = 13,75 \text{ mm}$$

Por conta da atuação de um baixo momento fletor nessa direção, será utilizada armadura longitudinal positiva na direção x igual a 6,3 mm.

$$d_x = h - c_{inf} - \frac{\Phi_l}{2} = 11 - 2,5 - \frac{0,63}{2} = 8,185 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 8,185 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{793,15}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 100 \times 8,185^2}} \right] = 0,688 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,688}{8,185} = 0,084 < 0,259 : \text{domínio 2}$$

$$A_{s,cal} = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{793,15}{\frac{50}{1,15} \times (8,185 - 0,4 \times 0,688)} = 2,306 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para lajes bidirecionais e barras longitudinais do tipo CA50:

$$\rho_s \geq 0,67 \times \rho_{min} = 0,67 \times \frac{0,15}{100} \approx 0,001$$

$$A_{s,min} = 100 \times 11 \times 0,001 = 1,100 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \geq \begin{cases} 2,306 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 1,100 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$A_s = 2,306 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b. Direção y (maior vão):

$$\Phi_{l,máx} = \frac{h}{8} = \frac{110}{8} = 13,75 \text{ mm}$$

Por conta da atuação de um baixo momento fletor nessa direção, será utilizada armadura longitudinal positiva na direção y igual a 6,3 mm.

$$d_y = h - c_{inf} - \frac{3 \times \Phi_l}{2} = 11 - 2,5 - \frac{3 \times 0,63}{2} = 7,555 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 7,555 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{877,84}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 100 \times 7,555^2}} \right] = 0,834 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,834}{7,555} = 0,110 < 0,259 : \text{domínio 2}$$

$$A_{s,cal} = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{877,84}{\frac{50}{1,15} \times (7,555 - 0,4 \times 0,834)} = 2,796 \text{ cm}^2/m$$

Para lajes bidirecionais e barras longitudinais do tipo CA50:

$$\rho_s \geq 0,67 \times \rho_{mín} = 0,67 \times \frac{0,15}{100} \approx 0,001$$

$$A_{s,mín} = 100 \times 11 \times 0,001 = 1,100 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s \geq \begin{cases} 2,796 \text{ cm}^2/m \\ 1,100 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$A_s = 2,796 \text{ cm}^2/m$$

- Laje L5:

a. Direção x (menor vão):

$$\Phi_{l,máx} = \frac{h}{8} = \frac{110}{8} = 13,75 \text{ mm}$$

Por conta da atuação de um baixo momento fletor nessa direção, será utilizada armadura longitudinal positiva na direção x igual a 6,3 mm.

$$d_x = h - c_{inf} - \frac{\Phi_l}{2} = 11 - 2,5 - \frac{0,63}{2} = 8,185 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 8,185 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{145,33}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 100 \times 8,185^2}} \right] = 0,123 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,123}{8,185} = 0,015 < 0,259 : \text{domínio 2}$$

$$A_{s,cal} = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{145,33}{\frac{50}{1,15} \times (8,185 - 0,4 \times 0,123)} = 0,411 \text{ cm}^2/m$$

Para lajes unidirecionais, armadura principal e barras longitudinais do tipo CA50:

$$\rho_s \geq \rho_{mín} = \frac{0,15}{100} = 0,0015$$

$$A_{s,min} = 100 \times 11 \times 0,0015 = 1,650 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s \geq \begin{cases} 0,411 \text{ cm}^2/m \\ 1,650 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$A_s = 1,650 \text{ cm}^2/m$$

b. Direção y (menor vão):

$$A_s \geq \begin{cases} 0,2 \times A_{s,x} = 0,2 \times 1,650 = 0,330 \text{ cm}^2/m \\ 0,5 \times \rho_{min} \times b_w \times h = 0,5 \times \frac{0,15}{100} \times 100 \times 11 = 0,825 \frac{\text{cm}^2}{m} \\ 0,900 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$A_s = 0,900 \text{ cm}^2/m$$

3.5.9 Dimensionamento da armadura de flexão negativa

• Laje L2:

a. Continuidade entre L1 e L2:

$$\Phi_{l,máx} = \frac{h}{8} = \frac{110}{8} = 13,75 \text{ mm}$$

Será utilizada armadura longitudinal negativa de 8 mm.

$$d = h - c_{sup} - \frac{\Phi_l}{2} = 11 - 1,5 - \frac{0,8}{2} = 9,100 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 9,100 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1577,48}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 100 \times 9,100^2}} \right] = 1,259 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{1,259}{9,100} = 0,138 < 0,259 : \text{domínio 2}$$

$$A_{s,cal} = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{1577,48}{\frac{50}{1,15} \times (9,100 - 0,4 \times 1,259)} = 4,221 \text{ cm}^2/m$$

Para armadura negativa de lajes:

$$\rho_s \geq \rho_{min} = \frac{0,15}{100} = 0,0015$$

$$A_{s,min} = 100 \times 11 \times 0,0015 = 1,650 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s \geq \begin{cases} 4,221 \text{ cm}^2/m \\ 1,650 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$A_s = 4,221 \text{ cm}^2/m$$

b. Continuidade entre L2 e L3:

$$\Phi_{l,máx} = \frac{h}{8} = \frac{110}{8} = 13,75 \text{ mm}$$

Será utilizada armadura longitudinal negativa de 6,3 mm.

$$d = h - c_{sup} - \frac{\Phi_l}{2} = 11 - 1,5 - \frac{0,63}{2} = 9,185 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 9,185 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{131,05}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 100 \times 9,185^2}} \right] = 0,098 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,098}{9,185} = 0,011 < 0,259 : \text{domínio 2}$$

$$A_{s,cal} = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{131,05}{\frac{50}{1,15} \times (9,185 - 0,4 \times 0,098)} = 0,330 \text{ cm}^2/m$$

Para armadura negativa de lajes:

$$\rho_s \geq \rho_{mín} = \frac{0,15}{100} = 0,0015$$

$$A_{s,min} = 100 \times 11 \times 0,0015 = 1,650 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s \geq \begin{cases} 0,330 \text{ cm}^2/m \\ 1,650 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$A_s = 1,650 \text{ cm}^2/m$$

c. Continuidade entre L2 e L4:

$$\Phi_{l,máx} = \frac{h}{8} = \frac{110}{8} = 13,75 \text{ mm}$$

Será utilizada armadura longitudinal negativa de 6,3 mm.

$$d = h - c_{sup} - \frac{\Phi_l}{2} = 11 - 1,5 - \frac{0,63}{2} = 9,185 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 9,185 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{494,73}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 100 \times 9,185^2}} \right] = 0,376 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,376}{9,185} = 0,041 < 0,259 : \text{domínio 2}$$

$$A_{s,cal} = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{494,73}{\frac{50}{1,15} \times (9,185 - 0,4 \times 0,098)} = 1,259 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para armadura negativa de lajes:

$$\rho_s \geq \rho_{min} = \frac{0,15}{100} = 0,0015$$

$$A_{s,min} = 100 \times 11 \times 0,0015 = 1,650 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \geq \begin{cases} 1,259 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 1,650 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$A_s = 1,650 \text{ cm}^2/\text{m}$$

d. Continuidade entre L2 e L5:

$$\Phi_{l,máx} = \frac{h}{8} = \frac{110}{8} = 13,75 \text{ mm}$$

Será utilizada armadura longitudinal negativa de 6,3 mm.

$$d = h - c_{sup} - \frac{\Phi_l}{2} = 11 - 1,5 - \frac{0,63}{2} = 9,185 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 9,185 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{175,47}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 100 \times 9,185^2}} \right] = 0,132 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,132}{9,185} = 0,014 < 0,259 : \text{domínio 2}$$

$$A_{s,cal} = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{175,47}{\frac{50}{1,15} \times (9,185 - 0,4 \times 0,132)} = 0,442 \text{ cm}^2/m$$

Para armadura negativa de lajes:

$$\rho_s \geq \rho_{min} = \frac{0,15}{100} = 0,0015$$

$$A_{s,min} = 100 \times 11 \times 0,0015 = 1,650 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s \geq \begin{cases} 0,442 \text{ cm}^2/m \\ 1,650 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$A_s = 1,650 \text{ cm}^2/m$$

3.5.10 Detalhamento da armadura longitudinal positiva

- Laje L2:

a. Direção x:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,barra}} = \frac{2,306}{\frac{\pi \times 0,63^2}{4}} = 7,398 \text{ barras/m}$$

$$s_{cal} = \frac{100}{n} = \frac{100}{7,398} = 13,52 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h = 2 \times 11 = 22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 13 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_0}{s} = \frac{482}{13} = 37,08 \text{ barras} \approx 38 \text{ barras}$$

$$C = l_0 + 2 \times \begin{cases} \geq \frac{10 \times \phi_l}{6 \text{ cm}} = 417 \\ \geq \frac{10 \times 0,63}{6 \text{ cm}} = 6,3 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm} \end{cases} = 431 \text{ cm}$$

b. Direção y:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,barra}} = \frac{2,796}{\frac{\pi \times 0,63^2}{4}} = 8,969 \text{ barras/m}$$

$$s_{cal} = \frac{100}{n} = \frac{100}{8,969} = 11,15 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h = 2 \times 11 = 22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 11 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_0}{s} = \frac{417}{11} = 37,91 \text{ barras} \approx 37 \text{ barras}$$

$$C = l_0 + 2 \times \left\{ \geq \frac{10 \times \Phi_l}{6 \text{ cm}} = 482 + 2 \times \left\{ \geq \frac{10 \times 0,63}{6 \text{ cm}} = 6,3 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm} \right. \right. = 496 \text{ cm}$$

• Laje L5:

a. Direção x:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,barra}} = \frac{1,650}{\frac{\pi \times 0,63^2}{4}} = 5,293 \text{ barras/m}$$

$$s_{cal} = \frac{100}{n} = \frac{100}{5,293} = 18,89 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h = 2 \times 11 = 22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 18 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_0}{s} = \frac{398}{18} = 22,11 \text{ barras} \approx 23 \text{ barras}$$

$$C = l_0 + 2 \times \left\{ \geq \frac{10 \times \Phi_l}{6 \text{ cm}} = 145,10 + 2 \times \left\{ \geq \frac{10 \times 0,63}{6 \text{ cm}} = 6,3 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm} \right. \right. \approx 160 \text{ cm}$$

b. Direção y:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,barra}} = \frac{0,900}{\frac{\pi \times 0,63^2}{4}} = 2,887 \text{ barras/m}$$

$$s_{cal} = \frac{100}{n} = \frac{100}{2,887} = 34,64 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 33 \text{ cm}$$

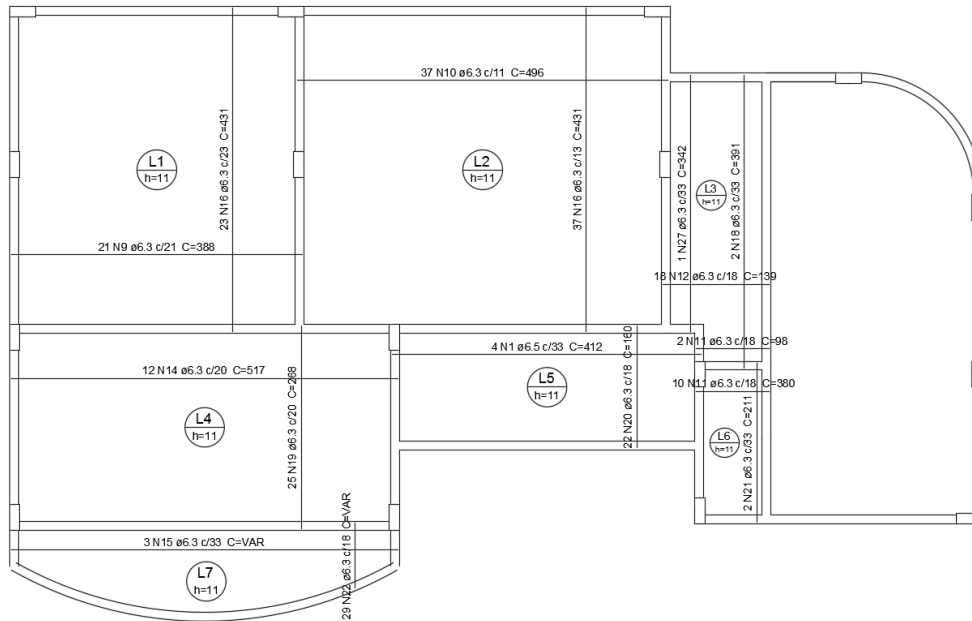
$$s = 33 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_0}{s} = \frac{145,10}{33} = 4,40 \text{ barras} \approx 5 \text{ barras}$$

$$C = l_0 + 2 \times \left\{ \geq \frac{10 \times \Phi_l}{6 \text{ cm}} = 398 + 2 \times \left\{ \geq \frac{10 \times 0,63}{6 \text{ cm}} = 6,3 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm} \right. \right. \approx 412 \text{ cm}$$

A Figura 11 mostra o detalhamento das armaduras de todas as lajes do pavimento Superior da estrutura.

Figura 11 - Detalhamento da armadura positiva das lajes do pavimento Superior



Fonte: autor.

3.5.11 Detalhamento da armadura longitudinal negativa

- Continuidade entre as lajes L1 e L2:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,barra}} = \frac{4,221}{\frac{\pi \times 0,8^2}{4}} = 8,397 \text{ barras/m}$$

$$s_{cal} = \frac{100}{n} = \frac{100}{8,397} = 11,91 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h = 2 \times 11 = 22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 11 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_0}{s} = \frac{417}{11} = 37,91 \text{ barras} \approx 38 \text{ barras}$$

$$g_e = g_d = 11 - 1,5 - 2,5 = 7 \text{ cm}$$

$$C = 2 \times (0,25 \times l_{\text{máx}} + 10 \times \Phi_l) + g_e + g_d$$

$$C = 2 \times (0,25 \times 380,60 + 10 \times 0,8) + 7 + 7 = 220,30 \text{ cm} \approx 222 \text{ cm}$$

- Continuidade entre as lajes L2 e L3:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\text{barra}}} = \frac{1,650}{\frac{\pi \times 0,63^2}{4}} = 5,293 \text{ barras/m}$$

$$s_{\text{cal}} = \frac{100}{n} = \frac{100}{5,293} = 18,89 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h = 2 \times 11 = 22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 18 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_0}{s} = \frac{327}{18} = 18,17 \text{ barras} \approx 19 \text{ barras}$$

$$g_e = g_d = 11 - 1,5 - 2,5 = 7 \text{ cm}$$

$$C = 2 \times (0,25 \times l_{\text{máx}} + 10 \times \Phi_l) + g_e + g_d$$

$$C = 2 \times (0,25 \times 131,10 + 10 \times 0,63) + 7 + 7 = 92,15 \text{ cm} \approx 94 \text{ cm}$$

- Continuidade entre as lajes L2 e L4:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\text{barra}}} = \frac{1,650}{\frac{\pi \times 0,63^2}{4}} = 5,293 \text{ barras/m}$$

$$s_{\text{cal}} = \frac{100}{n} = \frac{100}{5,293} = 18,89 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h = 2 \times 11 = 22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 18 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_0}{s} = \frac{115}{18} = 6,39 \text{ barras} \approx 7 \text{ barras}$$

$$g_e = g_d = 11 - 1,5 - 2,5 = 7 \text{ cm}$$

$$C = 2 \times (0,25 \times l_{m\acute{a}x} + 10 \times \Phi_l) + g_e + g_d$$

$$C = 2 \times (0,25 \times 260,60 + 10 \times 0,63) + 7 + 7 = 156,90 \text{ cm} \approx 158 \text{ cm}$$

- Continuidade entre as lajes L2 e L5:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,barra}} = \frac{1,650}{\frac{\pi \times 0,63^2}{4}} = 5,293 \text{ barras/m}$$

$$s_{cal} = \frac{100}{n} = \frac{100}{5,293} = 18,89 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h = 2 \times 11 = 22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 18 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_0}{s} = \frac{353}{18} = 19,61 \text{ barras} \approx 20 \text{ barras}$$

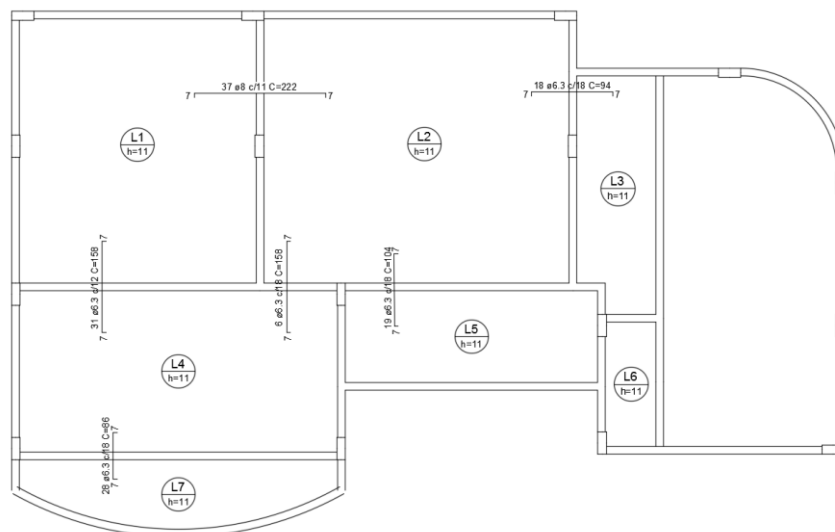
$$g_e = g_d = 11 - 1,5 - 2,5 = 7 \text{ cm}$$

$$C = 2 \times (0,25 \times l_{m\acute{a}x} + 10 \times \Phi_l) + g_e + g_d$$

$$C = 2 \times (0,25 \times 151,70 + 10 \times 0,63) + 7 + 7 = 102,45 \text{ cm} \approx 104 \text{ cm}$$

A Figura 12 retrata o detalhamento das armaduras negativas das continuidades das lajes do pavimento Superior.

Figura 12 - Detalhamento da armadura negativa das continuidades das lajes do pavimento Superior



Fonte: autor.

3.5.12 Reações das lajes nos apoios

- Laje L2:

Serão utilizados os seguintes coeficientes obtidos por ponderação, extraídos da tabela de Bares adaptada por Carvalho e Figueiredo Filho ao coeficiente de Poisson de 0,2, para λ igual a 1,153 e laje no caso 2:

$$k_x = 2,110 \quad k_y = 2,441 \quad k'_x = 0 \quad k'_y = 4,223$$

Por meio da combinação rara, é obtido um carregamento distribuído na laje igual a:

$$p = 6,080 + 1,5 = 7,580 \text{ kN/m}^2$$

São calculadas, então, as reações nos apoios:

$$R_x = \frac{2,110 \times 7,580 \times 4,236}{100} = 6,765 \text{ kN/m}$$

$$R_y = \frac{2,441 \times 7,580 \times 4,236}{100} = 7,839 \text{ kN/m}$$

$$R'_x = 0$$

$$R'_y = \frac{4,223 \times 7,580 \times 4,236}{100} = 13,560 \text{ kN/m}$$

- Laje L5:

Ao utilizar a combinação rara, é obtido um carregamento distribuído na laje igual a:

$$p = 3,946 + 1,5 = 5,446 \text{ kN/m}^2$$

Os momentos fletores, como se trata de uma laje unidirecional, podem ser obtidos por aproximação de cálculo de uma viga engastada em uma extremidade e apoiada em outra:

$$R_x = \frac{3}{8} \times 5,446 \times 1,517 = 3,098 \text{ kN/m}$$

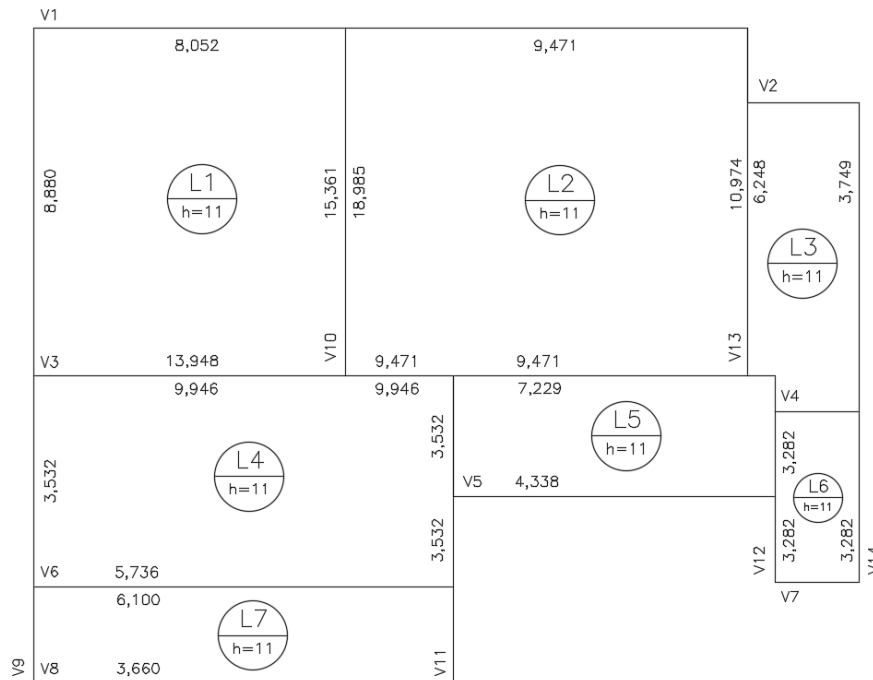
$$R_y = 0$$

$$R'_x = \frac{5}{8} \times 5,446 \times 1,517 = 5,164 \text{ kN/m}$$

$$R'_y = 0$$

A configuração final dos carregamentos das lajes nas vigas do pavimento está apresentada na Figura 13 a seguir.

Figura 13 - Reações das lajes nas vigas do pavimento Superior



Fonte: autor.

3.5.13 Verificação das lajes ao esforço cortante

- Laje L2:

Necessidade da armadura de cisalhamento em laje:

$$V_{sd} = 18,98 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctd} = 0,25 \times \frac{0,7 \times 0,3 \times 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 0,362 \text{ MPa} = 362 \text{ kN/m}^2$$

$$k = |1,6 - d| = |1,6 - 0,082| = 1,518$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \times d} = \frac{3,806}{100 \times 8,2} = 0,47\%$$

$$\rho_{cp} = 0$$

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

$$V_{Rd1} = [362 \times 1,518 \times (1,2 + 40 \times 0,0047) + 0,15 \times 0] \times 1 \times 0,082$$

$$V_{Rd1} = 62,36 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 18,98 \text{ kN} < V_{Rd1} = 62,36 \text{ kN}$$

Logo, não será necessário o dimensionamento de uma armadura de cisalhamento à laje.

Verificação de compressão excessiva nas bielas de compressão:

$$\alpha_{v1} = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{30}{200} = 0,55$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \times \alpha_{v1} \times f_{cd} \times b \times (0,9 \times d) = 0,5 \times 0,55 \times \frac{30}{1,4} \times 1 \times (0,9 \times 0,082)$$

$$V_{Rd2} = 434,10 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 18,98 \text{ kN} < V_{Rd2} = 434,10 \text{ kN}$$

Portanto, foi satisfeita a condição de compressão nas bielas de concreto.

- Laje L5:

Necessidade da armadura de cisalhamento em laje:

$$V_{sd} = 7,23 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctd} = 0,25 \times \frac{0,7 \times 0,3 \times 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 0,362 \text{ MPa} = 362 \text{ kN/m}^2$$

$$k = |1,6 - d| = |1,6 - 0,082| = 1,518$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \times d} = \frac{2,749}{100 \times 8,2} = 0,34\%$$

$$\rho_{cp} = 0$$

$$\begin{aligned}
 V_{Rd1} &= [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_1) + 0,15 \times \rho_{cp}] \times b \times d \\
 &= [362 \times 1,518 \times (1,2 + 40 \times 0,0034) + 0,15 \times 0] \times 1 \times 0,082 \\
 &= 60,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{sd} = 7,23 \text{ kN} < V_{Rd1} = 60,03 \text{ kN}$$

Logo, não será necessário o dimensionamento de uma armadura de cisalhamento à laje.

Verificação de compressão excessiva nas bielas de compressão:

$$\alpha_{v1} = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{30}{200} = 0,55$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \times \alpha_{v1} \times f_{cd} \times b \times (0,9 \times d) = 0,5 \times 0,55 \times \frac{30}{1,4} \times 1 \times (0,9 \times 0,082)$$

$$V_{Rd2} = 434,10 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 7,23 \text{ kN} < V_{Rd2} = 434,10 \text{ kN}$$

Portanto, foi satisfeita a condição de compressão nas bielas de concreto.

3.6 Dimensionamento e detalhamento de escadas

O dimensionamento de escadas pode ser realizado de maneira similar ao de uma viga. Em geral, a força normal não é significativa a ponto de alterar a armadura obtida simplificadamente. Conforme mencionado em capítulos anteriores, a escada do projeto possui fundo plano, sua geometria é em “U”, e tem altura igual a 289 cm, espelho de 18 cm e piso de 27 cm.

3.7 Exemplo de cálculo de escadas – escada E1

3.7.1 Carregamentos

3.7.1.1 Lance

- Peso próprio da escada:

Para cálculo do peso próprio, é necessário obter, inicialmente, o valor equivalente à altura média da escada. A angulação da escada pode ser determinada pela expressão abaixo.

$$\tan \alpha = \frac{e}{s} = \frac{18}{26} = 0,692$$

$$\alpha = 34,68^\circ$$

A altura média, então, pode ser calculada por meio da equação:

$$h_m = \frac{h}{\cos \alpha} + \frac{e}{2} = \frac{10}{\cos 34,68^\circ} + \frac{18}{2} = 21,16 \text{ cm}$$

O peso próprio por metro quadrado atuante na escada é igual a:

$$g_{pp} = \gamma_c \times h_m = 25 \times 0,2116 = 5,29 \text{ kN/m}^2$$

- Peso próprio do revestimento:

O peso de revestimento em escadas pode ser considerado como um valor entre:

$$0,8 \text{ kN/m}^2 \leq g_{rev} \leq 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Foi adotado um valor de 1,2 kN/m², a favor da segurança.

- Peso próprio do gradil:

O peso do gradil pode ser determinado através do intervalo:

$$0,3 \text{ kN/m} \leq g_{gra} \leq 0,5 \text{ kN/m}$$

Também a favor da segurança, foi adotado peso próprio do gradil igual a 0,5 kN/m. Esse carregamento, quando distribuído na faixa de um metro de largura do lance, é igual a 0,5 kN/m².

- Carga acidental:

Conforme a norma NBR 6120:1980 (Tabela 2, p. 3), a sobrecarga a ser considerada a escadas sem acesso ao público é igual a 2,5 kN/m².

3.7.1.2 Patamar

- Peso próprio da escada:

$$g_{pp} = \gamma_c \times h = 25 \times 0,1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

- Peso próprio do revestimento:

$$g_{rev} = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

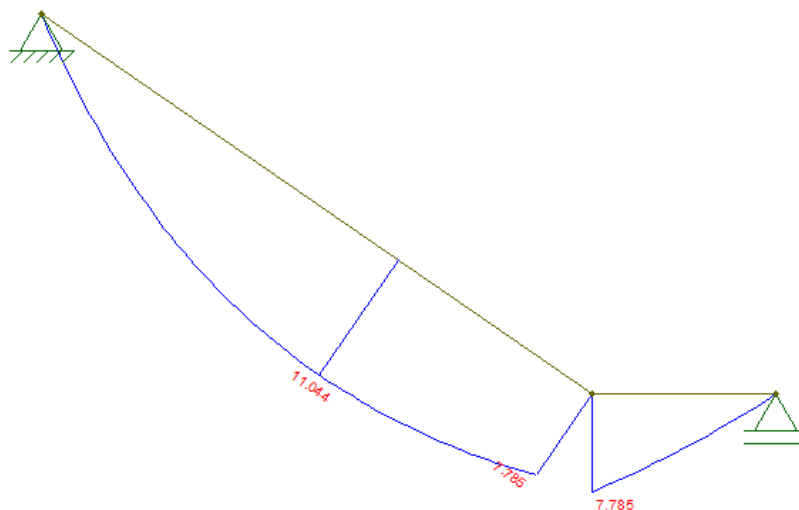
- Carga acidental:

$$q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

3.7.2 Esforços

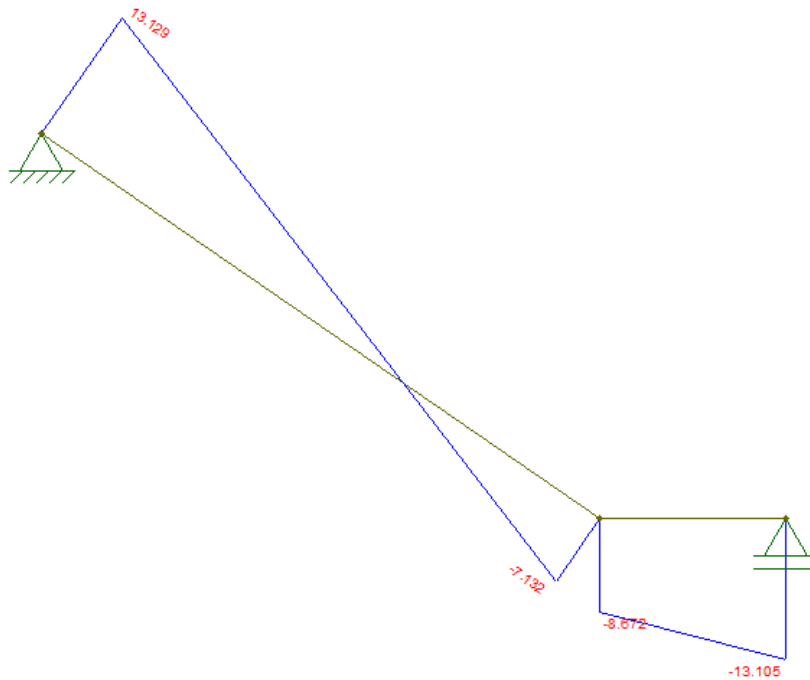
Os esforços atuantes ao longo da escada foram obtidos por meio do programa Ftool. As figuras Figura 14 e Figura 15 representam os diagramas de momentos fletores e de cortantes característicos, respectivamente.

Figura 14 - Diagrama de momentos fletores característicos da escada (kN.m)



Fonte: autor.

Figura 15 - Diagrama de cortantes característicos da escada (kN)



Fonte: autor.

3.7.3 Dimensionamento da armadura longitudinal

3.7.3.1 Dimensionamento da armadura principal:

$$\Phi_{l,máx} = \frac{h}{8} = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ mm}$$

Será utilizada armadura longitudinal negativa de 10 mm.

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

A armadura será dimensionada para um fletor característico de:

$$M_k = 11,044 \text{ kN.m/m}$$

$$x = 1,25 \times 7 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \times 1104,4}{0,425 \times \frac{2,5}{1,4} \times 100 \times 7^2}} \right] = 1,68 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{1,68}{7} = 0,239 < 0,259 : \text{domínio 2}$$

$$A_{s,cal} = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{1,4 \times 1104,4}{\frac{50}{1,15} \times (7 - 0,4 \times 1,68)} = 5,618 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura mínima:

$$\rho_s \geq \rho_{min} = \frac{0,15}{100} = 0,0015$$

$$A_{s,min} = 100 \times 10 \times 0,0015 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \geq \begin{cases} 5,618 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 1,50 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$A_s = 5,618 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Espaçamento:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,barra}} = \frac{5,618}{\frac{\pi \times 0,1^2}{4}} = 7,157 \text{ barras/m}$$

$$s_{cal} = \frac{100}{n} = \frac{100}{7,157} = 13,97 \approx 13 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h = 2 \times 10 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 13 \text{ cm}$$

- Quantidade de barras longitudinais

$$, Q = \frac{l}{s} = \frac{100}{13} = 7,69 \approx 8 \text{ barras}$$

3.7.3.2 Dimensionamento da armadura secundária

$$A_s \geq \begin{cases} 0,2 \times A_{s,x} = 0,2 \times 5,618 = 1,124 \\ \text{cm}^2/\text{m} \\ 0,5 \times \rho_{min} \times b_w \times h = 0,5 \times \frac{0,15}{100} \times 100 \times 10 = 0,75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\ 0,900 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$A_s = 1,124 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi_l = 6,3 \text{ mm}$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s,barra}} = \frac{1,124}{\frac{\pi \times 0,63^2}{4}} = 3,601 \text{ barras/m}$$

$$s_{cal} = \frac{100}{n} = \frac{100}{3,601} = 27,77 \approx 27 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 33 \text{ cm}$$

$$s = 27 \text{ cm}$$

3.7.4 Verificação quanto ao Estado Limite de Serviço

3.7.4.1 Momento de fissuração

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{y_t} = \frac{1,5 \times 0,2896 \times 8333,33}{5} = 724 \text{ kN.cm} = 7,24 \text{ kN.m}$$

3.7.4.2 Momento atuante

Será utilizada, como recomendado, combinação quase-permanente para obtenção do carregamento de serviço.

$$p_{serv,lance} = g + \Psi_2 \times q = 6,99 + 0,3 \times 2,5 = 7,74 \text{ kN/cm}^2$$

$$p_{serv,patamar} = g + \Psi_2 \times q = 3,7 + 0,3 \times 2,5 = 4,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_a = 8,93 \text{ kN.m} > M_r = 7,24 \text{ kN.m}$$

$$I_{II} = \frac{b \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{100 \times 2,08^3}{3} + 7,825 \times 5,618 \times (7 - 2,08)^2 = 1364,04 \text{ cm}^4$$

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

$$I_{eq} = \left(\frac{724}{893,2}\right)^3 \times 8333,33 + \left[1 - \left(\frac{724}{893,2}\right)^3\right] \times 1364,04 = 5075,62 \text{ cm}^4$$

$$h_{eq} = 8,51 \text{ cm}$$

$$f_0 = 0,480 \text{ cm}$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \times \rho'} = \frac{2 - 0,68}{1 + 50 \times 0} = 1,32$$

3.7.4.3 Verificação da flecha total

$$f_{total} = f_0 \times (1 + \alpha_f) = 0,480 \times (1 + 1,32) = 1,114 \text{ cm}$$

$$f_{lim} = \frac{l}{250} = \frac{331,1}{250} = 1,324 \text{ cm}$$

$$f_{total} = 1,114 \text{ cm} < f_{lim} = 1,324 \text{ cm}$$

3.7.5 Verificação ao esforço de cortante

Necessidade da armadura de cisalhamento em laje:

$$V_{sd} = 18,16 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctd} = 0,25 \times \frac{0,7 \times 0,3 \times 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 0,362 \text{ MPa} = 362 \text{ kN/m}^2$$

$$k = |1,6 - d| = |1,6 - 0,07| = 1,53$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \times d} = \frac{4 \times \frac{\pi \times 0,63^2}{4}}{100 \times 7} = 0,18\%$$

$$\rho_{cp} = 0$$

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

$$V_{Rd1} = [362 \times 1,53 \times (1,2 + 40 \times 0,0018) + 0,15 \times 0] \times 1 \times 0,07$$

$$V_{Rd1} = 49,32 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 18,16 \text{ kN} < V_{Rd1} = 49,32 \text{ kN}$$

Logo, não será necessário o dimensionamento de uma armadura de cisalhamento à laje.

Verificação de compressão excessiva nas bielas de compressão:

$$\alpha_{v1} = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{30}{200} = 0,55$$

$$V_{Rd2} = 0,5 \times \alpha_{v1} \times f_{cd} \times b \times (0,9 \times d) = 0,5 \times 0,55 \times \frac{30000}{1,4} \times 1 \times (0,9 \times 0,07)$$

$$V_{Rd2} = 371,25 \text{ kN}$$

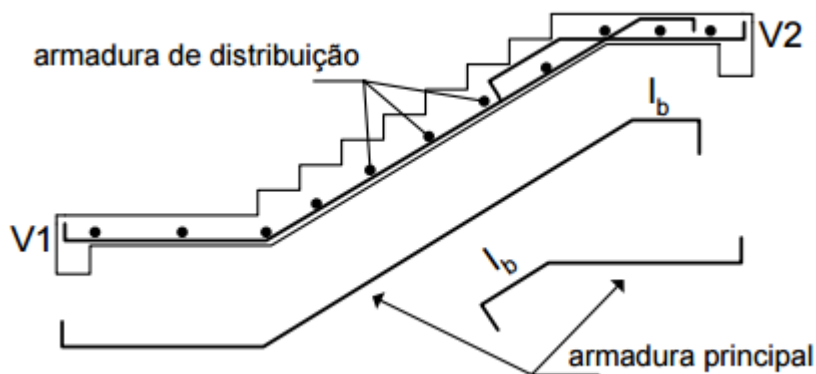
$$V_{sd} = 18,16 \text{ kN} < V_{Rd2} = 371,25 \text{ kN}$$

Portanto, foi satisfeita a condição de compressão nas bielas de concreto.

3.7.6 Empuxo ao vazio

Na região de encontro dos degraus do lance de escada com o patamar, há uma tendência de a barra longitudinal voltar à sua posição original, ou seja, tornar-se reta. Deve-se, portanto, garantir um detalhamento especial dessa armadura, indicado na Figura 16 é necessário que se substitua as barras da armadura longitudinal principal por barras prolongadas, além do seu cruzamento, e devidamente ancoradas.

Figura 16 - Detalhamento correto da escada a fim de evitar efeito de empuxo ao vazio



Fonte: ARAÚJO, 2010.

3.7.7 Comprimento básico de ancoragem

3.7.7.1 Resistência de aderência

$$f_{cta} = \frac{0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,3 \times 0,7 \times 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa} = 0,145 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

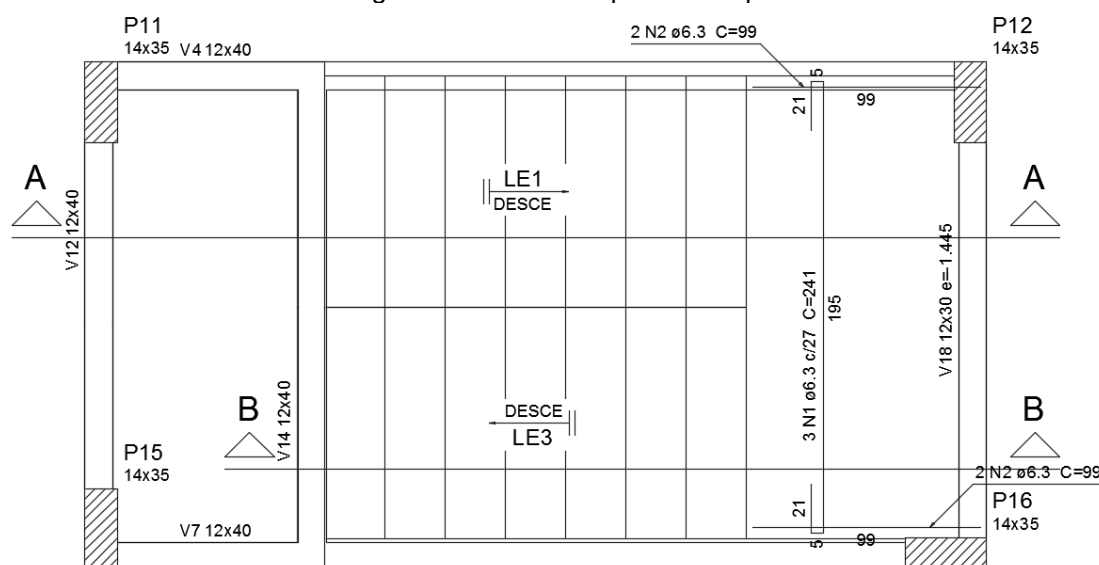
$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 0,1448 = 0,326 \frac{kN}{cm^2}$$

3.7.7.2 Comprimento básico de ancoragem

$$l_b = \frac{\Phi_l \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} = \frac{1 \times \frac{50}{1,15}}{4 \times 0,326} = 33,36 \approx 34 \text{ cm}$$

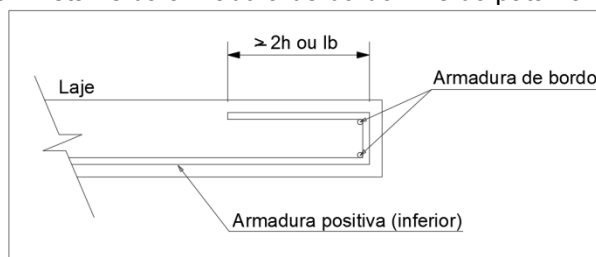
3.7.8 Detalhamento final

Figura 17 - Armadura positiva do patamar



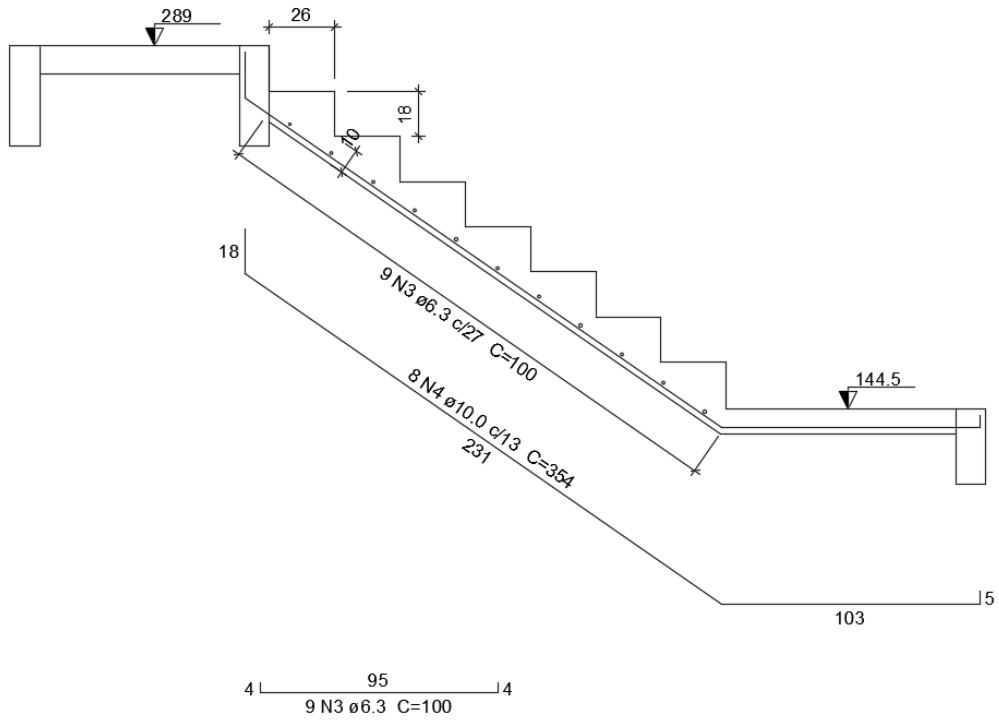
Fonte: autor.

Figura 18 - Detalhe da armadura de bordo livre do patamar da escada



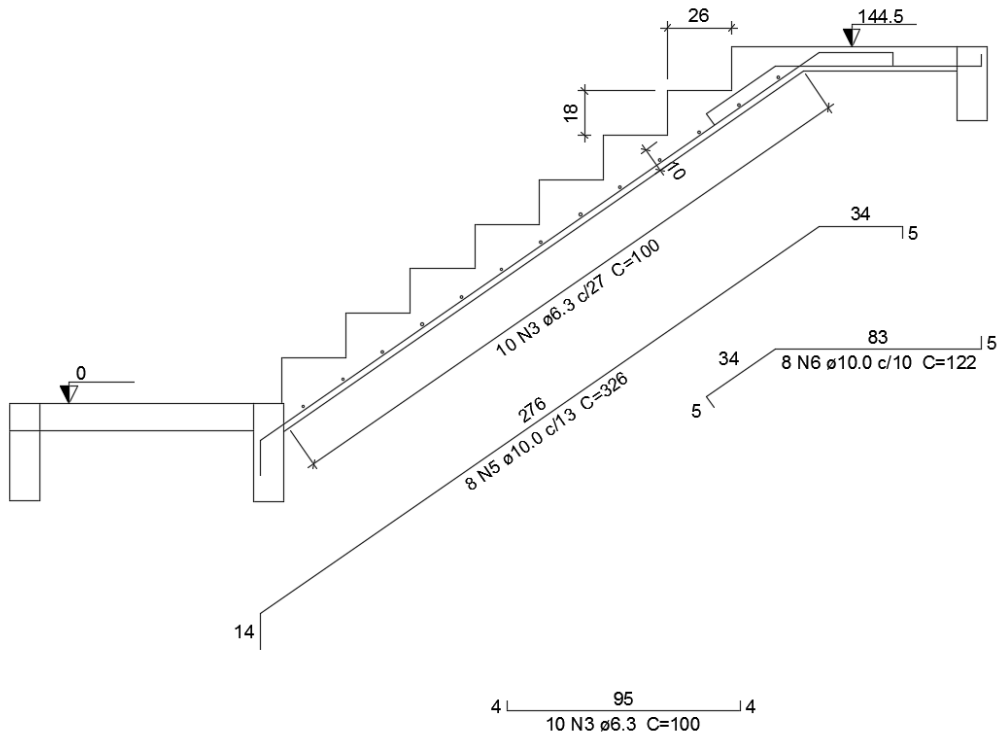
Fonte: software Eberick V10.

Figura 19 - Armaduras do lance superior



Fonte: autor.

Figura 20 - Armaduras do lance inferior



Fonte: autor.

3.8 Dimensionamento e detalhamento de vigas

As vigas são definidas como elementos lineares em que o esforço de flexão é preponderante. Possuem, portanto, a característica de possuírem comprimento maior que as dimensões de sua seção transversal.

3.8.1 Vãos efetivos

O vão efetivo de vigas pode ser considerado a partir da expressão abaixo, desde que seus apoios possam ser considerados rígidos o suficiente face ao deslocamento vertical.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

3.8.2 Pré-dimensionamento

Foram inicialmente lançadas vigas de largura igual ao mínimo de 12 cm, de maneira a escondê-las nas paredes de alvenaria, e de altura igual a 40 cm, por conta dos vãos máximos de quase cinco metros presentes nos pavimentos.

3.8.3 Carregamentos

As cargas uniformes nas vigas usualmente se devem ao carregamento de seu peso próprio, às reações das lajes nesses apoios e a cargas de parede. Também devem ser consideradas cargas concentradas quando são apoiados nesses elementos pilares, no caso de viga de transição ou de viga de equilíbrio, e outras vigas.

3.8.3.1 Carregamentos permanentes

As cargas de peso próprio são obtidas por meio da multiplicação da área transversal da viga pelo peso específico do concreto, o qual pode ser extraído da norma NBR 6120:1980 (Tabela 1, p. 2), igual a 25 kN/m³.

$$g_{pp} = \gamma_c \times b \times h$$

Da expressão:

γ_c : peso próprio do concreto;

O cálculo das reações das lajes nas vigas pode ser realizado por meio do uso de tabelas, ou por meio do método das áreas de influência.

O carregamento linear de peso próprio dos elementos de vedação é obtido multiplicado sua base e sua altura pelo seu peso específico, igual a 13 kN/m³. Para as paredes de alvenaria, foi considerada uma espessura total (revestimento e tijolo cerâmico) de 15 cm.

$$g_{par} = \gamma_{par} \times b_{par} \times h_{par}$$

Nas vigas que sustentam elemento de vedação em vidro laminado de 10 mm, deve-se obter seu carregamento de peso próprio ao multiplicar a espessura e a altura desse material pelo seu peso específico tabelado por norma (6120:1980, Tabela 2, p. 3), igual a 26 kN/m³.

$$g_{vid} = \gamma_{vid} \times b_{vid} \times h_{vid}$$

Da expressão:

g_{vid} : carregamento permanente por metro devido ao peso próprio do vidro;

γ_{vid} : peso próprio do vidro plano;

b_{vid} : largura do vidro;

h_{vid} : altura do vidro.

Em vigas de sacada, deve ser considerado também o carregamento de peso próprio do gradil. No presente projeto, essa carga foi estimada em 0,5 kN/m.

As reações da escada também devem ser consideradas no cálculo de vigas que suportam esse elemento nos pavimentos do lance superior, do patamar e do lance inferior.

3.8.3.2 Carregamento acidental

Deve ser considerado carregamento linear acidental na viga da sacada, devido ao apoio no gradil. O valor dessa força é mencionado na NBR 6120:1980 (p. 4) e deve ser igual à, no mínimo, 2 kN/m.

3.8.4 Momentos fletores

Os esforços fletores foram obtidos através do *software* computacional FTool.

3.8.5 Dimensionamento das armaduras de flexão

O cálculo da área de aço necessária a resistir esforços de flexão na viga é obtido de maneira similar ao apresentado no tópico 3.4.9, referente às lajes.

Estima-se, primeiramente, a altura útil da viga:

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi_l}{2}$$

Da expressão:

ϕ_t : diâmetro da armadura transversal adotada à viga;

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

O dimensionamento das vigas, assim como o de lajes, será realizado nos domínios 2 e 3, limitado pelo valor de x/d igual a 0,45.

A armadura da viga é, então, obtida por meio da equação:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)}$$

3.8.5.1 Armadura máxima

O item 17.3.5.2.4 da norma NBR 6118:2014 (p. 132) cita que “a soma das armaduras de tração e de compressão ($A_s + A_s'$) não pode ter valor maior que 4% A_c , calculada na região fora da zona de emendas, devendo ser garantidas as condições de ductilidade requeridas em 14.6.4.3.”

3.8.5.2 Armadura mínima

Assim como citado no dimensionamento das lajes, deve-se obedecer à taxa de armadura mínima de armadura de modo a melhorar a resistência à flexão e a

evitar fissuração, de acordo com o item 17.3.5.2.1 da norma NBR 6118:2014 (p. 130). Em vigas com concreto de resistência característica igual a 30 MPa, a taxa de armadura recomendada por norma é igual a 0,15% da área da seção bruta de concreto.

3.8.6 Dimensionamento da armadura de cisalhamento

A armadura de resistência a esforços cortantes em vigas pode ser calculada através do Modelo I de cálculo, de treliça com ângulo de 45 graus, ou por meio do Modelo II, de treliça generalizada, com ângulo das diagonais comprimidas entre 30 e 45 graus.

Admite-se que a viga resiste satisfatoriamente ao esforço de cortante quando:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Das expressões:

$$V_{Rd2} = 0,54 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \times \sin^2 \theta \times (\cot \alpha + \cot \theta)$$

α_{v2} : coeficiente:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ (} f_{ck} \text{ em MPa)}$$

V_{Rd3} : esforço cortante resistente de cálculo, relativo à ruína por tração diagonal;

V_c : parcela de esforço cortante absorvida pelo concreto por mecanismos complementares ao da treliça:

$V_c = V_{c1}$ na flexão simples;

$V_{c1} = V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$ quando $V_{sd} < V_{c0}$;

$V_{c1} = 0$ quando $V_{sd} = V_{c0}$.

Com esses valores, deve-se determinar a parcela de esforço cortante a ser resistida pela armadura transversal:

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

A armadura de cisalhamento é obtida por meio da equação:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha}$$

Da expressão:

f_{ywd} : tensão máxima no estribo;

α : ângulo de inclinação dos estribos, que varia de 45 a 90 graus;

θ : inclinação das bielas de compressão, que varia de 30 a 45 graus.

3.8.6.1 Armadura mínima de cisalhamento

De acordo com a norma NBR 6118:2014 (item 17.4.1.1.1, p. 133), devem-se posicionar estribos em todos os elementos lineares. O item 17.4.1.1.2 da norma (p. 133) menciona casos de exceção para o cálculo da armadura mínima.

A armadura mínima de cortante pode ser calculada através da fórmula abaixo.

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \sin \alpha} \geq 0,2 \times \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

3.8.6.2 Limites para escolha do diâmetro do estribo

O item 18.3.3.2 da norma NBR 6118:2014 (p. 149) detalha que o diâmetro da barra escolhida para estribo na viga não deve ser inferior a 5 mm ou superior a um décimo da largura da viga.

3.8.6.3 Espaçamentos mínimo e máximo entre os estribos

O valor calculado e adotado para o espaçamento do estribo, segundo o mesmo item da norma, deve ser o suficiente para permitir a passagem do vibrador. Seu valor também não pode ultrapassar os valores indicados na expressão a seguir.

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 \times d \leq 30 \text{ cm quando } V_{sd} \leq 0,67 \times V_{Rd2}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 0,3 \times d \leq 20 \text{ cm quando } V_{sd} > 0,67 \times V_{Rd2}$$

3.8.7 Verificação quanto ao Estado Limite de Serviço

3.8.7.1 Verificação do estágio de deformação

A verificação da viga quanto ao estágio de deformação e o cálculo dos deslocamentos verticais devem ser realizados de forma similar ao apresentado no tópico sobre o dimensionamento de lajes. Os valores finais das flechas devem ser comparados com os seguintes limites:

a. Aceitabilidade visual:

$$f_{lim} = \frac{l_x}{250}$$

A flecha a ser comparada ao valor limite para verificação da aceitabilidade visual deve ser obtida por meio da combinação quase-permanente.

b. Abertura de fissuras

O valor de deslocamento obtido por meio de combinação frequente deve ser comparado ao menor dos seguintes valores:

$$w_1 = \frac{\Phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ctm}} \right)$$

$$w_2 = \frac{\Phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

O valor limite recomendado por norma (NBR 6118:2014, Tabela 13.4, p. 80), ao adotar classe de agressividade CAII, é igual a 0,3 mm.

3.8.8 Detalhamento da armadura longitudinal

3.8.8.1 Comprimento básico de ancoragem

$$l_b = \frac{\Phi_l \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}}$$

Da expressão:

l_b : comprimento básico de ancoragem;

f_{bd} : resistência de cálculo de aderência do concreto:

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

$\eta_1 = 1$ para barras lisas;

$\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas;

$\eta_1 = 2,25$ para barras de alta aderência;

$\eta_2 = 1$ quando há boa aderência da armadura pelo concreto;

$\eta_2 = 0,7$ quando há má aderência da armadura pelo concreto;

$\eta_3 = 1$ para barras de diâmetro menor ou igual a 32 mm;

$\eta_3 = \frac{1,32 - \phi_l}{100}$ para barras de diâmetro maior que 32 mm.

3.8.8.2 Comprimento necessário de ancoragem

$$l_{b,nec} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín}$$

Da expressão:

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

α : coeficiente:

$\alpha = 1$ para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho maior ou igual a 3θ ;

$\alpha = 0,7$ quando houver barras transversais soldadas, conforme o item 9.4.2.5 da norma NBR 6118:2014 (p. 38) ;

$\alpha = 0,5$ quando houver barras transversais soldadas conforme o item 9.4.2.5 da norma e com cobrimento no plano normal ao gancho maior ou igual a 3θ ;

$A_{s,cal}$: área de aço calculada;

$A_{s,ef}$: área de aço efetiva;

$l_{b,mín}$: comprimento mínimo de ancoragem:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \times l_b \\ 10 \times \Phi_l \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

3.8.8.3 Ganchos de ancoragem

A adoção de ganchos de ancoragem nas extremidades das barras possibilita tanto às armaduras longitudinais quanto às transversais uma condição de ancoragem mais efetiva. Dessa maneira, permite-se que haja redução no comprimento de ancoragem.

Os ganchos podem ser de três tipos:

- Ganchos semicirculares: a ponta reta deve ter comprimento igual ou maior a 2Φ ;
- Ganchos com ângulo de 45° : a ponta reta deve ser igual ou maior que 4Φ ;
- Ganchos em ângulo reto: a ponta reta deve ter valor igual ou maior que 8Φ .

Em armaduras longitudinais de tração, esses ganchos devem ter diâmetro interno de curvatura igual ao apresentado na Tabela 9.1 da norma NBR 6118:2014 (p. 37). Em armaduras transversais, o diâmetro interno relativo à sua dobra está detalhado na Tabela 9.2 dessa norma (p. 40).

O comprimento do gancho em ângulo reto, de armadura com resistência característica de 500 MPa e de diâmetro menor que 20 mm, é obtido por meio da equação abaixo.

$$l_g = \frac{\pi \times (5 \times \Phi_l + \Phi_l)}{4} + 8 \times \Phi_l$$

Da expressão:

l_g : comprimento do gancho.

3.8.8.4 Ancoragem da armadura nos apoios

$$R_{st} = \frac{a_l \times V_d}{d} + N_d$$

R_{st} : esforço de tração no aço;

a_l : comprimento de decalagem do diagrama de momentos fletores;

V_d : esforço cortante de cálculo;

N_d : esforço de tração de cálculo.

3.8.8.5 Armadura mínima nos apoios

Caso o valor do momento atuante no apoio for igual à zero ou de valor negativo absoluto menor ou igual à metade do momento no vão:

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3}$$

Por outro lado, quando o valor do momento no apoio tiver valor negativo absoluto maior que a metade do momento atuante no vão do trecho considerado:

$$A_{s,v\tilde{a}o} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{4}$$

3.8.8.6 Ancoragem mínima nos apoios extremos

Conforme indicado no item 18.3.2.4.1 da norma NBR 6118:2014 (p. 148), o comprimento mínimo de ancoragem nos apoios de extremidade da barra deve ter comprimento maior que o maior entre os seguintes valores:

$$l_b \geq \begin{cases} l_{b,nec} \\ r + 5,5 \times \Phi_l \\ 60 \text{ mm} \end{cases}$$

3.8.8.7 Ancoragem em apoios intermediários

Será adotado comprimento de ancoragem nas barras em apoios intermediários igual a 10Φ . Esse valor pode ser adotado quando não houver alguma possibilidade de momentos positivos nessa região.

3.8.8.8 Ancoragem fora dos apoios

Pode-se realizar a interrupção das barras em regiões que não atuam mais os esforços a qual a armadura foi dimensionada. Para isso, realiza-se a decalagem do diagrama de momentos fletores. O valor do comprimento de decalagem do diagrama, para o modelo II de cálculo, é obtido através da equação abaixo.

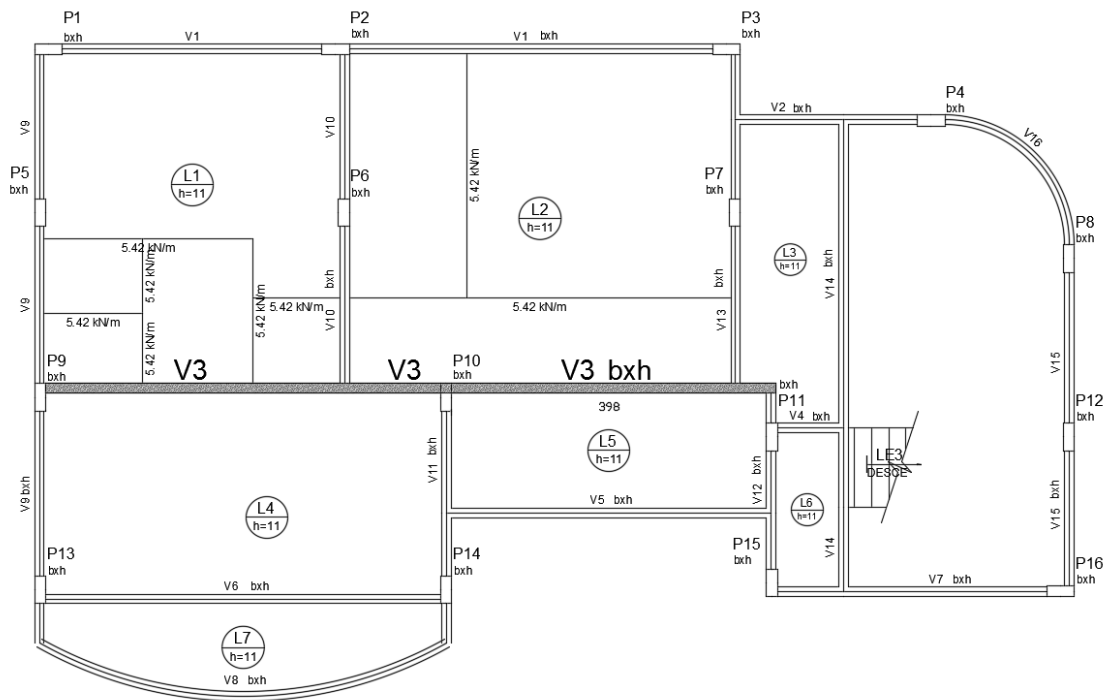
$$a_l = 0,5 \times d \times (\cot \alpha - \cot \theta)$$

A ancoragem dessa armadura será garantida por meio da consideração de um comprimento de armadura igual à soma do comprimento de decalagem do diagrama de momentos fletores e do comprimento de ancoragem básico.

3.9 Exemplo de cálculo de vigas - viga V3

Será demonstrado o dimensionamento e o detalhamento da viga V3 do pavimento Superior, a qual está destacada na Figura 21, que representa também a forma do pavimento.

Figura 21 - Indicação da viga V3 na forma do pavimento Superior



Fonte: autor.

3.9.1 Vãos efetivos

- Vão 1: entre os pilares P9 e P10:

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ cm} \\ 0,3 \times h = 0,3 \times 40 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_1 = 7 \text{ cm}$$

$$a_2 \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ cm} \\ 0,3 \times h = 0,3 \times 40 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_2 = 7 \text{ cm}$$

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 = 503 + 7 + 7 = 517 \text{ cm}$$

- Vão 2: entre os pilares P10 e V12:

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ cm} \\ 0,3 \times h = 0,3 \times 40 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_1 = 7 \text{ cm}$$

$$a_2 \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm} \\ 0,3 \times h = 0,3 \times 40 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_2 = 6 \text{ cm}$$

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 = 398 + 7 + 6 = 411 \text{ cm}$$

3.9.2 Pré-dimensionamento

Como critério estético, a viga deverá estar embutida na parede. Dessa forma, como a parede possui uma espessura total de 15 cm, foram lançadas vigas de largura igual a 12 cm.

A altura das vigas foi adotada por meio de critérios usuais, em que a altura deve variar entre:

$$\frac{l_0}{12} \leq h \leq \frac{l_0}{10}$$

$$\frac{503}{12} = 41,92 \text{ cm} \leq h \leq \frac{503}{10} = 50,30 \text{ cm}$$

Esses valores apresentam apenas uma estimativa da altura a ser utilizada em vigas. Por conta disso, foi optado por utilizar o menor valor, arredondado para baixo, igual a 40 cm.

3.9.3 Carregamentos

3.9.3.1 Peso próprio da viga

$$g_{pp} = \gamma_c \times b \times h = 25 \times 0,12 \times 0,40 = 1,200 \text{ kN/m}$$

3.9.3.2 Peso próprio da parede de vedação

$$g_{par} = \gamma_{par} \times b_{par} \times h_{par} = 13 \times 0,15 \times 249 = 4,856 \text{ kN/m}$$

3.9.3.3 Reações das lajes

Trecho V3-a:

$$\text{Reação da laje L1} \begin{cases} g = 8,153 \text{ kN/m} \\ q = 1,810 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação da laje L4} \begin{cases} g = 5,090 \text{ kN/m} \\ q = 2,014 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação total} \begin{cases} g = 13,243 \text{ kN/m} \\ q = 3,824 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Trecho V3-b:

$$\text{Reação da laje L2} \begin{cases} g = 5,426 \text{ kN/m} \\ q = 1,339 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação da laje L4} \begin{cases} g = 5,090 \text{ kN/m} \\ q = 2,014 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação total} \begin{cases} g = 10,516 \text{ kN/m} \\ q = 3,353 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Trecho V3-c:

$$\text{Reação da laje L2} \begin{cases} g = 5,426 \text{ kN/m} \\ q = 1,339 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação da laje L5} \begin{cases} g = 3,742 \text{ kN/m} \\ q = 1,422 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação total} \begin{cases} g = 9,168 \text{ kN/m} \\ q = 2,761 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Trecho V3-d:

$$\text{Reação da laje L3} \begin{cases} g = 0 \text{ kN/m} \\ q = 0 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação da laje L5} \begin{cases} g = 3,742 \text{ kN/m} \\ q = 1,422 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação total} \begin{cases} g = 3,742 \text{ kN/m} \\ q = 1,422 \text{ kN/m} \end{cases}$$

3.9.3.4 Carregamento total

Trecho V3-a:

$$\begin{cases} g = 1,200 + 4,856 + 13,243 = 19,299 \text{ kN/m} \\ q = 3,824 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Trecho V3-b:

$$\begin{cases} g = 1,200 + 4,856 + 10,516 = 16,572 \text{ kN/m} \\ q = 3,353 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Trecho V3-c:

$$\begin{cases} g = 1,200 + 4,856 + 9,168 = 15,224 \text{ kN/m} \\ q = 2,761 \text{ kN/m} \end{cases}$$

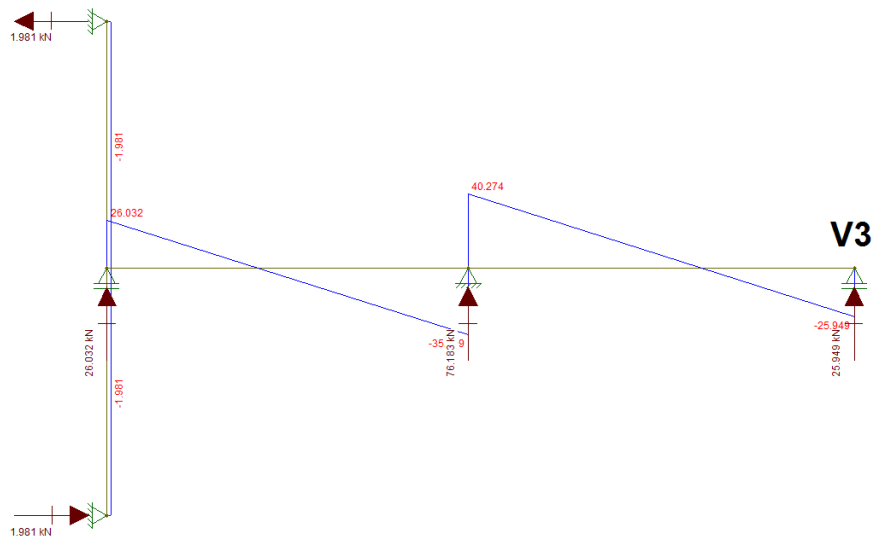
Trecho V3-d:

$$\begin{cases} g = 1,200 + 4,856 + 3,742 = 9,798 \text{ kN/m} \\ q = 1,422 \text{ kN/m} \end{cases}$$

3.9.4 Reações das vigas

Há dois carregamentos concentrados a serem considerados à viga. No primeiro vão, a viga V10 se apoia e transfere um carregamento pontual à viga em análise, a uma distância de 3,85 m do pilar P9, de intensidade total (permanente e acidental) igual a 25,95 kN, conforme modelo gerado no Ftool da viga V10 ilustrado na Figura 22.

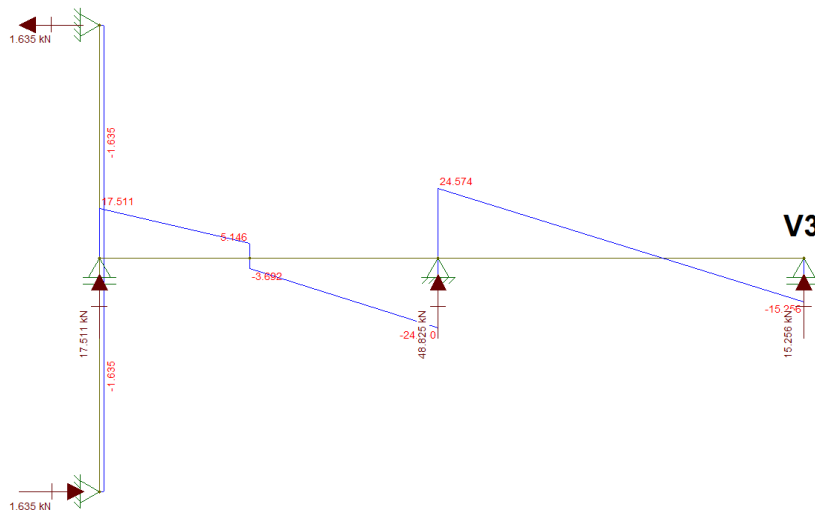
Figura 22 - Obtenção da reação da viga V10 na viga V3



Fonte: autor.

O segundo vão recebe um carregamento pontual da viga V13, a uma distância de 8,79 m do pilar P9, com valor total igual a 15,26 kN. A obtenção desse valor está demonstrada na Figura 23 que representa o modelo lançado no Ftool para obtenção de esforços.

Figura 23 - Obtenção da reação da viga V13 na viga V3



Fonte: autor.

3.9.5 Determinação dos esforços solicitantes de cálculo no ELU

Os carregamentos obtidos em cada trecho da viga por combinação última são:

- Trecho V3-a

$$p = 1,4 \times g + 1,4 \times q = 1,4 \times 19,299 + 1,4 \times 3,824 = 32,372 \text{ kN/m}$$

- Trecho V3-b:

$$p = 1,4 \times g + 1,4 \times q = 1,4 \times 16,572 + 1,4 \times 3,353 = 27,895 \text{ kN/m}$$

- Trecho V3-c:

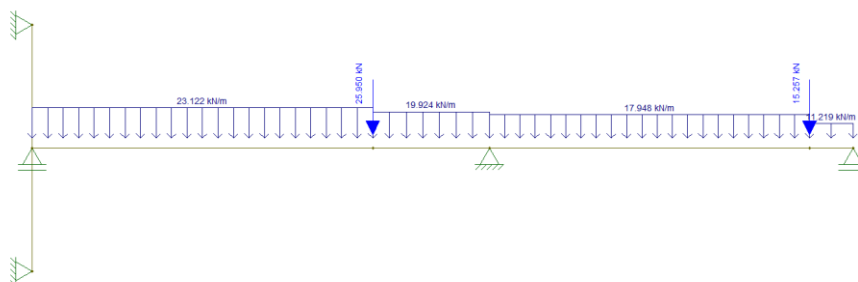
$$p = 1,4 \times g + 1,4 \times q = 1,4 \times 15,224 + 1,4 \times 2,761 = 25,179 \text{ kN/m}$$

- Trecho V3-d:

$$p = 1,4 \times g + 1,4 \times q = 1,4 \times 9,798 + 1,4 \times 1,422 = 15,708 \text{ kN/m}$$

O modelo da viga com os carregamentos é apresentado na Figura 24.

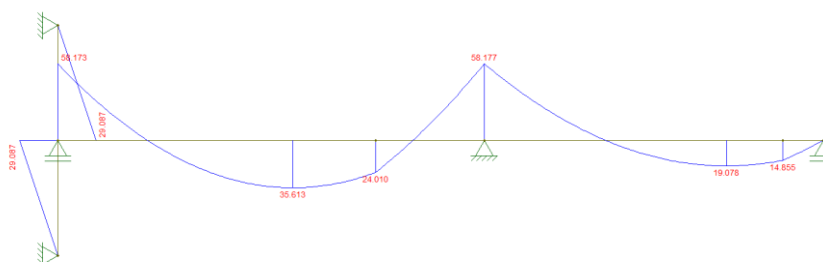
Figura 24 - Carregamentos distribuídos totais característicos ao longo da viga V3



Fonte: autor.

A Figura 25 mostra o diagrama de momentos fletores característicos da viga.

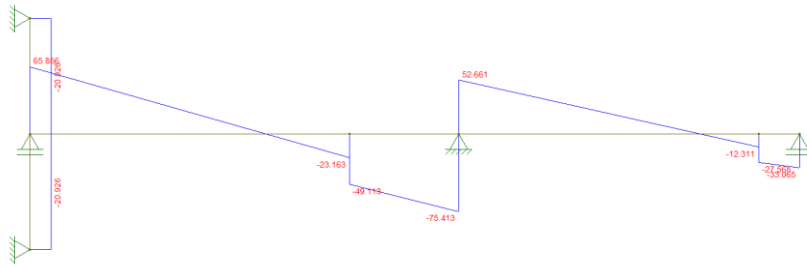
Figura 25 - Diagrama de momentos fletores de característicos da viga V3 (kN.m)



Fonte: autor.

O diagrama de esforços cortantes característicos está representado na Figura

Figura 26 - Diagrama de cortantes característicos da viga V3 (kN)



Fonte: autor.

3.9.6 Dimensionamento da armadura longitudinal positiva

- Altura útil estimada:

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

a. Vão 1

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 36 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4985,82}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 36^2}} \right] = 8,78 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{8,78}{36} = 0,244$$

A viga no vão 1 está caracterizada no domínio 2 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{4985,82}{\frac{50}{1,15} \times (36 - 0,4 \times 8,78)} = 3,530 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,530 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 40 = 0,720 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,530 \text{ cm}^2$$

Foram adotadas, nesse caso, quatro barras de 12,5 mm.

Área de aço efetiva:

$$A_{s,ef} = n \times A_{s,uni} = 4 \times \frac{\pi \times \Phi^2}{4} = 4 \times \frac{\pi \times 1,25^2}{4} = 4,909 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,ef} = 4,909 \text{ cm}^2 > A_s = 3,530 \text{ cm}^2$$

A quantidade de barras por camada será de:

$$n_c = \frac{b_w - 2 \times (c + \Phi_t) + e_h}{\Phi + e_h} = \frac{12 - 2 \times (2,5 + 0,5) + 2}{1,25 + 2} = 2,46 \text{ barras}$$

Da expressão:

n_c : número de barras por camada;

e_h : espaçamento horizontal das barras.

Assim, na primeira e na segunda camada serão dispostas duas barras de 12,5 mm. O centro de gravidade da armadura será, portanto, igual a:

$$y_1 = c + \Phi_t + \frac{\Phi}{2} = 2,5 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 3,63 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + e_v + \Phi = 3,63 + 2 + 1,25 = 6,88 \text{ cm}$$

$$y_{CG} = \frac{n_1 \times y_1 + n_2 \times y_2}{n} = \frac{2 \times 3,63 + 2 \times 6,88}{4} = 5,25 \text{ cm}$$

Distância do centro de gravidade ao ponto de seção mais afastada da linha neutra:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \Phi_t = 5,25 - 2,5 - 0,5 = 2,25 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 2,25 \text{ cm} < 10\% \times h = 10\% \times 40 = 4 \text{ cm}$$

Altura útil real:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 40 - 5,25 = 34,75 \text{ cm} < d_{estimado} = 36 \text{ cm}$$

Dessa forma, é necessário recalcular a armadura, utilizando a altura útil real da peça.

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 34,75 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4985,82}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 34,75^2}} \right] = 9,17 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{9,17}{34,75} = 0,264$$

A viga no vão 1 está caracterizada no domínio 2 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{4985,82}{\frac{50}{1,15} \times (34,75 - 0,4 \times 9,17)} = 3,690 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,690 \text{ cm}^2 \geq A_{s,min} = \rho_{min} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 40 = 0,720 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,690 \text{ cm}^2$$

A área de aço utilizada anteriormente, de quatro barras de 12,5 mm, que totaliza 4,909 cm², pode ser utilizada, pois é maior que a área de aço recalculada.

b. Vão 2

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 36 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2670,92}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 36^2}} \right] = 4,46 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{4,46}{36} = 0,124$$

A viga no vão 1 está caracterizada no domínio 2 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{2670,92}{\frac{50}{1,15} \times (36 - 0,4 \times 4,46)} = 1,796 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,796 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min} = \rho_{\min} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 40 = 0,720 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,796 \text{ cm}^2$$

Foram adotadas, nesse caso, duas barras de 12,5 mm.

Área de aço efetiva:

$$A_{s,ef} = n \times A_{s,uni} = 2 \times \frac{\pi \times \Phi^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 1,25^2}{4} = 2,454 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,ef} = 2,454 \text{ cm}^2 > A_s = 1,796 \text{ cm}^2$$

A quantidade de barras por camada será de:

$$n_c = \frac{b_w - 2 \times (c + \Phi_t) + e_h}{\Phi + e_h} = \frac{12 - 2 \times (2,5 + 0,5) + 2}{1,25 + 2} = 2,46 \text{ barras}$$

Assim, serão dispostas duas barras de 12,5 mm na primeira camada. O centro de gravidade da armadura será, portanto, igual a:

$$y_1 = c + \Phi_t + \frac{\Phi}{2} = 2,5 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 3,63 \text{ cm}$$

$$y_{CG} = \frac{n_1 \times y_1}{n} = \frac{2 \times 3,63}{2} = 3,63 \text{ cm}$$

Distância do centro de gravidade ao ponto de seção mais afastada da linha neutra:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \Phi_t = 3,63 - 2,5 - 0,5 = 0,63 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 0,63 \text{ cm} < 10\% \times h = 10\% \times 40 = 4 \text{ cm}$$

Altura útil real:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 40 - 3,63 = 36,38 \text{ cm} > d_{estimado} = 36 \text{ cm}$$

- Dimensionamento da armadura longitudinal negativa

Altura útil estimada:

$$d = 36 \text{ cm}$$

a. Nó 1 – Pilar P9

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 36 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8144,20}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 36^2}} \right] = 15,66 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{15,66}{36} = 0,435$$

A viga no nó 1 está caracterizada no domínio 3 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{8144,20}{\frac{50}{1,15} \times (36 - 0,4 \times 15,66)} = 6,299 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,299 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 40 = 0,720 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,299 \text{ cm}^2$$

Foram adotadas, nesse caso, seis barras de 12,5 mm.

Área de aço efetiva:

$$A_{s,\text{ef}} = n \times A_{s,\text{uni}} = 6 \times \frac{\pi \times \Phi_l^2}{4} = 6 \times \frac{\pi \times 1,25^2}{4} = 7,363 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{ef}} = 7,363 \text{ cm}^2 > A_s = 6,299 \text{ cm}^2$$

A quantidade de barras por camada será de:

$$n_c = \frac{b_w - 2 \times (c + \Phi_t) + e_h}{\Phi_l + e_h} = \frac{12 - 2 \times (2,5 + 0,5) + 2}{1,25 + 2} = 2,46 \text{ barras}$$

Assim, na primeira, na segunda e na terceira camada serão dispostas duas barras de 12,5 mm. O centro de gravidade da armadura será, portanto, igual a:

$$y_1 = c + \Phi_t + \frac{\Phi_l}{2} = 2,5 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 3,63 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + e_v + \Phi_l = 3,63 + 2 + 1,25 = 6,88 \text{ cm}$$

$$y_3 = y_2 + e_v + \Phi_l = 6,88 + 2 + 1,25 = 9,50 \text{ cm}$$

$$y_{CG} = \frac{n_1 \times y_1 + n_2 \times y_2 + n_3 \times y_3}{n} = \frac{2 \times 3,63 + 2 \times 6,88 + 2 \times 9,50}{6} = 6,67 \text{ cm}$$

Distância do centro de gravidade ao ponto de seção mais afastada da linha neutra:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \Phi_t = 6,67 - 2,5 - 0,5 = 3,67 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 3,67 \text{ cm} < 10\% \times h = 10\% \times 40 = 4 \text{ cm}$$

Altura útil real:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 40 - 6,67 = 33,33 \text{ cm} < d_{estimado} = 36 \text{ cm}$$

Dessa forma, é necessário recalcular a armadura, utilizando a altura útil real da peça.

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 33,33 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8144,20}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 33,33^2}} \right] = 17,76 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{17,76}{33,33} = 0,533$$

A viga no nó 1 está caracterizada no domínio 3 de cálculo, porém não apresenta boa ductilidade. Ao refazer o cálculo e utilizar armadura igual a quatro barras de 16 mm, obteve-se uma relação entre posição da linha neutra e altura útil real igual a 0,489, o que também caracteriza a viga no domínio 3, mas sem boa ductilidade.

A primeira opção para dimensionar a viga é adotar uma armadura dupla, em que são posicionadas barras também na região comprimida da viga, de maneira a auxiliar o concreto ao esforço de compressão.

Posição limite da linha neutra:

$$x_{lim} = 0,45 \times d = 0,45 \times 34 = 15,30 \text{ cm}$$

Parcelas do momento fletor interno resistente:

$$M_{1d} = 0,68 \times b \times x \times f_{cd} \times (d - 0,4 \times x)$$

$$M_{1d} = 0,68 \times 12 \times 15,30 \times \frac{3}{1,4} \times (34 - 0,4 \times 15,30) = 7458,78 \text{ kN.cm}$$

$$M_{2d} = M_d - M_{1d} = 8144,20 - 7458,78 = 685,42 \text{ kN.cm}$$

Cálculo da armadura negativa inferior comprimida:

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

$$A'_s = \frac{685,42}{\frac{50}{1,15} \times (34 - 3,4)} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Cálculo da armadura negativa superior tracionada:

$$A_{s1} = \frac{M_{1d}}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{745878}{\frac{50}{1,15} \times (34 - 0,4 \times 15,30)} = 6,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = A'_s = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 6,15 + 0,52 = 6,67 \text{ cm}^2$$

Serão adotadas, assim, quatro barras negativas superiores de 16 mm, que totalizam 8,04 cm², e duas barras negativas inferiores de 8 mm, cuja área de aço efetiva é 1,01 cm².

Armadura superior:

$$n_c = \frac{b_w - 2 \times (c + \Phi_t) + e_h}{\Phi_l + e_h} = \frac{12 - 2 \times (2,5 + 0,5) + 2}{1,6 + 2} = 2,22 \text{ barras}$$

Assim, na primeira e na segunda camada serão dispostas duas barras de 16 mm. O centro de gravidade da armadura será, portanto, igual a:

$$y_1 = c + \Phi_t + \frac{\Phi_l}{2} = 2,5 + 0,5 + \frac{1,6}{2} = 3,8 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + e_v + \Phi_l = 3,8 + 2 + 1,6 = 7,4 \text{ cm}$$

$$y_{CG} = \frac{n_1 \times y_1 + n_2 \times y_2}{n} = \frac{2 \times 3,8 + 2 \times 7,4}{4} = 5,6 \text{ cm}$$

Altura útil real:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 40 - 5,6 = 34,4 \text{ cm} > d_{estimado} = 34 \text{ cm}$$

Posição da linha neutra real:

$$x = 1,25 \times 34,4 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{7458,78}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 34,4^2}} \right] = 15,05 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{15,05}{34,4} = 0,438$$

A viga no nó 1, agora, está caracterizada no domínio 3 de cálculo, e apresenta boa ductilidade.

A segunda alternativa, a qual foi adotada em projeto, seria aumentar a seção da viga de 12 x 40 para 12 x 45 cm, conforme cálculos descritos a seguir.

3.9.7 Vãos efetivos

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Da expressão:

$$a \leq \begin{cases} \frac{t}{2} \\ 0,3 \times h \end{cases}$$

- Vão 1: entre P9 e P10

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ cm} \\ 0,3 \times h = 0,3 \times 45 = 13,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_1 = 7 \text{ cm}$$

$$a_2 \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ cm} \\ 0,3 \times h = 0,3 \times 45 = 13,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_2 = 7 \text{ cm}$$

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 = 503 + 7 + 7 = 517 \text{ cm}$$

- Vão 2: entre P10 e V12

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ cm} \\ 0,3 \times h = 0,3 \times 45 = 13,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_1 = 7 \text{ cm}$$

$$a_2 \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm} \\ 0,3 \times h = 0,3 \times 45 = 13,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_2 = 6 \text{ cm}$$

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 = 398 + 7 + 6 = 411 \text{ cm}$$

3.9.8 Carregamentos

- a. Peso próprio da viga

$$g_{pp} = \gamma_c \times b \times h = 25 \times 0,12 \times 0,45 = 1,350 \text{ kN/m}$$

- b. Peso próprio da parede de vedação

$$g_{par} = \gamma_{par} \times b_{par} \times h_{par} = 13 \times 0,15 \times 249 = 4,856 \text{ kN/m}$$

c. Reações das lajes

Trecho V3-a:

$$\text{Reação da laje L1} \begin{cases} g = 8,153 \text{ kN/m} \\ q = 1,810 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação da laje L4} \begin{cases} g = 5,090 \text{ kN/m} \\ q = 2,014 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação total} \begin{cases} g = 13,243 \text{ kN/m} \\ q = 3,824 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Trecho V3-b:

$$\text{Reação da laje L2} \begin{cases} g = 5,426 \text{ kN/m} \\ q = 1,339 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação da laje L4} \begin{cases} g = 5,090 \text{ kN/m} \\ q = 2,014 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação total} \begin{cases} g = 10,516 \text{ kN/m} \\ q = 3,353 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Trecho V3-c:

$$\text{Reação da laje L2} \begin{cases} g = 5,426 \text{ kN/m} \\ q = 1,339 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação da laje L5} \begin{cases} g = 3,742 \text{ kN/m} \\ q = 1,422 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação total} \begin{cases} g = 9,168 \text{ kN/m} \\ q = 2,761 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Trecho V3-d:

$$\text{Reação da laje L3} \begin{cases} g = 0 \text{ kN/m} \\ q = 0 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação da laje L5} \begin{cases} g = 3,742 \text{ kN/m} \\ q = 1,422 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Reação total} \begin{cases} g = 3,742 \text{ kN/m} \\ q = 1,422 \text{ kN/m} \end{cases}$$

d. Total

Trecho V3-a:

$$\begin{cases} g = 1,200 + 4,856 + 13,243 = 19,299 \text{ kN/m} \\ q = 3,824 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Trecho V3-b:

$$\begin{cases} g = 1,200 + 4,856 + 10,516 = 16,572 \text{ kN/m} \\ q = 3,353 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Trecho V3-c:

$$\begin{cases} g = 1,200 + 4,856 + 9,168 = 15,224 \text{ kN/m} \\ q = 2,761 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Trecho V3-d:

$$\begin{cases} g = 1,200 + 4,856 + 3,742 = 9,798 \text{ kN/m} \\ q = 1,422 \text{ kN/m} \end{cases}$$

3.9.9 Reações das vigas

Conforme detalhado anteriormente, há dois carregamentos concentrados a serem considerados à viga V3. No primeiro vão, a viga V10 se apoia e transfere um carregamento pontual à viga em análise, a uma distância de 3,85 m do pilar P9, de intensidade total (permanente e acidental) igual a 25,95 kN.

O segundo vão, por sua vez, recebe carregamento pontual da viga V13, a uma distância de 8,79 m do pilar P9, com valor total igual a 15,26 kN.

3.9.10 Determinação dos esforços solicitantes de cálculo no ELU

Trecho V3-a

$$p = 1,4 \times g + 1,4 \times q = 1,4 \times 19,449 + 1,4 \times 3,824 = 32,581 \text{ kN/m}$$

Trecho V3-b

$$p = 1,4 \times g + 1,4 \times q = 1,4 \times 16,722 + 1,4 \times 3,353 = 28,104 \text{ kN/m}$$

Trecho V3-c

$$p = 1,4 \times g + 1,4 \times q = 1,4 \times 10,374 + 1,4 \times 2,761 = 25,388 \text{ kN/m}$$

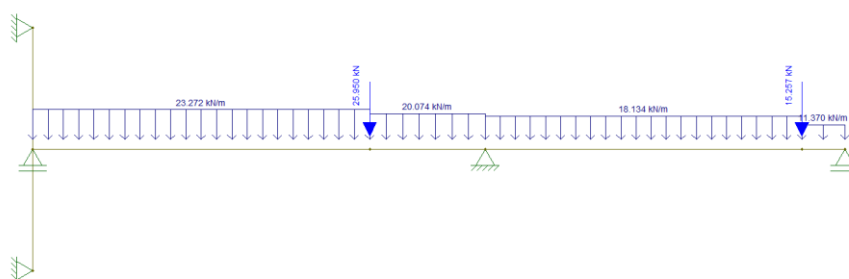
Trecho V3-d

$$p = 1,4 \times g + 1,4 \times q = 1,4 \times 9,948 + 1,4 \times 1,422 = 15,918 \text{ kN/m}$$

O modelo da viga é apresentado na

Figura 27, associado aos carregamentos totais distribuídos em cada trecho.

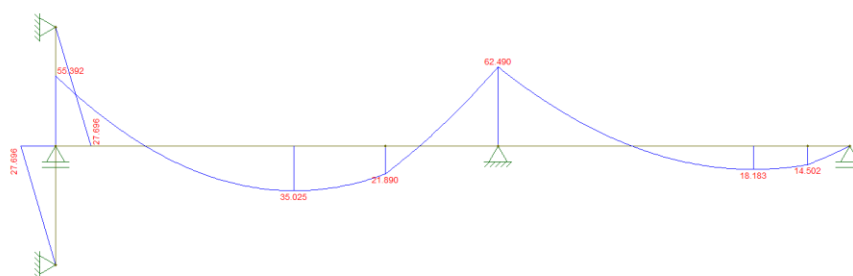
Figura 27 - Carregamentos distribuídos totais característicos ao longo da viga V3 de seção 12 x 45 cm



Fonte: autor.

A Figura 28 mostra o diagrama de momentos fletores característicos da viga.

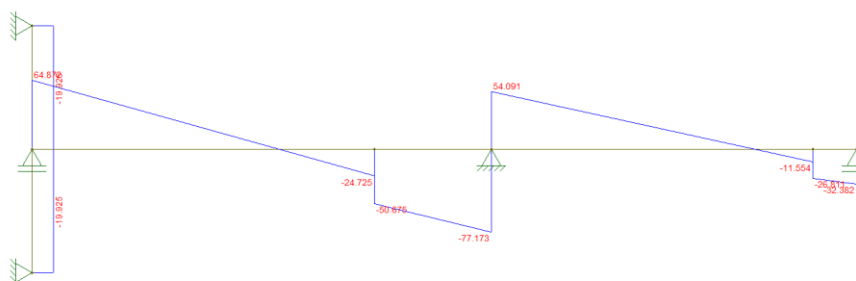
Figura 28 - Diagrama de momentos fletores característicos da viga V3 de seção 12 x 45 cm (kN.m)



Fonte: autor.

O diagrama de esforços cortantes característicos está representado na Figura 29.

Figura 29 - Diagrama de cortantes característicos da viga V3 de seção 12 x 45 cm (kN)



Fonte: autor.

3.9.11 Dimensionamento da armadura longitudinal positiva

Altura útil estimada:

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 45 = 41 \text{ cm}$$

a. Vão 1

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 41 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{5008,36}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 41^2}} \right] = 7,54 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{7,54}{41} = 0,184$$

A viga no vão 1 está caracterizada no domínio 2 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{5008,36}{\frac{50}{1,15} \times (41 - 0,4 \times 7,54)} = 3,033 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,033 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 45 = 0,810 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,033 \text{ cm}^2$$

Foram adotadas, nesse caso, quatro barras de 10 mm.

Área de aço efetiva:

$$A_{s,\text{ef}} = n \times A_{s,\text{uni}} = 4 \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} = 4 \times \frac{\pi \times 1^2}{4} = 3,142 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{ef}} = 3,142 \text{ cm}^2 > A_s = 3,033 \text{ cm}^2$$

A quantidade de barras por camada será de:

$$n_c = \frac{b_w - 2 \times (c + \Phi_t) + e_h}{\Phi + e_h} = \frac{12 - 2 \times (2,5 + 0,5) + 2}{1,25 + 2} = 2,46 \text{ barras}$$

Da expressão:

n_c : número de barras por camada;

e_h : espaçamento horizontal das barras.

Assim, na primeira e na segunda camada serão dispostas duas barras de 10 mm. O centro de gravidade da armadura será, portanto, igual a:

$$y_1 = c + \Phi_t + \frac{\Phi}{2} = 2,5 + 0,5 + \frac{1}{2} = 3,5 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + e_v + \Phi = 3,5 + 2 + 1 = 6,5 \text{ cm}$$

$$y_{CG} = \frac{n_1 \times y_1 + n_2 \times y_2}{n} = \frac{2 \times 3,5 + 2 \times 6,5}{4} = 5 \text{ cm}$$

Distância do centro de gravidade ao ponto de seção mais afastada da linha neutra:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \Phi_t = 5 - 2,5 - 0,5 = 2 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 2 \text{ cm} < 10\% \times h = 10\% \times 40 = 4 \text{ cm}$$

Altura útil real:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 45 - 5 = 40 \text{ cm} < d_{estimado} = 41 \text{ cm}$$

Dessa forma, é necessário recalcular a armadura, utilizando a altura útil real da peça.

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 40 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{5008,36}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 40^2}} \right] = 7,76 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{7,76}{40} = 0,194$$

A viga no vão 1 está caracterizada no domínio 2 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{5008,36}{\frac{50}{1,15} \times (40 - 0,4 \times 7,76)} = 3,122 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,122 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min} = \rho_{\min} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 45 = 0,810 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,122 \text{ cm}^2$$

A área de aço utilizada anteriormente, de quatro barras de 10 mm, que totaliza 3,142 cm², pode ser utilizada, pois é maior que a área de aço recalculada.

b. Vão 2

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 41 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2700,60}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 41^2}} \right] = 3,97 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{3,97}{41} = 0,098$$

A viga no vão 1 está caracterizada no domínio 2 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{2700,60}{\frac{50}{1,15} \times (41 - 0,4 \times 3,97)} = 1,596 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,596 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min} = \rho_{\min} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 45 = 0,810 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,596 \text{ cm}^2$$

Foram adotadas, nesse caso, três barras de 10 mm.

Área de aço efetiva:

$$A_{s,ef} = n \times A_{s,uni} = 3 \times \frac{\pi \times \Phi_l^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 1^2}{4} = 2,356 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,ef} = 2,356 \text{ cm}^2 > A_s = 1,596 \text{ cm}^2$$

A quantidade de barras por camada será de:

$$n_c = \frac{b_w - 2 \times (c + \Phi_t) + e_h}{\Phi_l + e_h} = \frac{12 - 2 \times (2,5 + 0,5) + 2}{1 + 2} = 2,67 \text{ barras}$$

Assim, serão dispostas duas barras de 10 mm na primeira camada. O centro de gravidade da armadura será, portanto, igual a:

$$y_1 = c + \Phi_t + \frac{\Phi_l}{2} = 2,5 + 0,5 + \frac{1}{2} = 3,5 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + e_v + \Phi_l = 3,5 + 2 + 1 = 6,5 \text{ cm}$$

$$y_{CG} = \frac{n_1 \times y_1 + n_2 \times y_2}{n} = \frac{2 \times 3,5 + 1 \times 6,5}{3} = 4,5 \text{ cm}$$

Distância do centro de gravidade ao ponto de seção mais afastada da linha neutra:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \Phi_t = 4,5 - 2,5 - 0,5 = 1,5 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 1,5 \text{ cm} < 10\% \times h = 10\% \times 40 = 4 \text{ cm}$$

Altura útil real:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 40 - 4,5 = 35,5 \text{ cm} < d_{estimado} = 41 \text{ cm}$$

Dessa forma, é necessário recalcular a armadura, utilizando a altura útil real da peça.

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 40,5 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2700,60}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 40,5^2}} \right] = 3,97 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{3,97}{40,5} = 0,098$$

A viga no vão 2 está caracterizada no domínio 2 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{2700,60}{\frac{50}{1,15} \times (40,5 - 0,4 \times 3,97)} = 1,596 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,596 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min} = \rho_{\min} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 45 = 0,810 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,596 \text{ cm}^2$$

A área de aço utilizada anteriormente, de três barras de 10 mm, que totaliza 2,356 cm², pode ser utilizada, pois é maior que a área de aço recalculada.

3.9.12 Dimensionamento da armadura longitudinal negativa

Altura útil estimada:

$$d = 41 \text{ cm}$$

a. Nó 1 – pilar P9

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 41 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8185,40}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 41^2}} \right] = 13,09 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{13,09}{41} = 0,319$$

A viga no nó 1 está caracterizada no domínio 3 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{8185,40}{\frac{50}{1,15} \times (41 - 0,4 \times 13,09)} = 5,264 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,264 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min} = \rho_{\min} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 45 = 0,810 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,264 \text{ cm}^2$$

Foram adotadas, nesse caso, cinco barras de 12,5 mm.

Área de aço efetiva:

$$A_{s,ef} = n \times A_{s,uni} = 5 \times \frac{\pi \times \Phi_l^2}{4} = 5 \times \frac{\pi \times 1,25^2}{4} = 6,136 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,ef} = 6,136 \text{ cm}^2 > A_s = 5,264 \text{ cm}^2$$

A quantidade de barras por camada será de:

$$n_c = \frac{b_w - 2 \times (c + \Phi_t) + e_h}{\Phi_l + e_h} = \frac{12 - 2 \times (2,5 + 0,5) + 2}{1,25 + 2} = 2,46 \text{ barras}$$

Assim, na primeira, e na segunda camada serão dispostas duas barras de 12,5 mm. Na terceira será posicionada uma barra de 12,5 mm. O centro de gravidade da armadura será, portanto, igual a:

$$y_1 = c + \Phi_t + \frac{\Phi_l}{2} = 2,5 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 3,63 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + e_v + \Phi_l = 3,63 + 2 + 1,25 = 6,88 \text{ cm}$$

$$y_3 = y_2 + e_v + \Phi_l = 6,88 + 2 + 1,25 = 9,50 \text{ cm}$$

$$y_{CG} = \frac{n_1 \times y_1 + n_2 \times y_2 + n_3 \times y_3}{n} = \frac{2 \times 3,63 + 2 \times 6,88 + 1 \times 9,50}{5} = 6,1 \text{ cm}$$

Distância do centro de gravidade ao ponto de seção mais afastada da linha neutra:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \Phi_t = 6,1 - 2,5 - 0,5 = 3,1 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 3,1 \text{ cm} < 10\% \times h = 10\% \times 40 = 4 \text{ cm}$$

Altura útil real:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 45 - 6,1 = 38,9 \text{ cm} < d_{estimado} = 41 \text{ cm}$$

Dessa forma, é necessário recalculer a armadura, utilizando a altura útil real da peça.

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 38,9 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8185,40}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 38,9^2}} \right] = 14,07 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{14,07}{38,9} = 0,362$$

A viga no nó 1 está caracterizada no domínio 2 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{8185,40}{\frac{50}{1,15} \times (38,9 - 0,4 \times 14,07)} = 5,658 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,658 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min} = \rho_{\min} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 45 = 0,810 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,658 \text{ cm}^2$$

A área de aço utilizada anteriormente, de cinco barras de 12,5 mm, que totaliza 6,136 cm², pode ser utilizada, pois é maior que a área de aço recalculada.

b. Nó 2 – pilar P10

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 41 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8196,30}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 41^2}} \right] = 13,11 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{13,11}{41} = 0,320$$

A viga no nó 2 está caracterizada no domínio 3 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{8196,30}{\frac{50}{1,15} \times (41 - 0,4 \times 13,11)} = 5,272 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,272 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min} = \rho_{\min} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 45 = 0,810 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,272 \text{ cm}^2$$

Foram adotadas, nesse caso, cinco barras de 12,5 mm.

Área de aço efetiva:

$$A_{s,ef} = n \times A_{s,uni} = 5 \times \frac{\pi \times \Phi_l^2}{4} = 5 \times \frac{\pi \times 1,25^2}{4} = 6,136 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,ef} = 6,136 \text{ cm}^2 > A_s = 5,272 \text{ cm}^2$$

A quantidade de barras por camada será de:

$$n_c = \frac{b_w - 2 \times (c + \Phi_t) + e_h}{\Phi_l + e_h} = \frac{12 - 2 \times (2,5 + 0,5) + 2}{1,25 + 2} = 2,46 \text{ barras}$$

Assim, na primeira, e na segunda camada serão dispostas duas barras de 12,5 mm. Na terceira será posicionada uma barra de 12,5 mm. O centro de gravidade da armadura será, portanto, igual a:

$$y_1 = c + \Phi_t + \frac{\Phi_l}{2} = 2,5 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 3,63 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + e_v + \Phi_l = 3,63 + 2 + 1,25 = 6,88 \text{ cm}$$

$$y_3 = y_2 + e_v + \Phi_l = 6,88 + 2 + 1,25 = 9,50 \text{ cm}$$

$$y_{CG} = \frac{n_1 \times y_1 + n_2 \times y_2 + n_3 \times y_3}{n} = \frac{2 \times 3,63 + 2 \times 6,88 + 1 \times 9,50}{5} = 6,1 \text{ cm}$$

Distância do centro de gravidade ao ponto de seção mais afastada da linha neutra:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \Phi_t = 6,1 - 2,5 - 0,5 = 3,1 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CG} = 3,1 \text{ cm} < 10\% \times h = 10\% \times 40 = 4 \text{ cm}$$

Altura útil real:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 45 - 6,1 = 38,9 \text{ cm} < d_{estimado} = 41 \text{ cm}$$

Dessa forma, é necessário recalculer a armadura, utilizando a altura útil real da peça.

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 38,9 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8196,30}{0,425 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 38,9^2}} \right] = 14,09 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{14,09}{38,9} = 0,362$$

A viga no nó 2 está caracterizada no domínio 2 de cálculo.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{8196,30}{\frac{50}{1,15} \times (38,9 - 0,4 \times 14,09)} = 5,667 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,667 \text{ cm}^2 \geq A_{s,min} = \rho_{min} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 45 = 0,810 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,667 \text{ cm}^2$$

A área de aço utilizada anteriormente, de cinco barras de 12,5 mm, que totaliza 6,136 cm², pode ser utilizada, pois é maior que a área de aço recalculada.

3.9.13 Dimensionamento da armadura transversal

a. Vão 1

Verificação do esmagamento das bielas de compressão:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \times \sin^2 \theta \times (\cot \alpha + \cot \theta)$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \times 0,88 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 40 \times \sin^2 30^\circ \times (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ)$$

$$V_{Rd2} = 211,65 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 106,15 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 211,65 \text{ kN}$$

Verificação do cortante relativo à ruptura da diagonal tracionada:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Resistência à força cortante da viga sem o uso de estribos:

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0,6 \times \frac{0,7 \times 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4} \times 12 \times 40 = 41,71 \text{ kN}$$

Na flexão simples, como $V_{sd} < V_{c0}$, a parcela da força de cortante absorvida pelos mecanismos complementares ao da treliça é igual a:

$$V_c = V_{c1} = V_{c0} \times \frac{V_{Rd2} - V_{sd}}{V_{Rd2} - V_{c0}} = 41,71 \times \frac{211,65 - 106,15}{211,65 - 41,71} = 25,89 \text{ kN}$$

Esforço cortante a ser resistido pela armadura transversal:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 106,15 - 25,89 = 80,25 \text{ kN}$$

Armadura de cisalhamento:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{80,25}{0,9 \times 40 \times \frac{50}{1,15} \times (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ) \times \sin 90^\circ} = 0,02467 \text{ cm/m}$$

$$A_{sw} = 2,467 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima de cisalhamento:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \times b_w \times \sin \alpha \times \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 \times 12 \times \sin 90^\circ \times \frac{0,3 \times \sqrt[3]{30^2}}{600}$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,00159 \text{ cm/m}$$

$$A_{sw,min} = 1,159 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw} = 2,467 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{sw,min} = 1,159 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw} = 2,467 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.9.13.1 Limites para escolha do diâmetro do estribo

O item 18.3.3.2 da norma NBR 6118:2014 (p. 149) detalha que o diâmetro da barra escolhida para estribo na viga não deve ser inferior a 5 mm e maior que um décimo da largura da viga.

3.9.13.2 Espaçamento máximo entre estribos

$$V_{sd} = 106,15 \text{ kN} \leq 0,67 \times V_{Rd2} = 0,67 \times 211,65 = 141,81 \text{ kN}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 \times d = 0,6 \times 40 = 24 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 24 \text{ cm}$$

3.9.13.3 Espaçamento entre estribos

$$s = \frac{A_{sw,uni}}{A_{sw}} = \frac{2 \times \frac{\pi \times 0,5^2}{4}}{2,467} = 0,159 \approx 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

$$s = 15 \text{ cm} < s_{m\acute{a}x} = 24 \text{ cm}$$

$$s = 15 \text{ cm}$$

Portanto, para esse vão, será detalhado um estribo de 5 mm a cada 15 cm.

b. Vão 2

Verificação do esmagamento das bielas de compressão:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$\alpha_{v1} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \times \sin^2 \theta \times (\cot \alpha + \cot \theta)$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \times 0,88 \times \frac{3}{1,4} \times 12 \times 41,5 \times \sin^2 30^\circ \times (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ)$$

$$V_{Rd2} = 219,58 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 74,38 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 219,58 \text{ kN}$$

Verificação do cortante relativo à ruptura da diagonal tracionada:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Resistência à força cortante da viga sem o uso de estribos:

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0,6 \times \frac{0,7 \times 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4} \times 12 \times 41,5 = 43,27 \text{ kN}$$

Na flexão simples, como $V_{sd} < V_{c0}$, a parcela da força de cortante absorvida pelos mecanismos complementares ao da treliça é igual a:

$$V_c = V_{c1} = V_{c0} \times \frac{V_{Rd2} - V_{sd}}{V_{Rd2} - V_{c0}} = 43,27 \times \frac{219,58 - 74,38}{219,58 - 43,27} = 35,64 \text{ kN}$$

Esforço cortante a ser resistido pela armadura transversal:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 74,38 - 35,64 = 38,74 \text{ kN}$$

Armadura de cisalhamento:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{38,74}{0,9 \times 40,5 \times \frac{50}{1,15} \times (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ) \times \sin 90^\circ} = 0,01216 \text{ cm/m}$$

$$A_{sw} = 1,216 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima de cisalhamento:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \times b_w \times \sin \alpha \times \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 \times 12 \times \sin 90^\circ \times \frac{0,3 \times \sqrt[3]{30^2}}{600}$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,00159 \text{ cm/m}$$

$$A_{sw,min} = 1,159 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw} = 1,216 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{sw,min} = 1,159 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw} = 1,216 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.9.13.4 Limites para escolha do diâmetro do estribo

O item 18.3.3.2 da norma NBR 6118:2014 (p. 149) detalha que o diâmetro da barra escolhida para estribo na viga não deve ser inferior a 5 mm e maior que um décimo da largura da viga.

3.9.13.5 Espaçamento máximo entre estribos

$$V_{sd} = 74,38 \text{ kN} \leq 0,67 \times V_{Rd2} = 0,67 \times 219,58 = 95,01 \text{ kN}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 \times d = 0,6 \times 40 = 24 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 24 \text{ cm}$$

3.9.13.6 Espaçamento entre estribos

$$s = \frac{A_{sw,uni}}{A_{sw}} = \frac{2 \times \frac{\pi \times 0,5^2}{4}}{1,216} = 0,323 \approx 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

$$s = 32 \text{ cm} > s_{m\acute{a}x} = 24 \text{ cm}$$

$$s = 24 \text{ cm}$$

Portanto, para esse vão, será detalhado um estribo de 5 mm a cada 24 cm.

3.9.13.7 Verificação do Estado Limite de Serviço

3.9.14 Limite de abertura de fissuras

Carregamentos:

É utilizada, para verificação do Estado Limite de Serviço de Abertura de Fissuras, a combinação de cálculo frequente.

$$p = g + \Psi_1 \times q$$

Trecho V3-a:

$$p = 19,449 + 0,4 \times 3,824 = 20,978 \text{ kN/m}$$

Trecho V3-b:

$$p = 16,722 + 0,4 \times 3,353 = 18,063 \text{ kN/m}$$

Trecho V3-c:

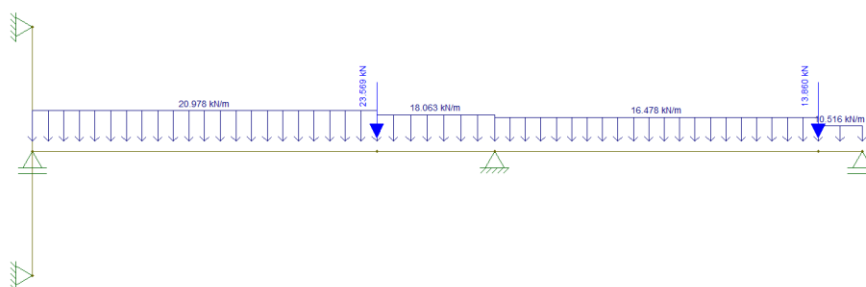
$$p = 15,374 + 0,4 \times 2,761 = 16,478 \text{ kN/m}$$

Trecho V3-d:

$$p = 9,948 + 0,4 \times 1,422 = 10,516 \text{ kN/m}$$

Através da mesma combinação, foram obtidos os carregamentos pontuais das vigas V10 e V13, iguais a 23,569 kN e 13,860 kN, respectivamente. Por meio do software Ftool, as cargas de serviço foram lançadas sobre a V3 (Figura 30).

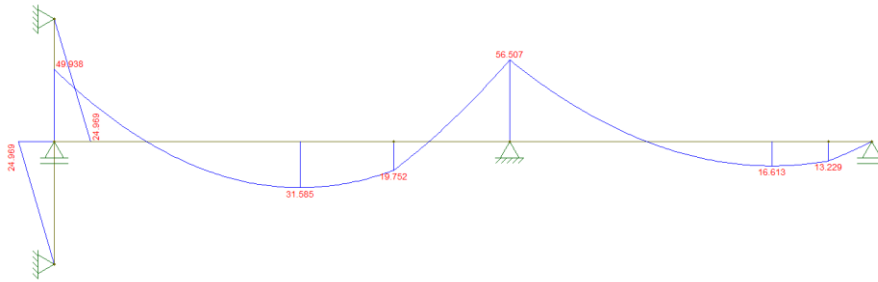
Figura 30 - Diagrama de carregamentos obtidos por combinação frequente da viga V3 de seção 12 x 45 cm



Fonte: autor.

A Figura 31 mostra o diagrama de esforços fletores na V3.

Figura 31 - Diagrama de momentos fletores obtidos por combinação frequente da viga V3 de seção 12 x 45 cm (kN.m)



Fonte: autor.

Momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ctk,inf} \times I_c}{y_t}$$

$$I_c = \frac{12 \times 45^3}{12} = 91125 \text{ cm}^4$$

$$M_r = \frac{1,5 \times \frac{(0,7 \times 0,3 \times 30^{\frac{2}{3}})}{10} \times (91125)}{\frac{45}{2}} = 1231,72 \text{ kN.cm} = 12,317 \text{ kN.m}$$

Como o maior momento atuante na viga é maior que o momento de fissuração, a viga está caracterizada como no estágio II de deformação, ou seja, fissurada:

$$M_a = 31,666 \text{ kN.m} > M_r = 12,317 \text{ kN.m}$$

Área crítica da barra:

No trecho, a viga foi dimensionada com quatro barras de 10 mm. Dessa forma, a área efetiva é igual a 3,142 cm², sendo que a área unitária de cada barra é igual a 0,785 cm².

$$A_{cr} = \left(c + \Phi_t + \frac{\Phi_l}{2} + 7,5 \times \Phi_l \right) \times \left(c + \Phi_t + \Phi_l + \frac{e_h}{2} \right)$$

$$A_{cr} = \left(2,5 + 0,5 + \frac{1}{2} + 7,5 \times 1 \right) \times \left(2,5 + 0,5 + 1 + \frac{4}{2} \right) = 66 \text{ cm}^2$$

Taxa de armadura verificada com área crítica:

$$\rho_r = \frac{A_{s,uni}}{A_{cr}} = \frac{0,785}{66} = 0,0119 = 1,19\%$$

Posição da linha neutra para a viga no estágio II:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26838} = 7,825$$

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \times A_s}{b} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d}{\alpha_e \times A_s}} \right]$$

$$x_{II} = \frac{7,825 \times 3,142}{12} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 12 \times 40}{7,825 \times 3,142}} \right] = 10,92 \text{ cm}$$

Tensão na armadura:

$$z_{II} = d - \frac{x_{II}}{3} = 40 - \frac{10,92}{3} = 36,36 \text{ cm}$$

$$\rho_s = \frac{M_{d,serv}}{z_{II} \times A_s} = \frac{3166,6}{36,36 \times 3,142} = 27,72 \text{ kN/cm}^2$$

Estimativa da abertura de fissura:

$$w_1 = \frac{\Phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ctm}} \right)$$

$$w_1 = \frac{10}{12,5 \times 2,25} \times \frac{272,7}{210000} \times \left(\frac{3 \times 272,7}{2,03} \right) = 0,19 \text{ mm}$$

$$w_2 = \frac{\Phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

$$w_2 = \frac{10}{12,5 \times 2,25} \times \frac{282,3}{210000} \times \left(\frac{4}{0,0119} + 45 \right) = 0,18 \text{ mm}$$

$$w_k \leq \begin{cases} w_1 = 0,19 \text{ mm} \\ w_2 = 0,18 \text{ mm} \end{cases}$$

$$w_k = 0,18 \text{ mm}$$

De acordo com a norma NB 6118:2014 (Tabela 13.4, p. 80), para a classe de agressividade igual à CAA II e em estruturas de concreto armado:

$$w_{k,lim} = 0,30 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,18 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0,30 \text{ mm}$$

3.9.15 Limite de deformação

Carregamentos:

É utilizada, para verificação do Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva, a combinação de cálculo quase-permanente.

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

Trecho V3-a:

$$p = 19,449 + 0,3 \times 3,824 = 20,596 \text{ kN/m}$$

Trecho V3-b:

$$p = 16,722 + 0,3 \times 3,353 = 17,727 \text{ kN/m}$$

Trecho V3-c:

$$p = 15,374 + 0,3 \times 2,761 = 16,202 \text{ kN/m}$$

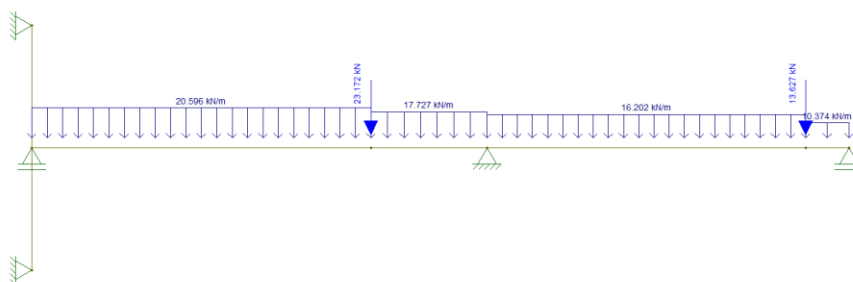
Trecho V3-d:

$$p = 9,948 + 0,3 \times 1,422 = 10,374 \text{ kN/m}$$

Através da mesma combinação, foram obtidos os carregamentos pontuais das vigas V10 e V13, iguais a 23,172 kN e 13,627 kN, respectivamente.

Por meio do software Ftool, os carregamentos de serviço obtidos anteriormente foram lançados sobre o modelo da viga V3, conforme Figura 32.

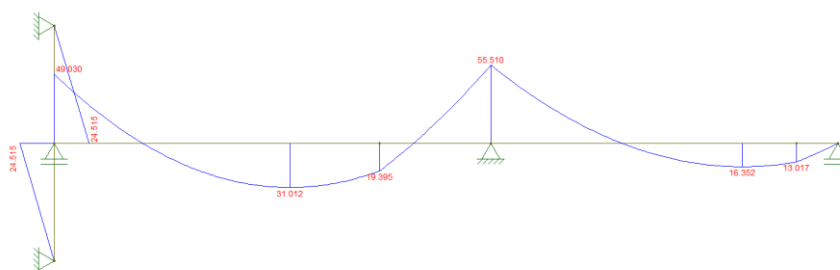
Figura 32 - Diagrama de carregamentos obtidos por combinação quase-permanente da viga V3 de seção 12 x 45 cm



Fonte: autor.

A Figura 33 mostra o diagrama de esforços fletores na V3.

Figura 33 - Diagrama de momentos fletores obtidos por combinação quase-permanente da viga V3 de seção 12 x 45 cm (kN.m)



Fonte: autor.

Momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ctm} \times I_c}{y_t}$$

$$I_c = \frac{12 \times 45^3}{12} = 91125 \text{ cm}^4$$

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ctm} \times I_c}{y_t} = \frac{1,5 \times \frac{(0,3 \times 30^2)}{10} \times (91125)}{\frac{45}{2}} = 1759,57 \text{ kN.cm}$$

a. Vão 1

Posição da linha neutra para a viga no estágio II:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26838} = 7,825$$

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \times A_s}{b} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d}{\alpha_e \times A_s}} \right]$$

$$x_{II} = \frac{7,825 \times 3,142}{12} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 12 \times 40}{7,825 \times 3,142}} \right] = 10,92 \text{ cm}$$

Momento de inércia equivalente:

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{12 \times 45^3}{12} = 91125 \text{ cm}^4$$

$$I_{II} = \frac{b \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{12 \times 10,92^3}{3} + 7,825 \times 3,142 \times (40 - 10,92)^2 = 25996,13 \text{ cm}^4$$

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

$$I_{eq} = \left(\frac{17,596}{31,666} \right)^3 \times 91125 + \left[1 - \left(\frac{17,596}{31,666} \right)^3 \right] \times 25996,13 = 37170,91 \text{ cm}^4$$

b. Vão 2

O momento de serviço nesse vão é menor que o momento de fissuração. Portanto, viga não fissura.

$$M_a = 17,328 \text{ kN.m} < M_r = 17,596 \text{ kN.m}$$

c. Nó 1

Posição da linha neutra para a viga no estágio II:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26838} = 7,825$$

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \times A_s}{b} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d}{\alpha_e \times A_s}} \right]$$

$$x_{II} = \frac{7,825 \times 6,136}{12} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 12 \times 38,9}{7,825 \times 6,136}} \right] = 14,09 \text{ cm}$$

Momento de inércia equivalente:

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{12 \times 45^3}{12} = 91125 \text{ cm}^4$$

$$I_{II} = \frac{b \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{12 \times 14,09^3}{3} + 7,825 \times 6,136 \times (38,9 - 14,09)^2 = 40741,67 \text{ cm}^4$$

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

$$I_{eq} = \left(\frac{17,596}{51,739} \right)^3 \times 91125 + \left[1 - \left(\frac{17,596}{51,739} \right)^3 \right] \times 40741,67 = 42723,55 \text{ cm}^4$$

d. Nó 2

Posição da linha neutra para a viga no estádio II:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26838} = 7,825$$

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \times A_s}{b} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d}{\alpha_e \times A_s}} \right]$$

$$x_{II} = \frac{7,825 \times 6,136}{12} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 12 \times 38,9}{7,825 \times 6,136}} \right] = 14,09 \text{ cm}$$

Momento de inércia equivalente:

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{12 \times 45^3}{12} = 91125 \text{ cm}^4$$

$$I_{II} = \frac{b \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{12 \times 14,09^3}{3} + 7,825 \times 6,136 \times (38,9 - 14,09)^2 = 40741,67 \text{ cm}^4$$

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

$$I_{eq} = \left(\frac{17,596}{52,045}\right)^3 \times 91125 + \left[1 - \left(\frac{17,596}{52,045}\right)^3\right] \times 40741,67 = 42688,80 \text{ cm}^4$$

e. Nó 3

O esforço de momento atuante nessa região é igual à zero.

Cálculo da altura equivalente:

Para o cálculo da altura equivalente, é recomendado, primeiramente, que, para vigas contínuas como a viga V3 em estudo, seja determinado um momento de inércia equivalente ponderado. Nessa ponderação, utiliza-se, como fator multiplicador das inércias equivalentes dos apoios um valor igual a 15%, e das inércias equivalentes dos vão igual a 70%. Quando um dos apoios extremos do vão não está sujeito a um momento fletor, o fator multiplicador da inércia equivalente do vão aumenta para 85%.

a. Vão 1

$$I_{eq} = 0,15 \times I_{eq,esq} + 0,70 \times I_{eq,v\tilde{a}o} + 0,15 \times I_{eq,dir}$$

$$I_{eq} = 0,15 \times 42723,55 + 0,70 \times 37170,91 + 0,15 \times 42688,80 = 38831,49 \text{ cm}^4$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \times I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \times 38831,49}{12}} = 33,86 \text{ cm}$$

b. Vão 2

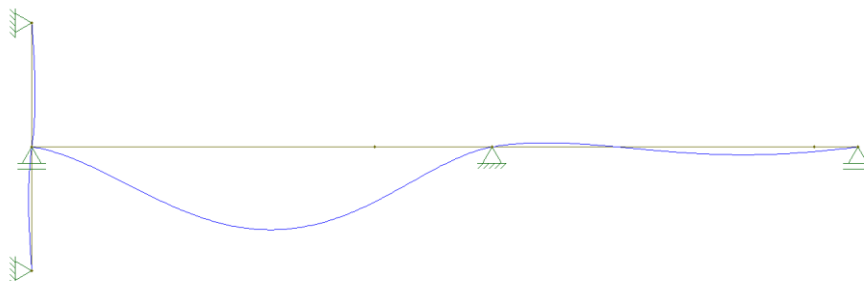
$$I_{eq} = 0,15 \times I_{eq,esq} + 0,85 \times I_{eq,v\tilde{a}o}$$

$$I_{eq} = 0,15 \times 42688,80 + 0,85 \times 91125 = 83859,57 \text{ cm}^4$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \times I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \times 83859,57}{12}} = 43,77 \text{ cm}$$

Através do programa Ftool, pode-se obter o diagrama de deslocamentos para a viga, ao utilizar as alturas equivalentes calculadas por meio das inércias equivalentes, conforme Figura 34.

Figura 34 - Deslocamentos na viga V3



Fonte: autor.

Cálculo da flecha total:

a. Vão 1

Flecha imeditada:

$$f_0 = 0,573 \text{ cm}$$

Flecha diferida:

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

$$\xi(1 \text{ mês}) = 0,68 \times (0,996^1) \times 1^{0,32} = 0,68$$

$$\xi(\infty) = 2$$

$$\Delta\xi = 2 - 0,68 = 1,32$$

$$\rho' = 0$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \times \rho'} = \frac{1,32}{1 + 50 \times 0} = 1,32$$

Flecha total:

$$f_{total} = f_0 \times (1 + \alpha_f) = 0,573 \times (1 + 1,32) = 1,330 \text{ cm}$$

b. Vão 2

Flecha imeditada:

$$f_0 = 0,054 \text{ cm}$$

Flecha diferida:

$$\xi(t) = 0,68 \times (0,996^t) \times t^{0.32}$$

$$\xi(1 \text{ mês}) = 0,68 \times (0,996^1) \times 1^{0.32} = 0,68$$

$$\xi(\infty) = 2$$

$$\Delta\xi = 2 - 0,68 = 1,32$$

$$\rho' = 0$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \times \rho'} = \frac{1,32}{1 + 50 \times 0} = 1,32$$

Flecha total:

$$f_{total} = f_0 \times (1 + \alpha_f) = 0,054 \times (1 + 1,32) = 0,125 \text{ cm}$$

Verificação com valor limite de deformação:

a. Vão 1

$$f_{total} = 1,330 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l_{ef}}{250} = \frac{517}{250} = 2,068 \text{ cm}$$

b. Vão 2

$$f_{total} = 1,330 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l_{ef}}{250} = \frac{411}{250} = 1,644 \text{ cm}$$

3.9.15.1 Detalhamento da armadura longitudinal

3.9.16 Comprimento de decalagem do diagrama de momentos fletores

Simplificadamente, será admitido que a viga possui altura útil igual a 41 cm ao longo de todos os seus trechos. De acordo com o modelo II, ao se considerar ângulo da biela à compressão igual a 30° , o cálculo do comprimento de decalagem do diagrama de momentos fletores é realizado através da fórmula abaixo:

$$a_l = 0,5 \times d \times (\cot \theta + \cot \alpha) = 0,5 \times d \times (\cot 30^\circ + \cot 90^\circ) = 0,87 \times d$$

$$a_l = 0,87 \times 41 = 35,67 \approx 36 \text{ cm}$$

3.9.17 Armadura em apoio intermediário – pilar P10

a. Armadura negativa

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,7 \times 0,3 \times 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,448 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} = 2,25 \times 0,7 \times 1 \times 1,448 = 2,281 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\Phi_l \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} = \frac{1,25 \times \frac{500}{1,15}}{4 \times 2,281} = 59,56 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem mínimo:

$$l_{b,\text{mín}} \geq \begin{cases} 0,3 \times l_b = 17,87 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \times \Phi_l = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,\text{mín}} = 17,87 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,\text{nec}} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s,\text{cal}}}{A_{s,\text{efe}}} = 1 \times 59,56 \times \frac{5,667}{6,136} = 55,01 \approx 55 \text{ cm}$$

b. Armadura positiva

Nessa região, será detalhada armadura positiva ultrapassando a seção do pilar em 10 cm.

3.9.18 Armadura em apoio de extremidade – pilar P9

a. Armadura negativa

A determinação da ancoragem da armadura negativa no pilar será realizada por meio da extensão das barras até a face externa do pilar, descontado de seu cobrimento, com gancho vertical de 25Φ . Assim, o comprimento horizontal será de 11,5 cm e o gancho terá 32 cm.

b. Armadura negativa

Como o momento fletor no apoio é maior que a metade do momento no vão, pode-se calcular a armadura necessária por:

$$A_{s,anc} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{4} = \frac{3,142}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Dessa forma, serão levadas duas barras longitudinais positiva de 10 mm até o apoio, que totalizam uma área de aço efetiva de 1,571 cm².

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,7 \times 0,3 \times 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,448 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,448 = 3,258 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\Phi_l \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} = \frac{1 \times \frac{500}{1,15}}{4 \times 3,258} = 33,36 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s,cal}}{A_{s,efe}} = 0,7 \times 33,36 \times \frac{0,785}{1,571} = 11,67 \approx 12 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem mínimo:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \times l_b = 0,3 \times 33,36 = 10 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \\ 10 \times \Phi_l = 10 \times 1 = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 12 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem mínimo de tração no apoio:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} l_{b,nec} = 12 \text{ cm} \\ r + 5,5 \times \Phi_l = 2,5 \times 1 + 5,5 \times 1 = 7,5 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} \end{cases}$$

Conforme o item 18.3.2.4.1 da norma NBR 6118:2014, “quando houver cobrimento da barra no trecho do gancho, medido normalmente ao plano do gancho, de pelo menos 70 mm, e as ações acidentais não ocorrerem com grande frequência com seu valor máximo, o primeiro dos três valores anteriores pode ser

desconsiderado”, no caso, o valor de $l_{b,nec}$. O comprimento de ancoragem de tração no apoio tem valor mínimo de 7,5 cm. Esse valor é menor que o comprimento disponível no apoio, portanto a ancoragem dessa armadura pode ser disposta com sucesso no interior do pilar.

Optou-se por prolongar a armadura positiva até a face externa do pilar P9, descontada de seu cobrimento, com gancho vertical igual a 8Φ , que totaliza 8 cm.

3.9.19 Armadura em apoio de extremidade – viga V12

a. Armadura negativa

Como na região não há a presença de momentos fletores negativos, será prolongada até a face externa da viga V12, descontada de seu cobrimento, duas barras de armadura construtivas de 5 mm, sem gancho.

b. Armadura positiva

Como o momento fletor no apoio é nulo, pode-se calcular a armadura necessária por:

$$A_{s,anc} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3} = \frac{1,571}{3} = 0,524 \text{ cm}^2$$

Dessa forma, serão levadas duas barras longitudinais positiva de 10 mm até o apoio, que totalizam uma área de aço efetiva de $1,571 \text{ cm}^2$.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,7 \times 0,3 \times 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,448 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,448 = 3,258 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\Phi_l \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} = \frac{1 \times \frac{500}{1,15}}{4 \times 3,258} = 33,36 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s,cal}}{A_{s,efe}} = 0,7 \times 33,36 \times \frac{0,524}{1,571} = 7,79 \approx 8 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem mínimo:

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \times l_b = 0,3 \times 33,36 = 10 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \\ 10 \times \Phi_l = 10 \times 1 = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 10 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem mínimo de tração no apoio:

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} l_{b,nec} = 10 \text{ cm} \\ r + 5,5 \times \Phi_l = 2,5 \times 1 + 5,5 \times 1 = 7,5 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} \end{cases}$$

Nota-se que, mesmo com a utilização de gancho, que visa diminuir o comprimento de ancoragem necessário da armadura, o comprimento mínimo de ancoragem das barras tracionadas é menor que o comprimento disponível no apoio. Dessa forma, foi optado por aumentar a largura da viga de apoio para 14 cm, de forma a posicionar satisfatoriamente o comprimento necessário para correta ancoragem.

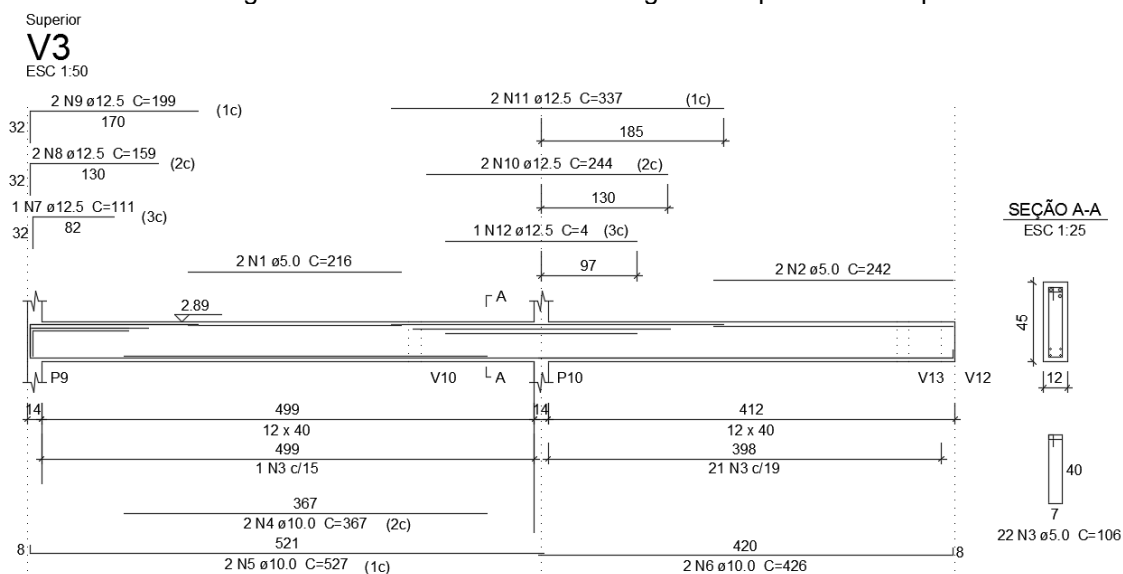
A ancoragem da armadura, então, de forma a simplificar a execução, será estendida até a face externa da viga V12, reduzida de seu cobrimento, com gancho vertical igual a 8Φ , que totaliza 8 cm.

3.9.20 Escalonamento das armaduras

Por meio da análise do diagrama de momentos fletores decalado, e da quantidade de barras dimensionada a cada trecho e nó da viga, foi realizado o escalonamento das armaduras.

3.9.21 Detalhamento final

Figura 35 - Detalhamento final da viga V3 do pavimento Superior



Fonte: autor.

3.10 Dimensionamento e detalhamento de pilares

Segundo a NBR 6118:2014 (item 14.4.1.2, p. 84), pilares são “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”.

3.10.1 Classificação

A classificação dos pilares na estrutura é realizada quanto a sua posição em planta. Quando o pilar está posicionado nos extremos de duas vigas em ambas as direções, recebe a denominação de pilar de canto. Nesse caso, o pilar é dimensionado à flexão composta oblíqua e devem ser consideradas excentricidades iniciais nas duas direções.

Quando apenas em uma direção o pilar apoia o extremo de uma viga, determina-se sua classificação como pilar de extremidade. Nessa direção, deve ser levado em consideração momento fletor e excentricidade inicial. O pilar será dimensionado, portanto, a esforço de flexo-compressão.

Há também casos em que o pilar não serve de apoio de extremidades de vigas em nenhuma direção. São caracterizados por estarem localizados, geralmente, no interior da edificação. O pilar, então, será denominado de pilar

intermediário e seu dimensionamento será realizado através da consideração de compressão simples.

3.10.2 Dimensões limites

Os pilares não devem ter dimensões menores que 19 cm. A norma NBR 6118:2014, porém, no item 13.2.3 (p. 73), comenta que, em casos especiais, podem ser projetados pilares com dimensões menores que o mínimo, desde que não ultrapasse 14 cm. Nesse caso, deve ser considerado no dimensionamento um coeficiente adicional, denominado de γ_n na determinação dos esforços solicitantes de cálculo.

A norma complementa ainda que os pilares não podem ter seção transversal menor 360 cm².

A dimensão máxima do pilar é limitada quanto às suas hipóteses de cálculo. Caso sua menor dimensão for menor que um quinto de sua maior dimensão, o pilar será classificado como pilar-parede.

3.10.3 Esforços solicitantes de primeira ordem

De modo geral, pilares de estruturas residenciais suportam seu carregamento de peso próprio e as reações das vigas neles apoiadas, e os transferem às fundações.

3.10.3.1 Peso próprio

$$g_{pp} = \gamma_c \times A \times H$$

Da expressão:

g_{pp} : carregamento devido ao peso próprio;

γ_c : peso próprio do concreto;

A : área da seção transversal do pilar;

H : altura do pilar.

3.10.3.2 Reações das vigas

Os carregamentos das vigas foram obtidos por meio do *software* Ftool.

3.10.4 Comprimento equivalente de flambagem

De acordo com o item 15.6 da norma NBR 6118:2014 (p. 105), o comprimento equivalente de flambagem do pilar, suposto vinculado em ambas as extremidade, é igual ao menor dos valores da expressão abaixo.

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

Da expressão:

l_e : comprimento equivalente de flambagem;

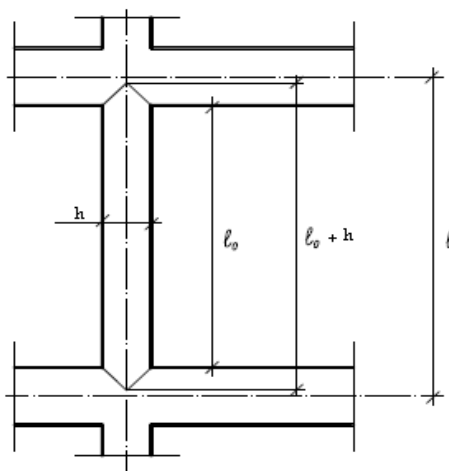
l_0 : distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar;

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

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

A Figura 36 ilustra como essas medidas podem ser obtidas.

Figura 36 - Obtenção do comprimento equivalente de flambagem



Fonte: BASTOS, 2015.

3.10.5 Índice de esbeltez

Este índice mostra qual a capacidade de um pilar resistir ao efeito de flambagem. Esse índice é obtido pela seguinte equação:

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

λ : índice de esbeltez;

i : raio de giração:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

I : momento de inércia do pilar na direção considerada.

Portanto, para pilares de seção retangular, o índice de esbeltez é calculado pela equação abaixo.

$$\lambda = \frac{3,46 \times l_e}{h}$$

3.10.6 Índice de esbeltez limite

O valor limite do índice de esbeltez corresponde a um valor a partir do qual a resistência do pilar tende a diminuir, por conta dos efeitos de segunda ordem.

Os esforços locais de segunda ordem podem ser desprezados se o índice de esbeltez calculado ao pilar for menor que:

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

Da expressão:

λ_1 : índice de esbeltez limite;

e_1 : excentricidade de primeira ordem;

α_b : coeficiente, em função da vinculação e do carregamento:

$0,40 \leq \alpha_b = 0,60 + 0,40 \times \frac{M_B}{M_A} \leq 1$ para pilares biapoiados não submetidos a cargas transversais;

M_A : maior valor absoluto de momento de primeira ordem no extremo do pilar;

M_B : menor valor absoluto de momento de primeira ordem no extremo do pilar.

$\alpha_b = 1$ para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura e para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo estabelecido no item 11.3.3.4.3 da norma NBR 6118:2014 (p. 60);

$\alpha_b = 0,8 + 0,2 \times \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85$ para pilares em balanço;

M_A : momento de primeira ordem no engaste;

M_C : momento de pilar de primeira ordem no meio do pilar em balanço.

Para estruturas residenciais norma NBR 6118:2014 ainda cita que não devem ser projetados pilares com índice de esbeltez que ultrapasse 200.

3.10.7 Classificação quanto ao índice de esbeltez

De acordo com o valor do índice de esbeltez obtido, o pilar pode ser classificado em:

- Pilar curto

$$\lambda \leq \lambda_1$$

- Pilar médio

$$\lambda_1 < \lambda \leq 90$$

- Pilar medianamente esbelto

$$90 < \lambda \leq 140$$

- Pilar esbelto

$$140 < \lambda \leq 200$$

3.10.8 Excentricidade de primeira ordem

A excentricidade de primeira ordem pode ocorrer quando o ponto de aplicação da força normal não está localizado no centro de gravidade da seção transversal do pilar. Ocorre, principalmente, em pilares que se conectam a vigas de continuidade, como em pilares de extremidade e de canto.

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

Da expressão:

M_d : momento fletor de cálculo na extremidade

N_d : esforço normal de cálculo.

A excentricidade de primeira ordem obtida na seção intermediária do pilar é calculada por meio da expressão:

$$e_{1,C} \geq \begin{cases} 0,6 \times e_{1,A} + 0,4 \times e_{1,B} \\ 0,4 \times e_{1,A} \end{cases}$$

Da expressão:

$$e_{1,A} = \frac{M_{1d,A}}{N_d}$$

$$e_{1,B} = \frac{M_{1d,B}}{N_d}$$

O sinal de $e_{1,B}$ é positivo se $M_{1d,A}$ e $M_{1d,B}$ tracionarem a mesma face do pilar e negativo se tracionarem faces opostas.

3.10.9 Momento mínimo de cálculo

O efeito das imperfeições locais, como o desaprumo, pode ser substituído através da consideração de um momento mínimo de primeira ordem.

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

Da expressão:

$M_{1d,min}$: momento mínimo de cálculo;

3.10.10 Determinação dos efeitos locais de segunda ordem

De acordo com a norma NBR 6118:2014, a determinação dos efeitos de segunda ordem nos pilares pode ser realizada por meio do método geral ou de métodos aproximados. Em pilares que apresentam índice de esbeltez maior que 140, a norma obriga a utilização do método geral.

Os métodos aproximados para cálculo dos efeitos de segunda ordem, como o método pilar-padrão com curvatura aproximada, o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada, o método do pilar-padrão acoplado a diagramas M , N , $1/r$, e o método pilar-padrão em pilares de seção retangular e sujeitos à flexão composta oblíqua.

Neste trabalho, em pilares que deve ser considerado efeito do momento de segunda ordem, foi utilizado o método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

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

Da expressão:

$M_{d,total}$: momento total de cálculo;

$\frac{1}{r}$: curvatura na seção crítica:

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

ν : força normal adimensional:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}}$$

3.10.11 Dimensionamento da armadura longitudinal

Para seu dimensionamento, são utilizados ábacos de interação, elaborados por Libânio (2014).

$$\mu = \frac{M_d}{A \times h \times f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{\omega \times A \times f_{cd}}{f_{yd}}$$

ω : coeficiente.

3.10.12 Armadura longitudinal mínima

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

As barras longitudinais não devem possuir diâmetro menor que 10 mm.

3.10.13 Armadura longitudinal máxima

$$A_{s,máx} = 8\% \times A_c$$

3.10.14 Espaçamento da armadura longitudinal

3.10.14.1 Espaçamento mínimo

$$s \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi_l \\ 1,2 \times d_{máx,agr} \end{cases}$$

3.10.14.2 Espaçamento máximo

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

3.10.14.3 Dimensionamento da armadura transversal

Devem ser dispostos estribos ao longo de toda a altura do pilar, de modo a limitar, principalmente, o efeito de flambagem da armadura longitudinal.

3.10.14.4 Diâmetro mínimo

$$\Phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\Phi_l}{4} \end{cases}$$

3.10.14.5 Espaçamento máximo

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ b \\ 24 \times \Phi_l \text{ para CA60 ou } 12 \times \Phi_l \text{ para CA50} \end{cases}$$

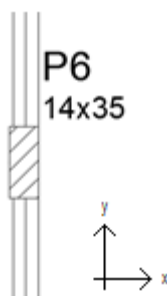
3.10.14.6 Estribos suplementares

Esses estribos são posicionados a uma distância máxima de 20Φ dos cantos e, portanto, são utilizados sempre que houver possibilidade de flambagem das barras da armadura,

3.11 Exemplos de cálculo de pilares – pilar P6

Será apresentado, primeiramente, o dimensionamento do pilar P6 do pavimento Superior ao pavimento Térreo, equivalente ao lance L2 do pilar, classificado como pilar intermediário, conforme se pode notar na Figura 37.

Figura 37 - Representação do pilar P6 em planta



Fonte: autor.

3.11.1 Carregamentos

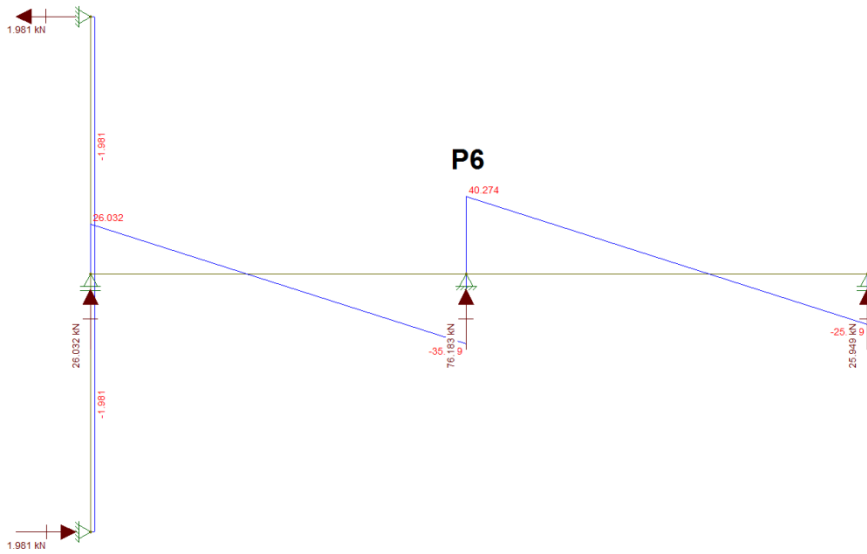
3.11.1.1 Peso próprio

$$g_{pp} = \gamma_c \times A \times H = 25 \times (0,14 \times 0,35) \times 2,89 = 3,54 \text{ kN}$$

3.11.1.2 Reação da viga

O carregamento característico da viga V10, a qual se apoia ao pilar ao longo da sua altura medida na seção transversal, foi obtido pelo programa Ftool e é igual a 76,18 kN, conforme indica o modelo na Figura 38.

Figura 38 - Reação da viga V10 no pilar P6



Fonte: autor.

O carregamento suportado pelo pilar P6 em cada pavimento, a fim de obter o carregamento total no pavimento Superior, está demonstrado na Tabela 5.

Tabela 5 - Carregamento total atuante no pilar P6

Pilar	Lance	b (cm)	h (cm)	V (x1) (kN)	V (x2) (kN)	V (y1) (kN)	V (y2) (kN)	PP (kN)	Total Pav. (kN)	Total (kN)
P6	L5	14	35	6,20	-	2,46	-	1,84	10,50	10,50
	L4	14	35	11,95	-	5,20	-	1,47	18,62	29,12
	L3	14	35	-	-	43,76	-	3,54	47,30	76,42
	L2	14	35	-	-	76,18	-	3,54	79,72	156,14
	L1	14	35	94,20	-	1,20	-	1,47	96,87	253,01

Fonte: autor.

3.11.2 Momento inicial

Por ser um pilar intermediário, conforme visto anteriormente, o momento inicial em ambas as direções é nulo.

3.11.3 Esforços solicitantes

3.11.3.1 Carregamento normal

$$N_d = N_k \times \gamma_n \times \gamma_f = 156,14 \times 1,25 \times 1,4 = 273,25 \text{ kN}$$

3.11.3.2 Momentos fletores

$$M_{1d,x} = 0$$

$$M_{1d,y} = 0$$

3.11.4 Momentos fletores mínimos

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

$$M_{1d,mín,x} = 273,25 \times (0,015 + 0,03 \times 0,14) = 5,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d,mín,y} = 273,25 \times (0,015 + 0,03 \times 0,35) = 6,97 \text{ kN.m}$$

3.11.5 Esforços de cálculo de primeira ordem

$$N_d = 273,25 \text{ kN}$$

$$M_{1d,x} = 5,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d,y} = 6,97 \text{ kN.m}$$

3.11.6 Comprimento equivalente de flambagem

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

- Eixo x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_{0x} + h_x = 278 + 14 = 292 \text{ cm} \\ 289 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{ex} = 289 \text{ cm}$$

- Eixo y:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_{0y} + h_y = (278 + 11 - 40) + 35 = 284 \text{ cm} \\ 289 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{ey} = 284 \text{ cm}$$

3.11.6.1 Índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{3,46 \times l_e}{h}$$

- Eixo x:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \times 289}{14} = 71,42$$

- Eixo y:

$$\lambda_y = \frac{3,46 \times l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \times 284}{35} = 28,08$$

3.11.6.2 Índice de esbeltez limite

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

- Eixo x:

$$\alpha_b = 1$$

$$e_{1x} = \frac{5,25}{273,25} = 0,0192\text{m} = 1,92 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \times \frac{e_{1x}}{h_x}}{\alpha_b} = \frac{25 + 12,5 \times \frac{1,92}{14}}{1} = 26,71 < 35$$

$$\lambda_{1x} = 35$$

$$\lambda_x = 71,42 > \lambda_{1x} = 35$$

É preciso considerar os efeitos de segunda ordem.

- Eixo y:

$$\alpha_b = 1$$

$$e_{1y} = \frac{6,97}{273,25} = 0,0255m = 2,55 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \times \frac{e_{1y}}{h_y}}{\alpha_b} = \frac{25 + 12,5 \times \frac{2,55}{35}}{1} = 25,91 < 35$$

$$\lambda_{1y} = 35$$

$$\lambda_y = 28,08 < \lambda_{1y} = 35$$

Não é preciso considerar os efeitos de segunda ordem.

3.11.7 Esforços de cálculo de segunda ordem

$$M_{2d,total} = \alpha_b \times M_{1d,A} + N_d \times \frac{l_e^2}{10} \times \frac{1}{r}$$

$$M_{2d,total} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{cases}$$

- Eixo x:

$$v = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} = \frac{273,25}{(14 \times 35) \times \frac{3}{1,4}} = 0,26$$

$$\frac{1}{r_x} = \frac{0,005}{h_x \times (v + 0,5)} = \frac{0,005}{14 \times (0,26 + 0,5)} = 0,000470 \text{ cm}^{-1}$$

$$\frac{1}{r_x} = 0,000470 \text{ cm}^{-1} < \frac{0,005}{h_x} = \frac{0,005}{14} = 0,000357 \text{ cm}^{-1}$$

$$\frac{1}{r_x} = 0,000357 \text{ cm}^{-1}$$

$$M_{2d,total} = 1 \times 5,25 + 273,25 \times \frac{2,89^2}{10} \times 0,0357 = 13,40 \text{ kN.m}$$

$$M_{2d,total} = 13,40 \text{ kN.m} \geq \begin{cases} M_{1d,A} = 0 \\ M_{1d,min} = 5,25 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{2d,total} = 13,40 \text{ kN.m}$$

- Eixo y:

Não é preciso considerar os efeitos de segunda ordem.

3.11.8 Situações de cálculo

3.11.8.1 Nas extremidades

- Eixo x:

$$N_d = 273,25 \text{ kN}$$

$$M_{1d,x} = 5,25 \text{ kN.m}$$

- Eixo y:

$$N_d = 273,25 \text{ kN}$$

$$M_{1d,y} = 6,97 \text{ kN.m}$$

3.11.8.2 Na seção intermediária

- Eixo x:

$$N_d = 273,25 \text{ kN}$$

$$M_{2d,x} = 13,40 \text{ kN.m}$$

- Eixo y:

Não é preciso considerar os efeitos de segunda ordem.

3.11.9 Dimensionamento da armadura longitudinal

Foi admitido inicialmente que serão utilizadas barras de 10 mm para armadura longitudinal e de 5 mm para armadura transversal. Dessa forma, o cálculo de d' é realizado por meio da expressão abaixo.

$$d' = c + \Phi_t + \frac{\Phi_l}{2} = 2,5 + 0,5 + \frac{1}{2} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{3,5}{14} = 0,25$$

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{3,5}{35} = 0,10$$

$$v_d = 0,26$$

3.11.9.1 Na extremidade

$$\mu_{xd} = \frac{M_{xd}}{A \times f_{cd} \times h_x} = \frac{5,25}{(0,14 \times 0,35) \times \frac{30000}{1,4} \times 0,14} = 0,036$$

$$\mu_{yd} = \frac{M_{yd}}{A \times f_{cd} \times h_y} = \frac{6,97}{(0,14 \times 0,35) \times \frac{30000}{1,4} \times 0,35} = 0,019$$

Do ábaco 7A elaborado por Pinheiro (2009):

$$\omega = 0$$

3.11.9.2 Na seção intermediária

$$\mu_{xd} = \frac{M_{2d,x}}{A \times f_{cd} \times h_x} = \frac{13,40}{(0,14 \times 0,35) \times \frac{30000}{1,4} \times 0,14} = 0,091$$

Do ábaco 7A elaborado por Pinheiro (2009):

$$\omega = 0,02$$

3.11.10 Detalhamento da armadura longitudinal

$$A_s = \frac{\omega \times A \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,02 \times (14 \times 35) \times \frac{3}{1,4}}{\frac{50}{1,15}} = 0,483 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,15 \times \frac{273,25}{\frac{50}{1,15}} = 0,943 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,943 \text{ cm}^2 < 0,004 \times (14 \times 35) = 1,960 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 1,960 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,960 \text{ cm}^2$$

3.11.11 Armadura longitudinal máxima

$$A_{s,m\acute{a}x} = 8\% \times A_c = 8\% \times (14 \times 35) = 39,20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,960 \text{ cm}^2 < A_{s,m\acute{a}x} = 39,20 \text{ cm}^2$$

3.11.12 Quantidade de barras

$$n = \frac{A_s}{A_{s,uni}} = \frac{1,960}{0,785} = 2,5 \text{ barras} < 4 \text{ barras}$$

$$n = 4 \text{ barras}$$

3.11.13 Espaçamento da armadura longitudinal

$$s \leq \begin{cases} 2 \times 14 = 28 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 28 \text{ cm}$$

$$s < s_{m\acute{a}x} = 28 \text{ cm}$$

$$s = 28 \text{ cm}$$

3.11.14 Comprimento da emenda de traspasse

$$f_{cta} = \frac{0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,3 \times 0,7 \times 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa} = 0,145 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{cta} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 0,1448 = 0,326 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$l_b = \frac{\Phi_l \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} = \frac{1 \times \frac{50}{1,15}}{4 \times 0,326} = 33,36 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,6 \times l_b = 0,6 \times 33,36 = 20,02 \text{ cm} \\ 15 \times \Phi_l = 15 \times 1 = 15 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,min} = 20,02 \text{ cm}$$

$$l_b = 33,36 \text{ cm} > l_{b,min} = 20,02 \text{ cm}$$

$$l_{oc} = l_b = 33 \text{ cm}$$

3.11.15 Detalhamento da armadura transversal

$$\Phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \Phi_l = \frac{10}{4} = \frac{10}{4} = 2,5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Phi_t = 5 \text{ mm}$$

$$s_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 14 \text{ cm} \\ 12 \times \Phi_l = 12 \times 1 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

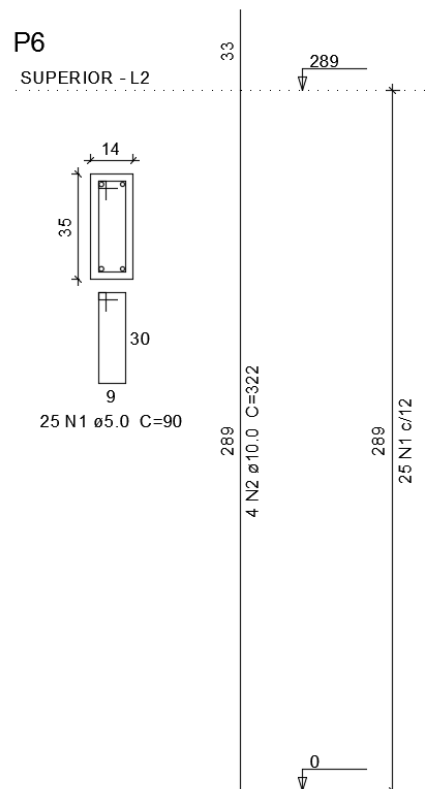
$$s = 12 \text{ cm}$$

$$n = \frac{H}{s} + 1 = \frac{289}{12} + 1 = 25,08 \approx 25 \text{ barras}$$

Não será necessário posicionar estribos suplementares.

3.11.16 Detalhamento final do pilar P6

Figura 39 - Detalhamento do pilar P6 do pavimento Superior

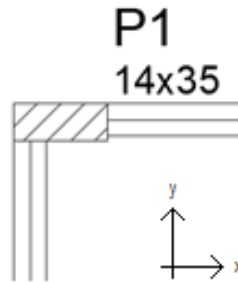


Fonte: autor.

3.12 Exemplos de cálculo de pilares - pilar P1

Será apresentado, primeiramente, o dimensionamento do pilar P1 do pavimento Superior ao pavimento Térreo, equivalente ao lance L2 do pilar, classificado como pilar de extremidade, conforme se pode notar na Figura 40.

Figura 40 - Representação do pilar P1 em planta



Fonte: autor.

3.12.1 Carregamentos

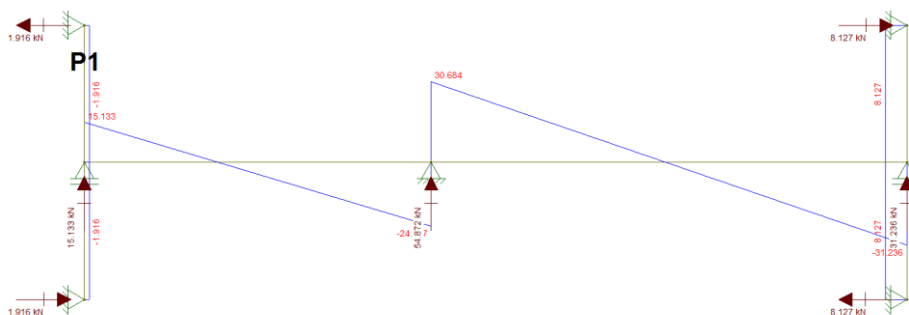
3.12.1.1 Peso próprio

$$g_{pp} = \gamma_c \times A \times H = 25 \times (0,14 \times 0,35) \times 2,89 = 3,54 \text{ kN}$$

3.12.1.2 Reação da viga

O carregamento característico da viga V1, a qual se apoia ao pilar ao longo da sua altura medida na seção transversal, foi obtido pelo programa Ftool e é igual a 15,13 kN, conforme indica o modelo na Figura 41 - Reação da viga V1 no pilar P1

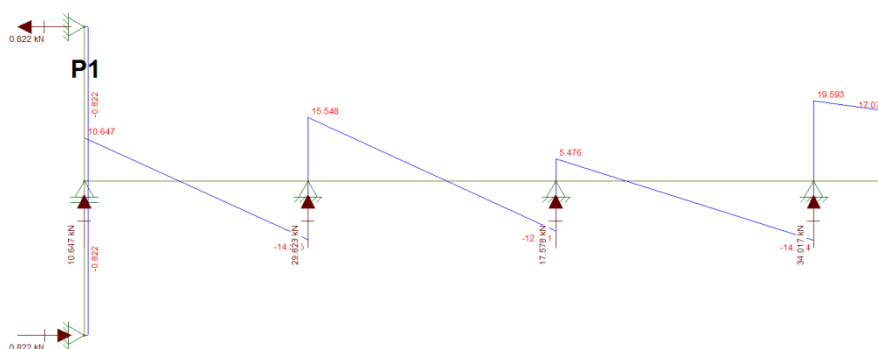
Figura 41 - Reação da viga V1 no pilar P1



Fonte: autor.

O carregamento característico da viga V9, que também se apoia sobre o pilar P2, é igual a 10,65 kN, conforme modelo ilustrado na Figura 42.

Figura 42 - Reação da viga V9 no pilar P1



Fonte: autor.

O carregamento suportado pelo pilar P1 em cada pavimento, a fim de obter o carregamento total no pavimento Superior, está demonstrado na Tabela 6.

Tabela 6 - Esforços totais apresentados no pilar P1

Pilar	Lance	b (cm)	h (cm)	V (x1) (kN)	V (x2) (kN)	V (y1) (kN)	V (y2) (kN)	PP (kN)	Total Pav. (kN)	Total (kN)
P1	L5	14	35	5,53	-	2,46	-	1,84	9,83	9,83
	L4	14	35	10,66	-	5,20	-	1,47	17,33	27,16
	L3	14	35	11,67	-	7,05	-	3,54	22,26	49,41
	L2	14	35	15,13	-	10,65	-	3,54	29,32	78,74
	L1	14	35	16,52	-	5,74	-	1,47	23,72	102,46

Fonte: autor.

3.12.2 Momento inicial

Por ser um pilar intermediário, conforme visto anteriormente, o momento inicial em ambas as direções é nulo.

3.12.3 Esforços solicitantes

- Carregamento normal

$$N_d = N_k \times \gamma_n \times \gamma_f = 78,74 \times 1,25 \times 1,4 = 137,79 \text{ kN}$$

- Momentos fletores

$$M_{1d,x} = 8,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d,y} = 2,17 \text{ kN.m}$$

3.12.4 Momentos fletores mínimos

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

$$M_{1d,\min,x} = 137,79 \times (0,015 + 0,03 \times 0,35) = 3,51 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d,\min,y} = 137,79 \times (0,015 + 0,03 \times 0,14) = 2,65 \text{ kN.m}$$

3.12.5 Esforços de cálculo de primeira ordem

$$N_d = 137,79 \text{ kN}$$

$$M_{1d,x} = 8,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d,y} = 2,65 \text{ kN.m}$$

3.12.6 Comprimento equivalente de flambagem

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

- Eixo x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_{0x} + h_x = (278 + 11 - 40) + 35 = 284 \text{ cm} \\ 289 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{ex} = 284 \text{ cm}$$

- Eixo y:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_{0y} + h_y = (278 + 11 - 40) + 14 = 263 \text{ cm} \\ 289 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{ey} = 263 \text{ cm}$$

3.12.7 Índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{3,46 \times l_e}{h}$$

- Eixo x:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \times 284}{35} = 28,08$$

- Eixo y:

$$\lambda_y = \frac{3,46 \times l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \times 263}{14} = 65,00$$

3.12.8 Índice de esbeltez limite

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

- Eixo x:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \times \frac{M_B}{M_A} = 0,60 + 0,40 \times \frac{-6,93}{8,63} = 0,28 < 0,40$$

$$\alpha_b = 0,40$$

$$e_{1x} = \frac{8,63}{137,79} = 0,0626 \text{ m} = 6,26 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \times \frac{e_{1x}}{h_x}}{\alpha_b} = \frac{25 + 12,5 \times \frac{6,26}{35}}{0,40} = 68,09 > 35$$

$$\lambda_{1x} = 68,09$$

$$\lambda_x = 28,08 < \lambda_{1x} = 68,09$$

Não é preciso considerar os efeitos de segunda ordem.

- Eixo y:

$$\alpha_b = 1$$

$$e_{1y} = \frac{2,65}{137,79} = 0,0192 \text{ m} = 1,92 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \times \frac{e_{1y}}{h_y}}{\alpha_b} = \frac{25 + 12,5 \times \frac{1,92}{14}}{1} = 26,71 < 35$$

$$\lambda_{1y} = 35$$

$$\lambda_y = 65,00 > \lambda_{1y} = 35$$

É preciso considerar os efeitos de segunda ordem.

3.12.9 Esforços de cálculo de segunda ordem

$$M_{2d,total} = \alpha_b \times M_{1d,A} + N_d \times \frac{l_e^2}{10} \times \frac{1}{r}$$

$$M_{2d,total} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{cases}$$

- Eixo x:

Não é preciso considerar os efeitos de segunda ordem.

- Eixo y:

$$v = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} = \frac{137,79}{(14 \times 35) \times \frac{3}{1,4}} = 0,13$$

$$\frac{1}{r_y} = \frac{0,005}{h_y \times (v + 0,5)} = \frac{0,005}{14 \times (0,13 + 0,5)} = 0,000567 \text{ cm}^{-1}$$

$$\frac{1}{r_y} = 0,000567 \text{ cm}^{-1} > \frac{0,005}{h_y} = \frac{0,005}{14} = 0,000357 \text{ cm}^{-1}$$

$$\frac{1}{r_y} = 0,000357 \text{ cm}^{-1}$$

$$M_{2d,total} = 1 \times 2,65 + 137,79 \times \frac{2,63^2}{10} \times 0,0357 = 6,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{2d,total} = 6,05 \text{ kN.m} \geq \begin{cases} M_{1d,A} = 5,34 \text{ kN.m} \\ M_{1d,min} = 5,29 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{2d,total} = 6,05 \text{ kN.m}$$

3.12.10 Situações de cálculo

3.12.10.1 Nas extremidades

- Eixo x

$$N_d = 137,79 \text{ kN}$$

$$M_{1d,x} = 8,63 \text{ kN.m}$$

- Eixo y

$$N_d = 137,79 \text{ kN}$$

$$M_{1d,y} = 2,65 \text{ kN.m}$$

3.12.10.2 Na seção intermediária

- Eixo x:

Não é preciso considerar os efeitos de segunda ordem.

- Eixo y:

$$N_d = 137,79 \text{ kN}$$

$$M_{2d,x} = 6,05 \text{ kN.m}$$

3.12.11 Dimensionamento da armadura longitudinal

Foi admitido inicialmente que serão utilizadas barras de 10 mm para armadura longitudinal e de 5 mm para armadura transversal. Dessa forma, o cálculo de d' é realizado por meio da expressão abaixo.

$$d' = c + \Phi_t + \frac{\Phi_l}{2} = 2,5 + 0,5 + \frac{1}{2} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{3,5}{35} = 0,10$$

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{3,5}{14} = 0,25$$

$$v_d = 0,13$$

3.12.11.1 Na extremidade

$$\mu_{xd} = \frac{M_{xd}}{A \times f_{cd} \times h_x} = \frac{8,63}{(0,14 \times 0,35) \times \frac{30000}{1,4} \times 0,35} = 0,023$$

$$\mu_{yd} = \frac{M_{yd}}{A \times f_{cd} \times h_y} = \frac{2,65}{(0,14 \times 0,35) \times \frac{30000}{1,4} \times 0,14} = 0,018$$

$$\omega = 0$$

3.12.11.2 Na seção intermediária

$$\mu_{yd} = \frac{M_{2d,y}}{A \times f_{cd} \times h_x} = \frac{6,05}{(0,14 \times 0,35) \times \frac{30000}{1,4} \times 0,14} = 0,041$$

$$\omega = 0$$

3.12.12 Detalhamento da armadura longitudinal

$$A_s = \frac{\omega \times A \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0 \times (14 \times 35) \times \frac{3}{1,4}}{\frac{50}{1,15}} = 0$$

$$A_{s,\min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,15 \times \frac{137,79}{\frac{50}{1,15}} = 0,475 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,475 \text{ cm}^2 < 0,004 \times (14 \times 35) = 1,960 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 1,960 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,960 \text{ cm}^2$$

3.12.13 Armadura longitudinal máxima

$$A_{s,\max} = 8\% \times A_c = 8\% \times (14 \times 35) = 39,20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,960 \text{ cm}^2 < A_{s,\max} = 39,20 \text{ cm}^2$$

3.12.14 Quantidade de barras

$$n = \frac{A_s}{A_{s,uni}} = \frac{1,960}{0,785} = 2,5 \text{ barras} < 4 \text{ barras}$$

$$n = 4 \text{ barras}$$

3.12.15 Espaçamento da armadura longitudinal

$$s \leq \begin{cases} 2 \times 14 = 28 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 28 \text{ cm}$$

$$s < s_{m\acute{a}x} = 28 \text{ cm}$$

3.12.16 Comprimento da emenda de traspasse

$$f_{ctd} = \frac{0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = \frac{0,3 \times 0,7 \times 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,450 \text{ MPa} = 0,145 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 0,145 = 0,326 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$l_b = \frac{\Phi_l \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} = \frac{1 \times \frac{50}{1,15}}{4 \times 0,326} = 33,36 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,6 \times l_b = 0,6 \times 33,36 = 20,02 \text{ cm} \\ 15 \times \Phi_l = 15 \times 1 = 15 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,min} = 20,02 \text{ cm}$$

$$l_b = 33,36 \text{ cm} > l_{b,min} = 20,02 \text{ cm}$$

$$l_{0c} = l_b = 33 \text{ cm}$$

3.12.17 Detalhamento da armadura transversal

$$\Phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\Phi_l}{4} = \frac{10}{4} = 2,5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Phi_t = 5 \text{ mm}$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 14 \text{ cm} \\ 12 \times \Phi_l = 12 \times 1 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 12 \text{ cm}$$

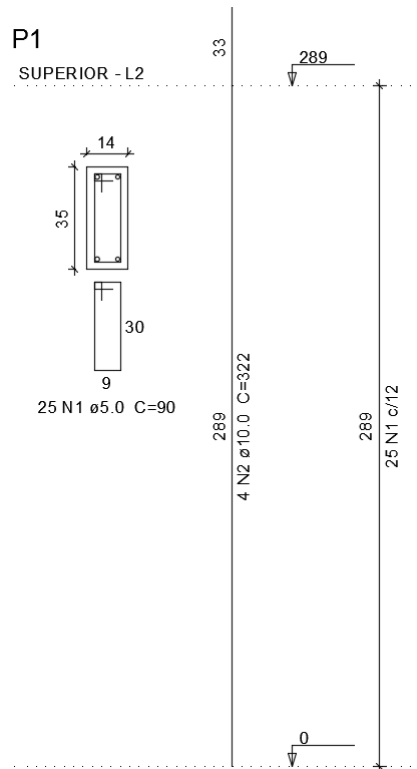
$$n = \frac{H}{s} + 1 = \frac{289}{12} + 1 = 25,08 \approx 25 \text{ barras}$$

Não será necessário posicionar estribos suplementares.

3.12.18 Detalhamento final do pilar P1

O detalhamento final obtido ao pilar P1 é apresentado na Figura 43.

Figura 43 - Detalhamento do pilar P1 do pavimento Superior



Fonte: autor.

3.13 Dimensionamento e detalhamento de sapatas

Para o projeto em questão, devido aos baixos esforços no pilares e às boas características do solo, será utilizada fundação do tipo sapata.

3.13.1 Dimensões

$$A = \frac{P + G}{p} = \frac{1,05 \times P}{p}$$

Da expressão:

A : área da base da sapata;

P : esforço característico vertical;

G : esforço estimado de peso próprio da sapata.

De maneira a equilibrar melhor as tensões no solo, deve-se calcular as dimensões da base da sapata de modo a manter a seguinte relação:

$$B_x - b_x = B_y - b_y$$

Da expressão:

B : dimensão da base da sapata;

b : dimensão do pilar.

Os lados são obtidos pelas equações abaixo.

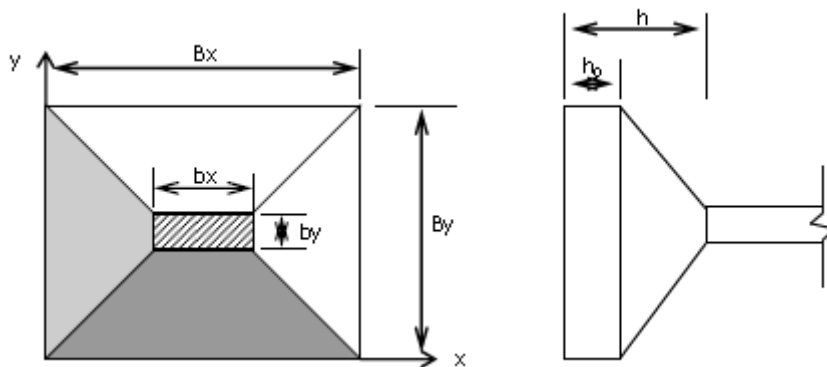
$$B_x = 0,5 \times \left\{ -(b_y - b_x) + \sqrt{(b_y - b_x)^2 + 4 \times A} \right\}$$

$$B_x = \frac{A}{B_y}$$

O dimensionamento será feito ao considerar a sapata como elemento rígido e, para isso, é necessário satisfazer as seguintes expressões:

$$h \geq \begin{cases} \frac{B_x - b_x}{3} \\ \frac{B_y - b_y}{3} \end{cases}$$

Figura 44 - Dimensões de uma sapata



Fonte: MARCELLINO, 2016

Depois de determinadas as suas dimensões, uma nova pressão no solo é obtida:

$$p = \frac{P}{B_x \times B_y}$$

3.13.2 Esforços

Os momentos máximos, que ocorrem junto às faces do pilar, são obtidos por meio da multiplicação da resultante, existente por conta da reação da pressão do solo na área trapezoidal considerada, pela distância entre o centro geométrico de cada trapézio até as faces do pilar.

$$M_x = \frac{P}{24 \times B_x \times B_y} \times (B_x - b_x)^2 \times (2 \times B_y - b_y)$$

$$M_y = \frac{P}{24 \times B_x \times B_y} \times (B_y - b_y)^2 \times (2 \times B_x - b_x)$$

3.13.3 Momento mínimo de cálculo

$$M_{d,min} = 0,8 \times W_0 \times f_{ctk,sup}$$

Da expressão:

W_0 : módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

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

3.13.4 Verificação ao esforço de cortante

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_0 \times d}$$

Da expressão:

τ_{sd} : tensão cisalhante solicitante de cálculo;

F_{sd} : carregamento solicitante de cálculo;

$$u_0 = 2 \times (b_x + b_y)$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd}$$

Da expressão:

α_v : coeficiente:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

3.14 Exemplo de cálculo de sapatas – sapata S10

Será admitido, para efeito de cálculo, solo de pressão admissível igual a 0,15 MPa.

3.14.1 Dimensões

$$A = \frac{1,05 \times P}{p} = \frac{1,05 \times 327,53}{0,015} = 22927,10 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} B_x &= 0,5 \times \left\{ -(b_y - b_x) + \sqrt{(b_y - b_x)^2 + 4 \times A} \right\} \\ &= 0,5 \times \left\{ -(14 - 35) + \sqrt{(14 - 35)^2 + 4 \times 22927,10} \right\} = 141,28 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$B_x = 145 \text{ cm}$$

$$B_y = \frac{A}{B_x} = \frac{22927,10}{145} = 158,12 \text{ cm}$$

$$B_y = 165 \text{ cm}$$

$$B_x - b_x = 145 - 14 = 131 \text{ cm} \approx B_y - b_y = 165 - 35 = 130 \text{ cm}$$

$$h \geq \begin{cases} \frac{B_x - b_x}{3} = \frac{131}{3} = 43,67 \text{ cm} \\ \frac{B_y - b_y}{3} = \frac{130}{3} = 43,33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

3.14.2 Esforços

$$\begin{aligned} M_x &= \frac{P}{24 \times B_x \times B_y} \times (B_x - b_x)^2 \times (2 \times B_y - b_y) \\ &= \frac{327,53}{24 \times 145 \times 165} \times (145 - 14)^2 \times (2 \times 165 - 35) = 3572,92 \text{ kN.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= \frac{P}{24 \times B_x \times B_y} \times (B_y - b_y)^2 \times (2 \times B_x - b_x) \\ &= \frac{327,53}{24 \times 145 \times 165} \times (165 - 35)^2 \times (2 \times 145 - 14) = 2930,54 \text{ kN.cm} \end{aligned}$$

3.14.3 Momentos mínimos

$$M_{xd,min} = 0,8 \times W_{0x} \times f_{ctk,sup} = 0,8 \times \left(\frac{165 \times 45^2}{6} \right) \times \frac{\left(1,3 \times 0,3 \times 25^{\frac{2}{3}} \right)}{10}$$

$$M_{xd,min} = 14854,99 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd,min} = 0,8 \times W_{0y} \times f_{ctk,sup} = 0,8 \times \left(\frac{145 \times 45^2}{6} \right) \times \frac{\left(1,3 \times 0,3 \times 25^{\frac{2}{3}} \right)}{10}$$

$$M_{yd,min} = 13054,38 \text{ kN.cm}$$

Segundo a norma NBR 6118:2014 (item 17.3.5.2.1, p. 131), “em elementos estruturais, exceto elementos em balanço, cujas armaduras sejam calculadas com

um momento fletor igual ou maior ao dobro de M_d , não é necessário atender à armadura mínima”.

3.14.4 Dimensionamento e detalhamento da armadura longitudinal

3.14.4.1 Direção x

Como o dobro do momento de cálculo é menor que o momento mínimo de cálculo, será utilizado o dobro do momento de cálculo para dimensionamento da sapata.

Altura útil:

$$d = h - c - \frac{\Phi}{2} = 45 - 4,5 - \frac{1}{2} = 40 \text{ cm}$$

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right]$$

$$x = 1,25 \times 40 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,4 \times 3572,92}{0,425 \times \frac{2,5}{1,4} \times 35 \times 40^2}} \right] = 6,26 \text{ cm}$$

Área de aço necessária:

$$A_s = \frac{2 \times M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{2 \times 1,4 \times 3572,92}{\frac{50}{1,15} \times (40 - 0,4 \times 6,26)} = 6,12 \text{ cm}^2$$

Serão utilizadas barras de aço de diâmetro de 10 mm.

Quantidade de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,uni}} = \frac{6,12}{\frac{\pi \times 1^2}{4}} = 7,80 \approx 8 \text{ barras}$$

Espaçamento entre barras:

$$s = \frac{B_x - 2 \times c}{n} = \frac{145 - 2 \times 4,5}{8} = 17 \text{ cm}$$

Comprimento dos ganchos:

As barras longitudinais terão gancho com diâmetro de dobramento de 5Φ , conforme indicado no item 9.4.2.3 da norma NBR 6118:2014 (p. 36) para barras de diâmetro menor que 20 mm. A ponta reta terá comprimento mínimo recomendado de 8Φ . Dessa forma, o comprimento total do gancho não deve ser inferior a 11Φ , que, no caso da sapata S1, é igual a 11 cm. Como a altura da base é igual a 20 cm e o cobrimento é de 4,5 cm, irão ser detalhados ganchos de comprimento igual a 15 cm.

3.14.4.2 Direção y

Como o dobro do momento de cálculo é menor que o momento mínimo de cálculo, será utilizado o dobro do momento de cálculo para dimensionamento da sapata.

Altura útil:

$$d = h - c - \frac{3 \times \Phi_l}{2} = 45 - 4,5 - \frac{3 \times 1}{2} = 39 \text{ cm}$$

Posição da linha neutra:

$$\begin{aligned} x &= 1,25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_d}{0,425 \times f_{cd} \times b_w \times d^2}} \right] \\ &= 1,25 \times 39 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,4 \times 2930,54}{0,425 \times \frac{2,5}{1,4} \times 14 \times 39^2}} \right] = 14,55 \text{ cm} \end{aligned}$$

Área de aço necessária:

$$A_s = \frac{2 \times M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} = \frac{2 \times 1,4 \times 2930,54}{\frac{50}{1,15} \times (39 - 0,4 \times 14,55)} = 5,69 \text{ cm}^2$$

Serão utilizadas barras de aço de diâmetro de 10 mm.

Quantidade de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,uni}} = \frac{5,69}{\frac{\pi \times 1^2}{4}} = 7,25 \approx 8 \text{ barras}$$

Espaçamento entre barras:

$$s = \frac{B_y - 2 \times c}{n} = \frac{165 - 2 \times 4,5}{8} = 19,5 \approx 19 \text{ cm}$$

Comprimento dos ganchos:

Assim como mencionado para detalhamento das barras na outra direção da armadura, irão ser detalhados ganchos de comprimento igual a 15 cm.

3.14.5 Verificação do esforço de cortante

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$$

$$F_{sd} = 1,4 \times 327,53 = 458,54 \text{ kN}$$

$$u_0 = 2 \times (b_x + b_y) = 2 \times (14 + 35) = 98 \text{ cm}$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = 24,5 \text{ cm}$$

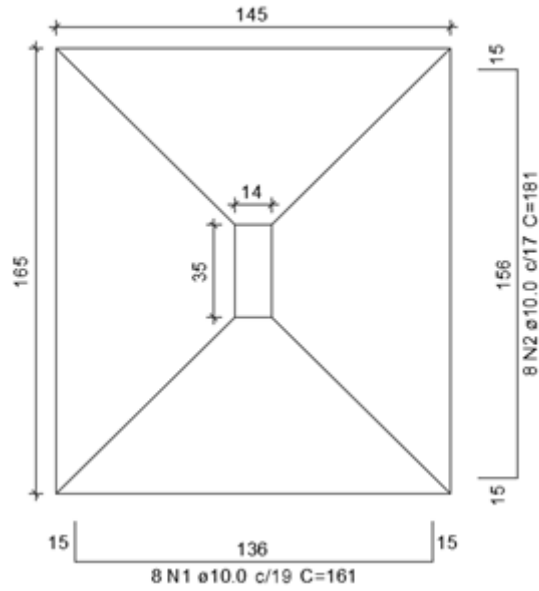
$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_0 \times d} = \frac{458,54}{98 \times 24,5} = 0,191 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} = 0,27 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{2,5}{1,4} = 0,434 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{sd} = 1,91 \text{ MPa} < \tau_{Rd2} = 4,34 \text{ MPa}$$

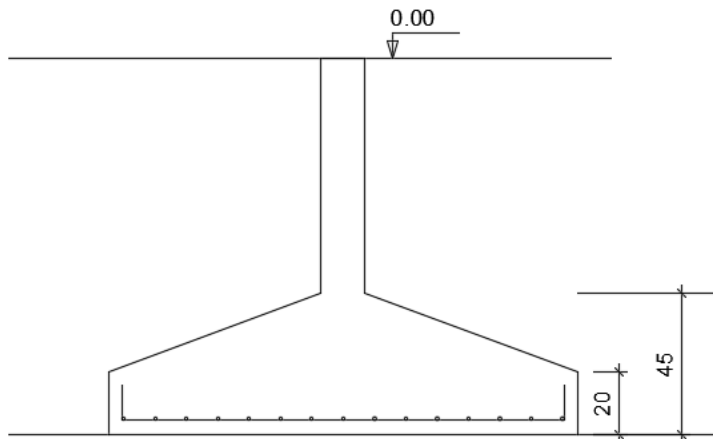
3.14.6 Detalhamento final da sapata S10

Figura 45 - Detalhamento da sapata S10 em planta



Fonte: autor.

Figura 46 - Detalhamento da sapata S10 em corte



Fonte: autor.

4 CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou resultados de dimensionamento satisfatórios, em que muitos dos elementos apresentaram baixa área de aço e pouca deformação. Os valores obtidos podem ser considerados dentro do usual para edificações desse porte.

Por estarem mais solicitados, alguns elementos apresentaram maior quantidade de aço na etapa de dimensionamento, porém dentro do esperado. Lajes que suportam carregamentos de parede, por exemplo, em geral, apresentaram uma armadura maior que as demais. Vigas que recebem reações de mais de um painel de laje por trecho foram calculadas com um número maior de barras. Como também pilares que estavam sujeitos a esforços fletores maiores, principalmente na direção de menor inércia, resultaram em pilares com maior quantidade de armadura.

A distribuição dos carregamentos e, conseqüentemente, o dimensionamento dos elementos estão vinculados intimamente com a concepção estrutural adotada, a qual não é única a cada projeto.

A interpretação da norma tem papel crucial no cálculo da edificação. É de responsabilidade do projetista estrutural entregar um projeto que seja seguro e que garanta o conforto dos usuários.

Este tipo de trabalho, com relação ao dimensionamento manual de uma estrutura, após análise criteriosa dos cálculos, auxilia na criação de uma sensibilidade de resultados para a elaboração de futuros projetos.

4.1 Sugestões para trabalhos futuros

Em futuros trabalhos, recomenda-se realizar o dimensionamento de estruturas maiores e mais complexas, ou que possuam elementos diferentes dos apresentados neste trabalho, a fim de exercitar ainda mais a capacidade de resolução de problemas.

De maneira a complementar o projeto, pode-se realizar também o quantitativo de materiais, e apresentar, dessa forma, a quantidade de aço, concreto e forma utilizada.

Sugere-se ainda que seja realizado o projeto utilizando outra concepção estrutural e comparar os resultados obtidos, a fim de realizar uma análise crítica sobre qual das concepções seria mais vantajosa.

Também é recomendado realizar um comparativo dos resultados obtidos manualmente com os resultados obtidos através de um software de projeto estrutural em concreto armado, de modo a validá-los.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALTOQI Eberick V10: software para projeto estrutural em concreto armado e pré-moldado. AltoQi Tecnologia em Informática LTDA., 2016.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

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

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Apostilas de Estruturas de Concreto I**. Universidade Estadual Paulista – UNESP – Bauru/SP. Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil. Disciplina 2117 – Estruturas de Concreto I – Notas de aula, 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Apostilas de Estruturas de Concreto II**. Universidade Estadual Paulista – UNESP – Bauru/SP. Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil. Disciplina 2123 – Estruturas de Concreto II – Notas de aula, 2014.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado** – segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos/SP: EdUFSCar, 2015.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado** – Volume 2. 2. ed. São Paulo/SP: PINI, 2009.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto** – Solicitações normais. Rio de Janeiro: Livros Teóricos e Científicos Editora S. A., 1981.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. **Construções de concreto** – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado – Volume 1. Rio de Janeiro: Interciência, 1977.

MARCELLINO, Narbal Ataliba. **Apostila de Estruturas de Fundações**. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC – Florianópolis/SC. Disciplina ECV5265 – Estruturas das Fundações – Notas de aula (s.d.).

PFEIL, Walter. **Concreto armado** – Dimensionamento. 2 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1975.

SPERNAU, Wilson. **Apostila de Estruturas de Fundações**. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC – Florianópolis/SC. Disciplina ECV5265 – Estruturas das Fundações – Notas de aula, 2014.

APÊNDICES

Apêndice A – Tabelas de lajes do pavimento Superior

Tabela 7 - Pré-dimensionamento das lajes

PRÉ-DIMENSIONAMENTO																		
Laje	Lox	Loy	L menor	Apoios (cm)				h (cm)			a (cm)				Lx	Ly	λ	Tipo de laje
	(cm)	(cm)	(cm)	x-	x+	y-	y+	L maior	est	ado	x-	x+	y-	y+	(cm)	(cm)		
L1	374	417	374	12	12	12	12	417	10,43	11	3,30	3,30	3,30	3,30	381	424	1,11	bidir.
L2	482	417	417	12	12	12	12				3,30	3,30	3,30	3,30	489	424	1,15	bidir.
L3	124,5	377	124,5	12	12	12	12				3,30	3,30	3,30	3,30	131	383	2,92	unidir.
L4	503	254	254	12	12	12	12				3,30	3,30	3,30	3,30	510	261	1,96	bidir.
L5	398	145	145,1	12	12	12	12				3,30	3,30	3,30	3,30	405	152	2,67	unidir.
L6	79,5	196	79,5	12	12	12	12				3,30	3,30	3,30	3,30	86	202	2,35	unidir.
L7	527	110	110,4	12	12	12	12				3,30	3,30	3,30	3,30	534	117	4,56	unidir.

Fonte: autor.

Tabela 8 – Carregamentos nas lajes

CARREGAMENTOS									
Laje	g pp	g reg	g reb	g aca	g for	g par	g tot	Cômodo	q
	(kN/m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		
L1	2,75	0,63	0,38	0,144	0,156	2,697	6,758	Quarto	1,50
L2	2,75	0,63	0,38	0,030	0,156	2,133	6,080	Quarto	1,50
L3	2,75	0,63	0,38	0,030	0,156	0	3,946	Corredor	1,50
L4	2,75	0,63	0,38	0,030	0	0	3,790	Quarto	1,50
L5	2,75	0,63	0,38	0,030	0,156	0	3,946	Quarto	1,50
L6	2,75	0,63	0,38	0,030	0,156	0	3,946	Corredor	1,50
L7	2,75	0,63	0,38	0,144	0	0	3,904	Sacada	1,50

Fonte: autor.

Tabela 9 – Combinações de carregamento das lajes

COMBINAÇÕES						
Laje	Perm.	Acidental	ELS-QP	ELS-F	ELS-R	ELU
	g	q	p	p	p	p
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
L1	6,758	1,500	7,208	7,358	8,258	11,561
L2	6,080	1,500	6,530	6,680	7,580	10,612
L3	3,946	1,500	4,396	4,546	5,446	7,625
L4	3,790	1,500	4,240	4,390	5,290	7,406
L5	3,946	1,500	4,396	4,546	5,446	7,625
L6	3,946	1,500	4,396	4,546	5,446	7,625
L7	3,904	1,500	4,354	4,504	5,404	7,566

Fonte: autor.

Tabela 10 - Momentos de serviço

MOMENTOS DE SERVIÇO													
Laje	lx (cm)	ly (cm)	λ	Caso	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	p (kN/m ²)	Mx (kN.m/m)	Xx (kN.m/m)	My (kN.m/m)	Xy (kN.m/m)
					0	0	0	0					
L1	381	424	1,11	4	3,360	7,976	2,807	7,396	7,208	3,508	8,328	2,931	7,722
L2	424	489	1,15	2	4,166	0	3,976	9,554	6,530	4,881	0	4,658	11,194
L3	131	383	2,92	Unidir.	-	-	-	-	4,396	0,531	0,944	0	0
L4	261	510	1,96	3	6,474	12,295	1,533	0	4,240	1,864	3,540	0,442	0
L5	152	405	2,67	Unidir.	-	-	-	-	4,396	0,711	1,265	0	0
L6	86	202	2,35	Unidir.	-	-	-	-	4,396	0,407	0	0	0
L7	117	534	4,56	Unidir.	-	-	-	-	4,354	0,419	0,745	0	0

Fonte: autor.

Tabela 11 – Momentos de fissuração

VERIFICAÇÃO ELS							
Laje	Momento de fissuração					Verificação	
	α	fct	lc	yt	Mr	Ma	OK?
		(MPa)	(cm4)	(cm)	(kN.m/m)	(kN.m/m)	
L1	1,5	2,896	11092	5,5	876,18	832,79	OK
L2	1,5	2,896	11092	5,5	876,18	1119,42	fissura
L3	1,5	2,896	11092	5,5	876,18	94,45	OK
L4	1,5	2,896	11092	5,5	876,18	354,05	OK
L5	1,5	2,896	11092	5,5	876,18	126,46	OK
L6	1,5	2,896	11092	5,5	876,18	40,74	OK
L7	1,5	2,896	11092	5,5	876,18	74,50	OK

Fonte: autor.

Tabela 12 - Verificação das lajes quanto ao Estado Limite de Serviço

VERIFICAÇÃO ELS													
Laje	λ	Caso	Estádio	α	f0	α_f	f total	Limite sensorial (cm)		Limite de vibração (cm)			
					(cm)		(cm)	Flecha	Limite	OK?	Flecha	Limite	OK?
L1	1,113	4	I	3,638	0,154	1,32	0,357	0,357	1,522	OK	0,032	1,087	OK
L2	1,153	2	II	4,500	0,451	1,32	1,047	1,047	1,694	OK	0,104	1,210	OK
L3	2,923	Unidir.	I	-	0,002	1,32	0,005	0,005	0,524	OK	0,001	0,375	OK
L4	1,955	3	I	5,589	0,031	1,32	0,071	0,071	1,042	OK	0,011	0,745	OK
L5	2,667	Unidir.	I	-	0,004	1,32	0,010	0,010	0,607	OK	0,001	0,433	OK
L6	2,347	Unidir.	I	-	0,001	1,32	0,002	0,002	0,344	OK	0,000	0,246	OK
L7	4,561	Unidir.	I	-	0,001	1,32	0,003	0,003	0,468	OK	0,001	0,334	OK

Fonte: autor.

Tabela 13 - Momentos fletores característicos (lajes bidirecionais)

MOMENTOS FLETORES CARACTERÍSTICOS													
Lajes bidirecionais													
Laje	lx (cm)	ly (cm)	λ	Caso	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	p (kN/m ²)	Mx (kN.m/m)	Xx (kN.m/m)	My (kN.m/m)	Xy (kN.m/m)
					0	0	0	0					
L1	381	424	1,11	4	3,360	7,976	2,807	7,396	8,258	4,019	9,541	3,358	8,847
L2	424	489	1,15	2	4,166	0	3,976	9,554	7,580	5,665	0	5,407	12,994
L4	261	510	1,96	3	6,474	12,295	1,533	0	5,290	2,326	4,417	0,551	0

Fonte: autor.

Tabela 14 - Momentos fletores característicos (lajes unidirecionais)

MOMENTOS FLETORES CARACTERÍSTICOS								
Lajes unidirecionais								
Laje	lx	ly	λ	p	Mx	Xx	My	Xy
	(cm)	(cm)		(kN/m ²)	(kN.m/m)	(kN.m/m)	(kN.m/m)	(kN.m/m)
L3	131	383	2,92	5,446	0,658	1,170	0	0
L5	152	405	2,67	5,446	0,881	1,567	0	0
L6	86	202	2,35	5,446	0,505	0	0	0
L7	117	534	4,56	5,404	0,520	0,925	0	0

Fonte: autor.

Tabela 15 - Compatibilização dos momentos fletores negativos

COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS E CORREÇÃO DOS POSITIVOS									
Continuidade	X1	X2	Média	0,8 X1	X	M1i	M1f	M2i	M2f
	(kN.m/m)	(kN.m/m)	(kN.m/m)	(kN.m/m)	(kN.m/m)	(kN.m/m)	(kN.m/m)	(kN.m/m)	(kN.m/m)
L2 - L1	12,994	9,541	11,268	10,395	11,268	5,407	6,270	4,019	4,019
L1 - L4	8,847	4,417	6,632	7,078	7,078	3,358	4,243	2,326	2,326
L4 - L2	4,417	0	2,209	3,534	3,534	2,326	2,768	5,665	5,665
L3 - L2	1,170	0	0,585	0,936	0,936	0,658	0,775	5,407	5,407
L5 - L2	1,567	0	0,783	1,253	1,253	0,881	1,038	5,665	5,665
L3 - L6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
L7 - L4	0,925	0	0,462	0,740	0,740	0,520	0,613	2,326	2,326

Fonte: autor.

Tabela 16 - Dimensionamento das armaduras positivas das lajes

DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS POSITIVAS											
Laje	Tipo de laje	Tipo de armadura	Md (kN.m/m)	h	θ	d	x	x/d	As cal	As min	As ado
				(cm)	(mm)	(cm)	(cm)		(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
L1	bidir.	pri.	562,63	11	6,3	8,19	0,483	0,059	1,619	1,100	1,619
		sec.	594,00	11	6,3	7,56	0,556	0,073	1,862	1,100	1,862
L2	bidir.	pri.	793,15	11	6,3	8,19	0,688	0,084	2,306	1,100	2,306
		sec.	877,84	11	6,3	7,56	0,834	0,110	2,794	1,100	2,794
L3	unidir.	pri.	108,54	11	6,3	8,19	0,091	0,011	0,306	1,650	1,650
		sec.	-	11	6,3	7,56	-	-	-	0,900	0,900
L4	bidir.	pri.	387,48	11	6,3	8,19	0,330	0,040	1,107	1,100	1,107
		sec.	77,12	11	6,3	7,56	0,070	0,009	0,235	1,100	1,100
L5	unidir.	pri.	145,33	11	6,3	8,19	0,123	0,015	0,411	1,650	1,650
		sec.	-	11	6,3	7,56	-	-	-	0,900	0,900
L6	unidir.	pri.	70,65	11	6,3	7,56	0,064	0,009	0,216	1,650	1,650
		sec.	-	11	6,3	7,56	-	-	-	0,900	0,900
L7	unidir.	pri.	85,78	11	6,3	8,19	0,072	0,009	0,242	1,650	1,650
		sec.	-	11	6,3	7,56	-	-	-	0,900	0,900

Fonte: autor.

Tabela 17 - Dimensionamento das armaduras negativas de continuidade

DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DE CONTINUIDADE										
Continuidade	L	Md	h	θ	d	x	x/d	As cal	As mín	As ado
	(cm)	(kN.cm/m)	(cm)	(mm)	(cm)	(cm)		(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
L2 - L1	417	1577,48	11	8	9,10	1,259	0,138	4,221	1,650	4,221
L1 - L4	374	990,89	11	6,3	9,19	0,766	0,083	2,567	1,650	2,567
L4 - L2	115	494,73	11	6,3	9,19	0,376	0,041	1,259	1,650	1,650
L3 - L2	327	131,05	11	6,3	9,19	0,098	0,011	0,330	1,650	1,650
L5 - L2	353	175,47	11	6,3	9,19	0,132	0,014	0,442	1,650	1,650
L7 - L4	513	103,57	11	6,3	9,19	0,078	0,008	0,260	1,650	1,650

Fonte: autor.

Tabela 18 - Detalhamento das armaduras positivas das lajes

DETALHAMENTO DAS ARMADURAS POSITIVAS										
Laje	Tipo de armadura	θ	As barra	As ado	s máx	s	As ef	n	L0	C
		(mm)	(cm ²)	(cm ² /m)	(cm)	(cm)	(cm ² /m)		(cm)	(cm)
L1	pri.	6,3	0,495	1,619	20	19	2,604	22	374	388
	sec.	6,3	0,495	1,862	20	16	3,093	24	417	431
L2	pri.	6,3	0,495	2,306	20	13	3,806	38	417	431
	sec.	6,3	0,495	2,794	20	11	4,498	38	482	496
L3	pri.	6,3	0,495	1,650	20	18	2,749	21	125	139
	sec.	6,3	0,495	0,900	33	33	1,499	4	377	391
L4	pri.	6,3	0,495	1,107	20	20	2,474	26	254	268
	sec.	6,3	0,495	1,100	20	20	2,474	13	503	517
L5	pri.	6,3	0,495	1,650	20	18	2,749	23	145	159
	sec.	6,3	0,495	0,900	33	33	1,499	5	398	412
L6	pri.	6,3	0,495	1,650	20	18	2,749	11	78	92
	sec.	6,3	0,495	0,900	33	33	1,499	3	196	210
L7	pri.	6,3	0,495	1,650	20	18	2,749	30	110	124
	sec.	6,3	0,495	0,900	33	33	1,499	4	527	541

Fonte: autor.

Tabela 19 - Detalhamento das armaduras negativas de continuidade

DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS DE CONTINUIDADE												
Continuidade	L	θ	As barra	As ado	s máx	s	As ef	n	C	Ganchos (cm)		C total
	(cm)	(mm)	(cm ²)	(cm ² /m)	(cm)	(cm)	(cm ² /m)		(cm)	1	2	(cm)
L2 - L1	417	8	0,628	4,221	20	11	5,712	38	207	7	7	222
L1 - L4	374	6,3	0,495	2,567	20	12	4,123	32	143	7	7	158
L4 - L2	115	6,3	0,495	1,650	20	18	2,749	7	143	7	7	158
L3 - L2	327	6,3	0,495	1,650	20	18	2,749	19	79	7	7	94
L5 - L2	353	6,3	0,495	1,650	20	18	2,749	20	89	7	7	104
L7 - L4	513	6,3	0,495	1,650	20	18	2,749	29	72	7	7	86

Fonte: autor.

Tabela 20 - Reações nas vigas (lajes bidirecionais)

CÁLCULO DAS REAÇÕES DAS LAJES NOS APOIOS													
Lajes bidirecionais													
Laje	lx	ly	λ	Caso	kx	k'x	ky	k'y	p	Rx	R'x	Ry	R'y
	(cm)	(cm)							(kN/m ²)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
L1	381	424	1,113	4	2,018	3,491	1,830	3,170	8,258	6,343	10,972	5,751	9,963
L2	424	489	1,153	2	2,107	0	2,441	4,223	7,580	6,765	0	7,839	13,560
L4	261	510	1,955	3	2,972	5,153	1,830	0	5,290	4,097	7,104	2,523	0

Fonte: autor.

Tabela 21 - Reações nas vigas (lajes unidirecionais)

CÁLCULO DAS REAÇÕES DAS LAJES NOS APOIOS									
Lajes unidirecionais									
Laje	lx	ly	λ	p	Rx	R'x	Ry	R'y	
	(cm)	(cm)		(kN/m ²)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	
L3	131	383	2,923	5,446	2,678	4,463	0	0	
L5	152	405	2,667	5,446	3,098	5,164	0	0	
L6	86	202	2,347	5,446	2,345	0	0	0	
L7	117	534	4,561	5,404	2,371	3,952	0	0	

Fonte: autor.

Tabela 22 - Verificação ao esforço cortante

VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO DE CORTANTE															
Laje	Vk	Vsd	fctd	Tau rd	d	As1	ro 1	OK?	k	OK?	Vrd1	OK?	alfa v1	Vrd2	OK?
	(kN)	(kN)	(MPa)	(kN/cm ²)	(cm)	(cm ² /m)					(kN)			(kN)	
L1	10,97	15,361	1,448	0,036	8,19	2,604	0,32%	OK	1,518	OK	59,71	OK	0,55	434,10	OK
L2	13,56	18,985	1,448	0,036	8,19	3,806	0,47%	OK	1,518	OK	62,36	OK	0,55	434,10	OK
L3	4,46	6,248	1,448	0,036	8,19	2,749	0,34%	OK	1,518	OK	60,03	OK	0,55	434,10	OK
L4	7,10	9,946	1,448	0,036	8,19	2,474	0,30%	OK	1,518	OK	59,43	OK	0,55	434,10	OK
L5	5,16	7,229	1,448	0,036	8,19	2,749	0,34%	OK	1,518	OK	60,03	OK	0,55	434,10	OK
L6	2,34	3,282	1,448	0,036	7,56	2,749	0,36%	OK	1,524	OK	56,11	OK	0,55	400,68	OK
L7	3,95	5,532	1,448	0,036	8,19	2,749	0,34%	OK	1,518	OK	60,06	OK	0,55	434,36	OK

Fonte: autor.

Apêndice B – Tabelas de vigas do pavimento Superior

Tabela 23 - Reações nos apoios das lajes

REAÇÕES PERMANENTES E ACIDENTAIS DE APOIO DAS LAJES														
Laje	Combinações						Carregamento permanente (q)				Carregamento acidental (q)			
	Perm.	Acidental	ELS-QP	ELS-F	ELS-R	ELU	Reações				Reações			
	g	q	p	p	p	p	Rx	R'x	Ry	R'y	Rx	R'x	Ry	R'y
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
L1	6,758	1,500	7,208	7,358	8,258	11,561	6,070	8,899	5,581	8,153	1,347	1,975	1,239	1,810
L2	6,080	1,500	6,530	6,680	7,580	10,612	5,408	0	7,417	10,868	1,334	0	1,830	2,681
L3	3,946	1,500	4,396	4,546	5,446	7,625	1,940	3,233	0	0	0,737	1,229	0	0
L4	3,790	1,500	4,240	4,390	5,290	7,406	3,477	5,087	1,807	0	1,376	2,013	0,715	0
L5	3,946	1,500	4,396	4,546	5,446	7,625	2,245	3,741	0	0	0,853	1,422	0	0
L6	3,946	1,500	4,396	4,546	5,446	7,625	1,699	0	0	0	0,646	0	0	0
L7	3,904	1,500	4,354	4,504	5,404	7,566	1,930	3,216	0	0	0,707	1,178	0	0

Fonte: autor.

Tabela 24 - Combinações das reações das lajes

REAÇÕES DE APOIO DAS LAJES OBTIDAS POR MEIO DAS COMBINAÇÕES ÚLTIMA E DE SERVIÇO																
Laje	ELU				ELS-QP				ELS-F				ELS-R			
	Reações				Reações				Reações				Reações			
	Rx	R'x	Ry	R'y	Rx	R'x	Ry	R'y	Rx	R'x	Ry	R'y	Rx	R'x	Ry	R'y
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
L1	8,880	15,361	8,052	13,948	5,536	9,577	5,020	8,696	5,651	9,776	5,125	8,877	6,343	10,972	5,751	9,963
L2	9,471	0	10,974	18,985	5,828	0	6,753	11,682	5,961	0	6,908	11,950	6,765	0	7,839	13,560
L3	3,749	6,248	0	0	2,161	3,602	0	0	2,235	3,725	0	0	2,678	4,463	0	0
L4	5,736	9,946	3,532	0	3,284	5,694	2,022	0	3,400	5,896	2,094	0	4,097	7,104	2,523	0
L5	4,338	7,229	0	0	2,501	4,168	0	0	2,586	4,310	0	0	3,098	5,164	0	0
L6	3,282	0	0	0	1,893	0	0	0	1,957	0	0	0	2,345	0	0	0
L7	3,660	6,100	0	0	2,106	3,510	0	0	2,179	3,631	0	0	2,614	4,357	0	0

Fonte: autor.

Tabela 25 - Carregamento nas vigas

CARREGAMENTO DAS VIGAS																	
Viga	Trecho	Peso próprio			Vedação			Gradil		Lajes				Escada		Total	
		b	h	g pp	e	h	g ved	g gra	q gra	g	g	q	q	g esc	q esc	g tot	q tot
		(cm)	(cm)	(kN/m)	(cm)	(cm)	(kN/m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
V1	a	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	4,070	-	1,045	-	-	-	10,126	1,045
	b	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	5,426	-	1,339	-	-	-	11,482	1,339
V2	a	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	0	-	0	-	-	-	6,056	0
	b	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	-	-	-	-	-	-	6,056	0
V3	a	12	45	1,350	15	249	4,856	-	-	8,153	5,090	1,81	2,014	-	-	19,449	3,824
	b	12	45	1,350	15	249	4,856	-	-	5,426	5,090	1,339	2,014	-	-	16,722	3,353
	c	12	45	1,350	15	249	4,856	-	-	5,426	3,742	1,339	1,422	-	-	15,374	2,761
	d	12	45	1,350	15	249	4,856	-	-	0	3,742	0	1,422	-	-	9,948	1,422
V4	-	12	40	1,200	-	-	-	-	-	0	0	0	0	-	-	1,200	0
V5	-	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	2,245	-	0,853	-	-	-	8,301	0,853
V6	-	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	2,936	2,855	1,162	1,097	-	-	11,847	2,259
V7	a	12	40	1,200	1	249	0,647	-	-	0	-	0	-	-	-	1,847	0
	b	12	40	1,200	1	249	0,647	-	-	-	-	-	-	-	-	1,847	0
V8	-	12	40	1,200	-	-	-	0,500	2,000	1,796	-	0,658	-	-	-	3,496	2,658
V9	a	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	5,191	-	1,152	-	-	-	11,247	1,152
	b	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	5,191	-	1,152	-	-	-	11,247	1,152
	c	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	1,807	-	0,715	-	-	-	7,863	0,715
	d	12	40	1,200	-	-	-	0,500	2,000	0	-	0	-	-	-	1,700	2,000
V10	a	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	8,979	10,877	1,993	2,684	-	-	25,912	4,677
	b	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	8,979	10,877	1,993	2,684	-	-	25,912	4,677
V11	a	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	1,807	0	0,715	0	-	-	7,863	0,715
	b	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	1,807	0	0,715	0	-	-	7,863	0,715
	c	12	40	1,200	-	-	-	0,500	2,000	0	-	0	-	-	-	1,700	2,000
V12	a	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	0	3,233	0	1,229	-	-	9,289	1,229
	b	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	0	1,699	0	0,646	-	-	7,755	0,646
	c	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	1,699	-	0,646	-	-	-	7,755	0,646
V13	a	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	6,287	-	1,551	-	-	-	12,343	1,551
	b	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	6,287	3,233	1,551	1,229	-	-	15,576	2,780
	c	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	6,287	3,233	1,551	1,229	-	-	15,576	2,780
V14	a	12	40	1,200	-	-	-	0,500	2,000	1,940	-	0,737	-	-	-	3,640	2,737
	b	12	40	1,200	-	-	-	0,500	2,000	1,699	-	0,646	-	11,682	4,283	15,081	6,929
	c	12	40	1,200	-	-	-	-	-	1,699	-	0,646	-	-	-	2,899	0,646
V15	a	12	40	1,200	1	249	0,647	-	-	-	-	-	-	-	-	1,847	0
	b	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	-	-	-	-	-	-	6,056	0
V16	-	12	40	1,200	15	249	4,856	-	-	-	-	-	-	-	-	6,056	0

Fonte: autor.

Tabela 26 - Combinações de carregamentos das vigas

COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS						
Viga	Trecho	Perm.	Acid.	ELS-QP	ELS-F	ELS-R
		g (kN/m ²)	q (kN/m ²)	p (kN/m ²)	p (kN/m ²)	p (kN/m ²)
V1	a	10,126	1,045	10,439	10,544	11,171
	b	11,482	1,339	11,883	12,017	12,821
V2	a	6,056	0	6,056	6,056	6,056
	b	6,056	0	6,056	6,056	6,056
V3	a	19,449	3,824	20,596	20,978	23,273
	b	16,722	3,353	17,727	18,063	20,075
	c	15,374	2,761	16,202	16,478	18,135
	d	9,948	1,422	10,374	10,516	11,370
V4	-	1,200	0	1,200	1,200	1,200
V5	-	8,301	0,853	8,556	8,642	9,154
V6	-	11,847	2,259	12,524	12,750	14,106
V7	a	1,847	0	1,847	1,847	1,847
	b	1,847	0	1,847	1,847	1,847
V8	-	3,496	2,658	4,293	4,559	6,154
V9	a	11,247	1,152	11,592	11,707	12,399
	b	11,247	1,152	11,592	11,707	12,399
	c	7,863	0,715	8,077	8,149	8,578
	d	1,700	2,000	2,300	2,500	3,700
V10	a	25,912	4,677	27,315	27,782	30,589
	b	25,912	4,677	27,315	27,782	30,589
V11	a	7,863	0,715	8,077	8,149	8,578
	b	7,863	0,715	8,077	8,149	8,578
	c	1,700	2,000	2,300	2,500	3,700
V12	a	9,289	1,229	9,657	9,780	10,518
	b	7,755	0,646	7,948	8,013	8,401
	c	7,755	0,646	7,948	8,013	8,401
V13	a	12,343	1,551	12,808	12,963	13,894
	b	15,576	2,780	16,410	16,688	18,356
	c	15,576	2,780	16,410	16,688	18,356
V14	a	3,640	2,737	4,461	4,735	6,377
	b	15,081	6,929	17,160	17,853	22,010
	c	2,899	0,646	3,093	3,157	3,545
V15	a	1,847	0	1,847	1,847	1,847
	b	6,056	0	6,055	6,056	6,056
V16	-	6,056	0	6,055	6,056	6,056

Fonte: autor.

Tabela 27 - Dimensionamento da armadura positiva das vigas

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA																			
Viga	Vão	L 0	L ef	b	h	Mk	Md	d (cm)			x/d	As (cm²)			φl (mm)	n	As ef (cm²)	ro	OK?
		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(kN.m)	(kN.m)	mín (3)	más (3)	ado		cal	mín	ado					
V1	1	328	352	12	40	4,925	6,895	10,36	12,95	36	0,031	0,446	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V1	2	459	483	12	40	15,460	21,644	18,35	22,94	36	0,099	1,440	0,720	1,440	8	3	1,508	0,31%	OK
V2	-	224	242	12	40	6,421	8,989	11,83	14,78	36	0,040	0,584	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V3	1	503	517	12	45	35,77	50,08	27,91	34,89	40	0,194	3,122	0,810	3,122	10	4	3,142	0,58%	OK
V3	2	398	411	12	45	19,29	27,01	20,50	25,62	41	0,098	1,536	0,810	1,536	10	3	2,356	0,44%	OK
V4	-	78	91	12	40	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V5	-	398	410	12	40	19,235	26,929	20,47	25,58	36	0,125	1,811	0,720	1,811	8	4	2,011	0,42%	OK
V6	-	439	513	12	40	18,67	26,141	20,17	25,21	36	0,121	1,755	0,720	1,755	8	4	2,011	0,42%	OK
V7	-	340	359	12	40	1,876	2,626	6,39	7,99	36	0,012	0,169	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V8	-	538	550	12	40	23,26	32,57	22,51	28,13	36	0,153	2,216	0,720	2,216	10	3	2,356	0,49%	OK
V9	1	182	201	12	40	2,266	3,2	7,06	8,82	36	0,014	0,206	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V9	2	199	223	12	40	3,817	5,344	9,12	11,40	36	0,024	0,345	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V9	3	208	232	12	40	1,261	1,765	5,24	6,55	36	0,008	0,113	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V9	4	50	68	12	40	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V10	1	184	203	12	40	5,57	7,798	11,01	13,77	36	0,035	0,505	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V10	2	199	217	12	40	11,01	15,41	15,48	19,35	36	0,070	1,013	0,720	1,013	8	3	1,508	0,31%	OK
V11	1	204	228	12	40	5,908	8,271	11,34	14,18	36	0,037	0,536	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V11	2	50	68	12	40	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V12	1	50	62	12	40	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V12	2	144	168	12	40	1,896	2,654	6,43	8,03	36	0,012	0,170	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V13	1	182	201	12	40	5,537	7,752	10,98	13,73	36	0,035	0,502	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V13	2	199	217	12	40	6,34	8,876	11,75	14,69	36	0,040	0,576	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V14	1	377	389	12	40	7,413	10,38	12,71	15,88	36	0,047	0,676	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V14	2	196	208	12	40	1,32	1,848	5,36	6,70	36	0,008	0,118	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V15	1	196	220	12	40	0,337	0,472	2,71	3,39	36	0,002	0,030	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V15	2	164	183	12	40	1,218	1,705	5,15	6,44	36	0,008	0,109	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V16	-	247	271	12	40	2,518	3,525	7,41	9,26	36	0,016	0,227	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK

Fonte: autor.

Tabela 28 - Detalhamento da armadura positiva das vigas

DETALHAMENTO DA ARMADURA POSITIVA														
Viga	Vão	Barras por camada			ah (cm)		av (cm)		y1 (cm)	y2 (cm)	a cg (cm)	d ef (cm)	x ef (cm)	x/d ef
		n1	n2	n3	mín	cal	mín	ado						
V1	1	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V1	2	2	1	0	2	4,4	2	2	3,4	6,2	4,33	35,67	3,75	0,105
V2	-	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V3	1	2	2	0	2	4	2	2	3,5	6,5	5,00	40,00	7,81	0,195
V3	2	2	1	0	2	4	2	2	3,5	6,5	4,50	40,50	5,86	0,145
V4	-	2	0	0	2	4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V5	-	2	2	0	2	4,4	2	2	3,4	6,2	4,80	35,20	5,00	0,142
V6	-	2	2	0	2	4,4	2	2	3,4	6,2	4,80	35,20	5,00	0,142
V7	-	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V8	-	2	1	0	2	4	2	2	3,5	6,5	4,50	35,50	5,86	0,165
V9	1	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V9	2	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V9	3	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V9	4	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V10	1	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V10	2	2	1	0	2	4,4	2	2	3,4	6,2	4,33	35,67	3,75	0,105
V11	1	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V11	2	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V12	1	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V12	2	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V13	1	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V13	2	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V14	1	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V14	2	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V15	1	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V15	2	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068
V16	-	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	3,40	36,60	2,50	0,068

Fonte: autor.

Tabela 29 - Dimensionamento da armadura negativa das vigas

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA																			
Viga	Nó	b (cm)	h (cm)	t (cm)	Mk (kN.m)	Md (kN.m)	d (cm)			α (cm)	α/d	As (cm²)			φl (mm)	n	As ef (cm²)	ro	OK?
							mín (3)	máx (3)	ado			cal	mín	ado					
V1	P1	12	40	35	5,325	7,455	10,77	13,46	36	1,20	0,033	0,483	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P2	12	40	35	21,261	29,765	21,52	26,90	36	5,01	0,139	2,014	0,720	2,014	10	3	2,356	0,49%	OK
	P3	12	40	35	22,594	31,632	22,18	27,73	36	5,34	0,148	2,148	0,720	2,148	10	3	2,356	0,49%	OK
V2	V13	12	40	12	-	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P4	12	40	35	6,528	9,139	11,92	14,90	36	1,48	0,041	0,594	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V3	P9	12	45	14	58,467	81,854	35,68	44,60	39	14,07	0,362	5,658	0,810	5,658	12,5	5	6,136	1,14%	OK
	P10	12	45	14	58,545	81,963	35,71	44,63	39	14,09	0,362	5,667	0,810	5,667	12,5	5	6,136	1,14%	OK
	V12	12	45	12	-	-	-	-	-	-	-	-	0,810	0,810	8	2	1,005	0,19%	OK
V4	P11	12	40	14	9,292	13,009	14,23	17,78	36	2,12	0,059	0,851	0,720	0,851	8	2	1,005	0,21%	OK
V5	V11	12	40	12	-	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	V12	12	40	12	-	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V6	P13	12	40	14	27,731	38,823	24,57	30,72	36	6,66	0,185	2,679	0,720	2,679	10	4	3,142	0,65%	OK
	P14	12	40	14	27,731	38,823	24,57	30,72	36	6,66	0,185	2,679	0,720	2,679	10	4	3,142	0,65%	OK
V7	P15	12	40	14	2,964	4,150	8,03	10,04	36	0,66	0,018	0,267	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P16	12	40	14	2,261	3,165	7,02	8,77	36	0,51	0,014	0,203	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V8	V9	12	40	12	-	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	V11	12	40	12	-	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V9	P1	12	40	14	2,285	3,199	7,05	8,82	36	0,51	0,014	0,206	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P5	12	40	35	5,931	8,303	11,37	14,21	36	1,34	0,037	0,539	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P9	12	40	35	2,088	2,923	6,74	8,43	36	0,47	0,013	0,188	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P13	12	40	35	12,468	17,455	16,48	20,60	36	2,86	0,080	1,152	0,720	1,152	8	3	1,508	0,31%	OK
V10	P2	12	40	14	5,507	7,710	10,35	13,69	36	1,24	0,034	0,499	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P6	12	40	35	15,507	21,710	18,38	22,97	36	3,59	0,100	1,445	0,720	1,445	8	3	1,508	0,31%	OK
	V3	12	40	12	-	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V11	P10	12	40	35	4,555	6,377	9,96	12,45	36	1,02	0,028	0,412	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P14	12	40	5	12,370	17,318	16,41	20,52	36	2,84	0,079	1,142	0,720	1,142	8	3	1,508	0,31%	OK
V12	P11	12	40	35	22,659	31,723	22,21	27,77	36	5,36	0,149	2,155	0,720	2,155	8	5	2,513	0,52%	OK
	P15	12	40	35	4,080	5,712	9,43	11,78	36	0,92	0,025	0,369	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V13	P3	12	40	14	4,545	6,363	9,95	12,44	36	1,02	0,028	0,411	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P7	12	40	35	10,111	14,155	14,84	18,55	36	2,31	0,064	0,928	0,720	0,928	8	2	1,005	0,21%	OK
	V3	12	40	12	-	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V14	V2	12	40	12	-	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	V4	12	40	12	10,363	14,508	15,02	18,78	36	2,37	0,066	0,952	0,720	0,952	8	2	1,005	0,21%	OK
	V7	12	40	12	-	-	-	-	-	-	-	-	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V15	P8	12	40	35	0,297	0,416	2,54	3,18	36	0,07	0,002	0,027	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P12	12	40	35	1,400	1,960	5,52	6,90	36	0,31	0,009	0,126	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P16	12	40	14	1,235	1,729	5,19	6,48	36	0,28	0,008	0,111	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
V16	P4	12	40	35	3,041	4,257	8,14	10,17	36	0,68	0,019	0,274	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK
	P8	12	40	35	3,041	4,257	8,14	10,17	36	0,68	0,019	0,274	0,720	0,720	8	2	1,005	0,21%	OK

Fonte: autor.

Tabela 30 - Detalhamento da armadura negativa das vigas

DETALHAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA															
Viga	Nó	Barras por camada			ah (cm)		av (cm)		y1	y2	y3	a cg (cm)	d ef (cm)	x ef (cm)	x/d ef
		n1	n2	n3	mín	cal	mín	ado							
V1	P1	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P2	2	1	0	2	4,0	2	2	3,5	6,5	0	4,50	35,50	5,859	0,165
	P3	2	1	0	2	4,0	2	2	3,5	6,5	0	4,50	35,50	5,859	0,165
V2	V13	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P4	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
V3	P9	2	2	1	2	3,5	2	2	3,63	6,88	9,5	6,10	38,90	15,257	0,392
	P10	2	2	1	2	3,5	2	2	3,63	6,88	9,5	6,10	38,90	15,257	0,392
	V12	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	41,60	2,500	0,060
V4	P11	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
V5	V11	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	V12	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
V6	P13	2	2	0	2	4,0	2	2	3,5	6,5	0	5,00	35,00	7,812	0,223
	P14	2	2	0	2	4,0	2	2	3,5	6,5	0	5,00	35,00	7,812	0,223
V7	P15	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P16	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
V8	V9	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	V11	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
V9	P1	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P5	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P9	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P13	2	1	0	2	4,4	2	2	3,4	6,2	0	4,33	35,67	3,750	0,105
V10	P2	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P6	2	1	0	2	4,4	2	2	3,4	6,2	0	4,33	35,67	3,750	0,105
	V3	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
V11	P10	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P14	2	1	0	2	4,4	2	2	3,4	6,2	0	4,33	35,67	3,750	0,105
V12	P11	2	2	1	2	4,4	2	2	3,4	6,2	8,6	5,56	34,44	6,249	0,181
	P15	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
V13	P3	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P7	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	V3	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
V14	V2	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	V4	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	V7	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
V15	P8	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P12	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P16	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
V16	P4	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068
	P8	2	0	0	2	4,4	2	2	3,4	0	0	3,40	36,60	2,500	0,068

Fonte: autor.

Tabela 31 - Dimensionamento da armadura de estribo

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE CISCALHAMENTO															
Viga	Vão	L 0	b	h	d ef	Vk	Vd	VRd2	OK?	Vc0	Vc	Vsw	Asw (cm ² /m)		
		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(kN)	(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	(kN)	min	cal	ado
V1	1	328	12	40	36,60	24,19	33,86	193,66	OK	38,16	38,16	-4,30	1,159	-	1,159
	2	459	12	40	35,67	31,24	43,73	188,72	OK	37,19	35,59	8,14	1,159	0,281	1,159
V2	-	224	12	40	36,60	15,51	21,72	193,66	OK	38,16	38,16	-16,45	1,159	-	1,159
V3	1	503	12	45	40,00	75,82	106,15	211,65	OK	41,71	25,89	80,25	1,159	2,467	2,467
	2	398	12	45	40,50	53,13	74,38	214,29	OK	42,23	34,34	40,04	1,159	1,216	1,216
V4	-	78	12	40	36,60	10,81	15,13	193,66	OK	38,16	38,16	-23,03	1,159	-	1,159
V5	-	398	12	40	35,20	18,77	26,27	186,25	OK	36,70	36,70	-10,43	1,159	-	1,159
V6	-	499	12	40	35,20	36,18	50,65	186,25	OK	36,70	33,28	17,37	1,159	0,607	1,159
V7	-	340	12	40	36,60	6,74	9,43	193,66	OK	38,16	38,16	-28,73	1,159	-	1,159
V8	-	538	12	40	35,50	16,92	23,69	187,84	OK	37,02	37,02	-13,33	1,159	-	1,159
V9	1	182	12	40	36,60	14,28	19,99	193,66	OK	38,16	38,16	-18,18	1,159	-	1,159
	2	199	12	40	36,60	15,55	21,77	193,66	OK	38,16	38,16	-16,40	1,159	-	1,159
	3	208	12	40	36,60	14,42	20,19	193,66	OK	38,16	38,16	-17,97	1,159	-	1,159
	4	50	12	40	36,60	19,59	27,43	193,66	OK	38,16	38,16	-10,73	1,159	-	1,159
V10	1	184	12	40	36,60	34,38	48,13	193,66	OK	38,16	35,72	12,41	1,159	0,417	1,159
	2	199	12	40	35,67	39,45	55,23	188,72	OK	37,19	32,76	22,47	1,159	0,775	1,159
V11	1	204	12	40	36,60	24,86	34,81	193,66	OK	38,16	38,16	-3,36	1,159	-	1,159
	2	50	12	40	36,60	19,57	27,40	193,66	OK	38,16	38,16	-10,76	1,159	-	1,159
V12	1	50	12	40	36,60	39,81	55,73	193,66	OK	38,16	33,85	21,88	1,159	0,735	1,159
	2	144	12	40	36,60	30,51	42,72	193,66	OK	38,16	37,05	5,67	1,159	0,190	1,159
V13	1	182	12	40	36,60	24,25	33,95	193,66	OK	38,16	38,16	-4,21	1,159	-	1,159
	2	199	12	40	36,60	24,57	34,40	193,66	OK	38,16	38,16	-3,76	1,159	-	1,159
V14	1	377	12	40	36,60	15,06	21,08	193,66	OK	38,16	38,16	-17,08	1,159	-	1,159
	2	196	12	40	36,60	22,69	31,76	193,66	OK	38,16	38,16	-6,40	1,159	-	1,159
V15	1	196	12	40	36,60	2,53	3,55	193,66	OK	38,16	38,16	-34,62	1,159	-	1,159
	2	164	12	40	36,60	5,63	7,88	193,66	OK	38,16	38,16	-30,28	1,159	-	1,159
V16	-	271	12	40	36,60	8,21	11,49	193,66	OK	38,16	38,16	-26,68	1,159	-	1,159

Fonte: autor.

Tabela 32 - Detalhamento das armaduras de estribo

DETALHAMENTO DA ARMADURA DE CISLHAMENTO						
Viga	Vão	Φt	s	n	C	Gancho
		(mm)	(cm)		(cm)	(cm)
V1	1	5	21	16	84	5
	2	5	21	22	84	5
V2	-	5	21	11	84	5
V3	1	5	15	34	94	5
	2	5	24	17	94	5
V4	-	5	21	4	84	5
V5	-	5	21	19	84	5
V6	-	5	21	24	84	5
V7	-	5	21	17	84	5
V8	-	5	21	26	84	5
V9	1	5	21	9	84	5
	2	5	21	10	84	5
	3	5	21	10	84	5
	4	5	21	3	84	5
V10	1	5	21	9	84	5
	2	5	21	10	84	5
V11	1	5	21	10	84	5
	2	5	21	3	84	5
V12	1	5	21	3	84	5
	2	5	21	7	84	5
V13	1	5	21	9	84	5
	2	5	21	10	84	5
V14	1	5	21	18	84	5
	2	5	21	10	84	5
V15	1	5	21	10	84	5
	2	5	21	8	84	5
V16	-	5	21	13	84	5

Fonte: autor.

Tabela 33 - Verificação das vigas quanto ao ELS-QP

VERIFICAÇÃO DE DEFORMAÇÃO LIMITE (ELS-QP)																	
Viga	Vão	L ef (cm)	Md ser (kN.m)	alfa	fct (kN/cm ²)	b (cm)	h (cm)	Ic (cm ⁴)	Mr (kN.m)	Estádio	OK?	I eq	h eq	fo (mm)	f total (mm)	f adm (mm)	OK?
V1	1	352	19,749	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	II	fissura	59299	39	0,130	0,301	14,080	OK
	2	483	20,925	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	II	fissura	51066	37,10	1,450	3,364	19,320	OK
V2	-	242	5,516	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,144	0,335	9,660	OK
V3	1	517	51,110	1,5	0,290	12	45	91125	17,596	II	fissura	32473	31,90	7,618	17,674	20,680	OK
	2	411	51,110	1,5	0,290	12	45	91125	17,596	II	fissura	42938	35,02	1,384	3,211	16,440	OK
V4	-	91	6,594	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,206	0,477	3,620	OK
V5	-	410	17,978	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	II	fissura	36948	33,31	3,175	7,366	16,400	OK
V6	-	513	24,621	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	II	fissura	38570	33,79	2,750	6,380	20,520	OK
V7	-	359	3,804	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,171	0,397	14,360	OK
V8	-	550	16,227	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	II	fissura	46139	35,87	4,127	9,575	21,996	OK
V9	1	201	5,302	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,034	0,078	8,040	OK
	2	223	5,302	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,071	0,165	8,920	OK
	3	232	8,633	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,057	0,131	9,280	OK
	4	68	8,633	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,217	0,504	2,700	OK
V10	1	203	13,848	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,072	0,166	8,100	OK
	2	217	13,848	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,224	0,519	8,660	OK
V11	1	228	8,566	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,134	0,311	9,120	OK
	2	68	8,566	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,026	0,060	2,700	OK
V12	1	62	20,375	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	II	fissura	31006	31,42	0,057	0,131	2,480	OK
	2	168	30,375	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	II	fissura	57442	38,58	-0,081	-0,188	6,720	OK
V13	1	201	9,066	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,069	0,160	8,040	OK
	2	217	9,066	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,012	0,029	8,680	OK
V14	1	389	7,480	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,369	0,856	15,544	OK
	2	208	7,480	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,021	0,050	8,300	OK
V15	1	220	1,400	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,004	0,009	8,800	OK
	2	183	1,400	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,019	0,045	7,320	OK
V16	-	271	3,041	1,5	0,290	12	40	64000	13,903	I	OK	-	-	0,085	0,197	10,856	OK

Fonte: autor.

Tabela 34 - Verificação das vigas quanto ao ELS-F

VERIFICAÇÃO DE ABERTURA DE FISSURAS (ELS-F)																										
Viga	Vão	L ef (cm)	Md ser (kN.m)	alfa	fct (kN/cm ²)	b (cm)	h (cm)	Ic (cm ⁴)	Mr (kN.m)	Estádio	OK?	alfa e	fl (mm)	n	As unit (cm ²)	As ef (cm ²)	d ef (cm)	x ii (cm)	sigma s (kN/cm ²)	ni ti	Acr (cm ²)	ro r	w1 (mm)	w2 (mm)	wk lim (mm)	OK?
V1	1	352	4,663	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	13,44	2,25	56,4	0,89%	0,09	0,04	0,30	OK
	2	483	14,481	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	II	fissura	7,825	8	3	0,503	1,508	35,67	7,45	28,94	2,25	56,4	0,89%	0,19	0,17	0,30	OK
V2	-	242	5,395	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	15,56	2,25	56,4	0,89%	0,10	0,05	0,30	OK
V3	1	517	31,666	1,5	0,203	12	45	91125	12,317	II	fissura	7,825	10	4	0,785	3,142	40,00	10,92	27,72	2,25	66	1,19%	0,18	0,19	0,30	OK
	2	411	16,613	1,5	0,203	12	45	91125	12,317	II	fissura	7,825	10	3	0,785	2,356	40,50	9,72	18,92	2,25	66	1,19%	0,12	0,09	0,30	OK
V4	-	91	6,979	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	20,12	2,25	56,4	0,89%	0,13	0,08	0,30	OK
V5	-	410	18,159	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	II	fissura	7,825	8	4	0,503	2,011	35,20	8,39	27,87	2,25	56,4	0,89%	0,19	0,16	0,30	OK
V6	-	513	16,877	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	II	fissura	7,825	8	4	0,503	2,011	35,20	8,39	25,90	2,25	56,4	0,89%	0,17	0,13	0,30	OK
V7	-	359	2,457	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	7,08	2,25	56,4	0,89%	0,05	0,01	0,30	OK
V8	-	550	17,232	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	II	fissura	7,825	10	3	0,785	2,356	35,50	9,02	22,51	2,25	66	1,19%	0,15	0,13	0,30	OK
V9	1	201	2,207	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	6,36	2,25	56,4	0,89%	0,04	0,01	0,30	OK
	2	223	3,293	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	9,49	2,25	56,4	0,89%	0,06	0,02	0,30	OK
	3	232	0,021	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	0,06	2,25	56,4	0,89%	0,00	0,00	0,30	OK
	4	68	9,181	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	26,47	2,25	56,4	0,89%	0,18	0,14	0,30	OK
V10	1	203	5,059	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	14,59	2,25	56,4	0,89%	0,10	0,04	0,30	OK
	2	217	9,997	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	II	fissura	7,825	8	3	0,503	1,508	35,67	7,45	19,98	2,25	56,4	0,89%	0,13	0,08	0,30	OK
V11	1	228	6,845	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	19,74	2,25	56,4	0,89%	0,13	0,08	0,30	OK
	2	68	9,106	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	26,26	2,25	56,4	0,89%	0,18	0,14	0,30	OK
V12	1	62	15,173	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	II	fissura	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	43,75	2,25	56,4	0,89%	0,29	0,38	0,30	OK
	2	168	1,742	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	5,02	2,25	56,4	0,89%	0,03	0,01	0,30	OK
V13	1	201	5,089	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	14,67	2,25	56,4	0,89%	0,10	0,04	0,30	OK
	2	217	5,756	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	16,60	2,25	56,4	0,89%	0,11	0,06	0,30	OK
V14	1	389	5,428	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	15,65	2,25	56,4	0,89%	0,10	0,05	0,30	OK
	2	208	1,415	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	4,08	2,25	56,4	0,89%	0,03	0,00	0,30	OK
V15	1	220	0,337	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	0,97	2,25	56,4	0,89%	0,01	0,00	0,30	OK
	2	183	1,218	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	3,51	2,25	56,4	0,89%	0,02	0,00	0,30	OK
V16	-	271	2,518	1,5	0,203	12	40	64000	9,732	I	OK	7,825	8	2	0,503	1,005	36,60	6,30	7,26	2,25	56,4	0,89%	0,05	0,01	0,30	OK

Fonte: autor.

Apêndice C – Tabelas dos pilares do pavimento Superior

Tabela 35 - Momentos atuantes

DETERMINAÇÃO DOS MOMENTOS ATUANTES (kN.m)										
Pilar	b	h	gama n	gama f	M1xd cal	M1yd cal	M1xd mín	M1yd mín	M1xd ado	M1yd ado
P1	14	35	1,25	1,40	8,63	2,17	3,51	2,65	8,63	2,65
P2	14	35	1,25	1,40	0,00	5,34	7,03	5,29	7,03	5,34
P3	14	35	1,25	1,40	19,41	3,78	3,43	2,59	19,41	3,78
P4	14	35	1	1,40	0,00	0,00	1,57	1,35	1,57	1,35
P5	14	35	1,25	1,40	14,75	0,00	2,76	3,66	14,75	3,66
P6	14	35	1,25	1,40	0,00	0,19	5,25	6,97	5,25	6,97
P7	14	40	1,25	1,40	21,44	0,00	3,21	4,52	21,44	4,52
P8	14	35	1	1,40	0,00	0,00	0,86	1,00	0,86	1,00
P9	14	50	1,25	1,40	24,87	0,00	4,62	7,22	24,87	7,22
P10	14	35	1,25	1,40	0,00	4,41	7,51	9,97	7,51	9,97
P11	14	40	1,25	1,40	24,99	0,00	5,27	6,99	24,99	6,99
P12	17	35	1,1	1,40	9,47	0,00	1,46	1,85	9,47	1,85
P13	14	35	1,25	1,40	21,77	2,03	3,86	5,12	21,77	5,12
P14	14	35	1,25	1,40	21,77	5,09	4,36	5,79	21,77	5,79
P15	14	35	1,25	1,40	7,26	2,98	0,93	1,23	7,26	2,98
P16	14	35	1,25	1,40	5,58	1,33	1,02	0,77	5,58	1,33

Fonte: autor.

Tabela 36 - Verificação quanto à esbeltez

VERIFICAÇÃO QUANTO À ESBELTEZ															
Pilar	Nd	M1xd	M1yd	lex	ley	lambda	e1x	e1y	alfa b	lambda 1	lambda 2	2a?	3a?		
P1	137,79	8,63	2,65	284	263	28,08	65,00	6,26	1,92	0,400	1,000	68,09	35,00	Não	Sim
P2	275,77	7,03	5,34	284	263	28,08	65,00	2,55	1,94	1,000	0,586	35,00	45,64	Não	Sim
P3	134,66	19,41	3,78	284	263	28,08	65,00	14,41	2,81	0,400	0,400	75,37	68,77	Não	Não
P4*	61,64	1,57	1,35	284	578	28,08	142,85	2,55	2,19	1,000	1,000	35,00	35,00	Não	Sim
P5	143,61	14,75	3,66	289	284	71,42	28,08	10,27	2,55	0,600	1,000	56,95	35,00	Sim	Não
P6	273,25	5,25	6,97	289	284	71,42	28,08	1,92	2,55	1,000	1,000	35,00	35,00	Sim	Não
P7	167,31	21,44	4,52	289	289	71,42	25,00	12,81	2,70	0,600	1,000	60,73	35,00	Sim	Não
P8*	39,29	0,86	1,00	552	284	136,42	28,08	2,19	2,55	1,000	1,000	35,00	35,00	Sim	Não
P9	240,82	24,87	7,22	263	289	65,00	20,00	10,33	3,00	0,400	1,000	85,55	35,00	Não	Não
P10	391,03	7,51	9,97	263	284	65,00	28,08	1,92	2,55	1,000	1,000	35,00	35,00	Sim	Não
P11	274,24	24,99	6,99	263	284	65,00	28,08	9,11	2,55	0,400	1,000	82,84	35,00	Não	Não
P12	72,48	9,47	1,85	434	145	88,23	14,28	13,06	2,55	0,600	1,000	57,67	35,00	Sim	Não
P13	200,94	21,77	5,12	263	284	65,00	28,08	10,83	2,55	0,446	1,000	77,80	35,00	Não	Não
P14	227,20	21,77	5,79	263	284	65,00	28,08	9,58	2,55	0,446	1,000	75,29	35,00	Não	Não
P15	48,43	7,26	2,98	263	284	65,00	28,08	15,00	6,14	0,477	0,400	80,55	67,99	Não	Não
P16	40,11	5,58	1,33	284	147,5	28,08	36,45	13,92	3,32	0,400	0,400	74,93	69,90	Não	Não

NOTA: *considerar efeito de fluência, não abordado neste trabalho

Fonte: autor.

Tabela 37 - Momentos de segunda ordem

CÁLCULO DOS MOMENTOS DE SEGUNDA ORDEM (kN.m)							
Pilar	2a		vd	1/rx	1/ry	M2xd	M2yd
P1	Não	Sim	0,131	-	0,036	-	6,05
P2	Não	Sim	0,263	-	0,036	-	9,94
P3	Não	Não	0,128	-	-	-	-
P4	Não	Sim	0,059	-	0,022	-	5,83
P5	Sim	Não	0,137	0,036	-	13,14	-
P6	Sim	Não	0,260	0,036	-	13,40	-
P7	Sim	Não	0,139	0,036	-	17,85	-
P8	Sim	Não	0,037	0,022	-	3,46	-
P9	Não	Não	0,161	-	-	-	-
P10	Sim	Não	0,372	0,036	-	17,17	-
P11	Não	Não	0,229	-	-	-	-
P12	Sim	Não	0,057	0,029	-	9,69	-
P13	Não	Não	0,191	-	-	-	-
P14	Não	Não	0,216	-	-	-	-
P15	Não	Não	0,046	-	-	-	-
P16	Não	Não	0,038	-	-	-	-

Fonte: autor.

Tabela 38 - Parâmetros para cálculo da armadura longitudinal

CÁLCULO DOS PARÂMETROS												
Pilar	Lanc	d'/hx	d'/hy	vd	Extremidades				Intermediário			
P1	L2	0,100	0,250	0,131	8,63	2,65	0,023	0,018	-	6,05	-	0,041
P2	L2	0,100	0,250	0,263	7,03	5,34	0,019	0,036	-	9,94	-	0,068
P3	L2	0,100	0,250	0,128	19,41	3,78	0,053	0,026	-	-	-	-
P4	L2	0,100	0,152	0,059	1,57	1,35	0,004	0,006	-	5,83	-	0,024
P5	L2	0,250	0,100	0,137	14,75	3,66	0,100	0,010	13,14	-	0,089	-
P6	L2	0,250	0,100	0,260	5,25	6,97	0,036	0,019	13,40	-	0,091	-
P7	L2	0,250	0,088	0,139	21,44	4,52	0,128	0,009	17,85	-	0,106	-
P8	L2	0,152	0,100	0,037	0,86	1,00	0,004	0,003	3,46	-	0,014	-
P9	L2	0,250	0,070	0,161	24,87	7,22	0,118	0,010	-	-	-	-
P10	L2	0,250	0,100	0,372	7,51	9,97	0,051	0,027	17,17	-	0,117	-
P11	L2	0,250	0,100	0,229	24,99	6,99	0,149	0,017	-	-	-	-
P12	L2	0,206	0,100	0,057	9,47	1,85	0,044	0,004	9,69	-	0,045	-
P13	L2	0,250	0,100	0,191	21,77	5,12	0,148	0,014	-	-	-	-
P14	L2	0,250	0,100	0,216	21,77	5,79	0,148	0,016	-	-	-	-
P15	L2	0,250	0,100	0,046	7,26	2,98	0,049	0,008	-	-	-	-
P16	L2	0,100	0,250	0,038	5,58	1,33	0,015	0,009	-	-	-	-

Fonte: autor.

Tabela 39 - Dimensionamento da armadura longitudinal

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL											
Pilar	Lance	ômega	As cal	As mín	As ado	f _l	As uni	n	As ef	As máx	OK?
P1	L2	0	0	1,96	1,96	10	0,79	4	3,14	19,60	OK
P2	L2	0	0	1,96	1,96	10	0,79	4	3,14	19,60	OK
P3	L2	0	0	1,96	1,96	10	0,79	4	3,14	19,60	OK
P4	L2	0	0	1,96	1,96	10	0,79	4	3,14	19,60	OK
P5	L2	0,10	2,42	1,96	2,42	10	0,79	4	3,14	19,60	OK
P6	L2	0,02	0,48	1,96	1,96	10	0,79	4	3,14	19,60	OK
P7	L2	0,24	6,68	2,24	6,68	12,5	1,23	6	7,36	22,40	OK
P8	L2	0	0	1,96	1,96	10	0,79	4	3,14	19,60	OK
P9	L2	0,13	4,49	2,80	4,49	12,5	1,23	4	4,91	28,00	OK
P10	L2	0,03	0,60	1,96	1,96	10	0,79	4	3,14	19,60	OK
P11	L2	0,27	7,45	2,24	7,45	12,5	1,23	8	9,82	22,40	OK
P12	L2	0	0	2,38	2,38	12,5	1,23	4	4,91	23,80	OK
P13	L2	0,30	7,25	1,96	7,25	12,5	1,23	6	7,36	19,60	OK
P14	L2	0,30	7,25	1,96	7,25	12,5	1,23	6	7,36	19,60	OK
P15	L2	0	0	1,96	1,96	10	0,79	4	3,14	19,60	OK
P16	L2	0	0	1,96	1,96	10	0,79	4	3,14	19,60	OK

Fonte: autor.

Apêndice D – Tabelas de sapatas

Tabela 40 - Dimensões das sapatas

DIMENSÕES DAS SAPATAS									
Sapata	bx	by	N	p adm	A nec	Bx	By	h	h0
	(cm)	(cm)	(kN)	(MPa)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
S1	35	14	102,46	0,15	7172	100	80	25	20
S2	35	14	206,69	0,15	14468	135	115	35	20
S3	35	14	115,06	0,15	8054	105	85	25	20
S4	35	14	74,65	0,15	5226	90	70	25	20
S5	14	35	130,67	0,15	9147	90	110	30	20
S6	14	35	253,01	0,15	17711	125	145	40	20
S7	14	40	172,24	0,15	12057	100	125	30	20
S8	14	35	55,05	0,15	3854	60	80	25	20
S9	14	50	201,59	0,15	14111	105	140	35	20
S10	14	35	327,53	0,15	22927	145	165	45	20
S11	14	40	218,85	0,15	15320	115	140	35	20
S12	14	35	144,83	0,15	10138	95	115	30	20
S13	14	35	142,31	0,15	9962	95	115	30	20
S14	14	35	169,25	0,15	11848	100	120	30	20
S15	14	35	61,60	0,15	4312	60	80	25	20
S16	35	14	98,61	0,15	6903	95	75	25	20

Fonte: autor.

Tabela 41 - Armadura na direção x

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO X										
Sapata	Mkx	2 x Mkx	Mdx mín	Mdx ado	fi	d	x	As cal	s	Q
	(kN.cm)	(kN.cm)	(kN.cm)	(kN.cm)	(mm)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm)	
S1	392	785	2223	1098	10	20	3,47	1,36	20	5
S2	1354	2707	6263	3790	10	30	8,36	3,27	20	7
S3	484	969	2361	1356	10	20	4,37	1,71	20	6
S4	230	460	1945	644	10	20	1,97	0,771	20	5
S5	810	1620	4401	2268	10	25	2,21	2,16	20	7
S6	2329	4658	10314	6521	10	35	4,63	4,54	20	9
S7	1231	2462	5002	3447	10	25	2,98	3,33	20	8
S8	197	394	2223	552	10	20	0,66	0,64	20	5
S9	1561	3122	7625	4371	10	30	2,48	3,47	20	8
S10	3573	7146	14855	10004	10	40	6,23	6,14	20	11
S11	1848	3696	7625	5174	10	30	3,74	4,18	20	9
S12	960	1920	4601	2688	10	25	2,64	2,58	20	7
S13	944	1888	4601	2643	10	25	2,59	2,54	20	6
S14	1195	2390	4802	3346	10	25	3,33	3,25	20	7
S15	221	442	2223	619	10	20	0,738	0,721	20	5
S16	340	680	2084	952	10	20	2,98	1,16	20	5

Fonte: autor.

Tabela 42 - Armadura na direção y

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO Y										
Sapata	Mky (kN.cm)	2 x Mky (kN.cm)	Mdy mín (kN.cm)	Mdy ado (kN.cm)	fi (mm)	d (cm)	x (cm)	As cal (cm ²)	s (cm)	Q
S1	546	1093	2779	1530	10	19	1,98	1,93	20	6
S2	1726	3452	7352	4833	10	29	4,16	4,07	20	8
S3	663	1326	2917	1856	10	19	2,42	2,37	20	7
S4	333	666	2501	932	10	19	1,18	1,16	20	6
S5	600	1200	3601	1680	10	24	4,45	1,74	20	6
S6	1858	3716	8892	5202	10	34	10,23	4	20	8
S7	888	1776	4001	2486	10	24	6,88	2,69	20	6
S8	130	260	1667	364	10	19	1,15	0,45	20	4
S9	1037	2074	5718	2904	10	29	6,46	2,53	20	7
S10	2930	5860	13054	8204	10	39	14,55	5,69	20	9
S11	1382	2764	6263	3870	10	29	8,96	3,5	20	7
S12	721	1442	3801	2019	10	24	5,44	2,13	20	6
S13	708	1416	3801	1982	10	24	5,34	2,099	20	6
S14	907	1814	4001	2540	10	24	7,07	2,76	20	6
S15	145	290	1667	406	10	19	1,29	0,51	20	4
S16	483	966	2640	1352	10	19	1,74	1,7	20	6

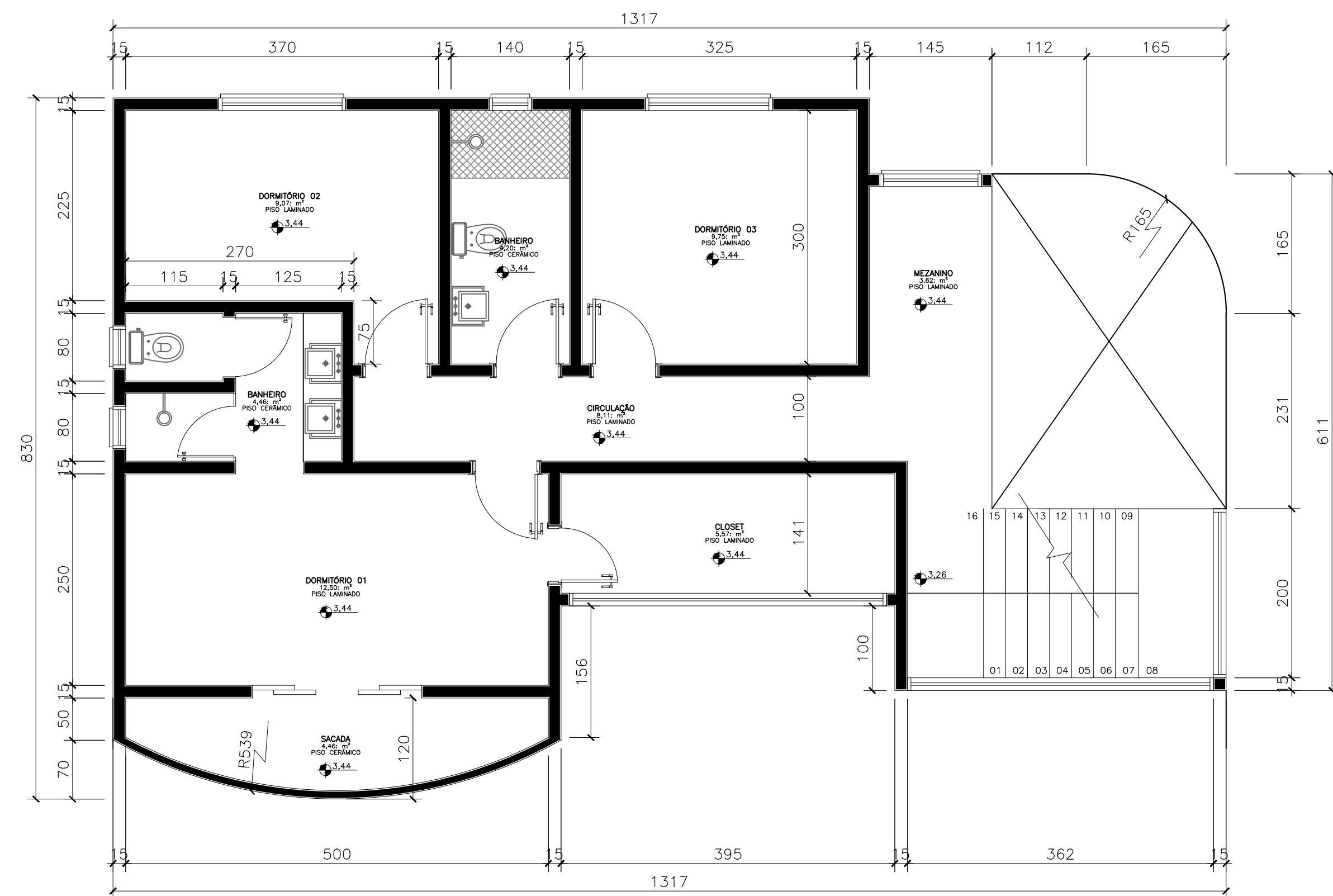
Fonte: autor.

Tabela 43 - Verificação ao esforço cortante

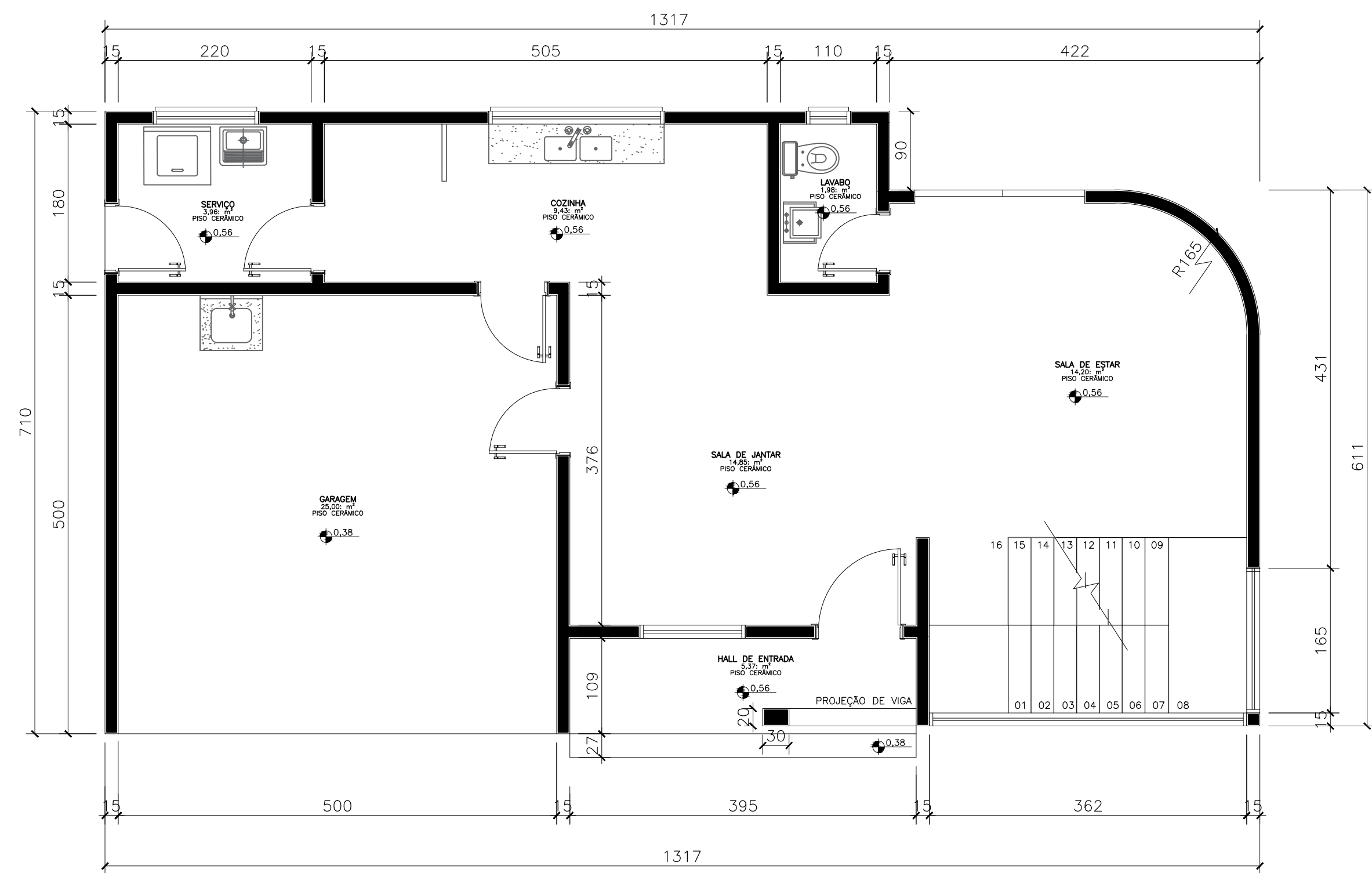
VERIFICAÇÃO AO CISLHAMENTO					
Sapata	τ_{Rd2}	μ_0	d	τ_{sd}	OK?
	(MPa)	(m)	(m)	(MPa)	
S1	4,339	98	19,5	0,751	OK
S2	4,339	98	29,5	1,001	OK
S3	4,339	98	19,5	0,843	OK
S4	4,339	98	19,5	0,547	OK
S5	4,339	98	24,5	0,762	OK
S6	4,339	98	34,5	1,048	OK
S7	4,339	108	24,5	0,911	OK
S8	4,339	98	19,5	0,403	OK
S9	4,339	128	29,5	0,747	OK
S10	4,339	98	39,5	1,185	OK
S11	4,339	108	29,5	0,962	OK
S12	4,339	98	24,5	0,844	OK
S13	4,339	98	24,5	0,830	OK
S14	4,339	98	24,5	0,987	OK
S15	4,339	98	19,5	0,451	OK
S16	4,339	98	19,5	0,722	OK

Fonte: autor.

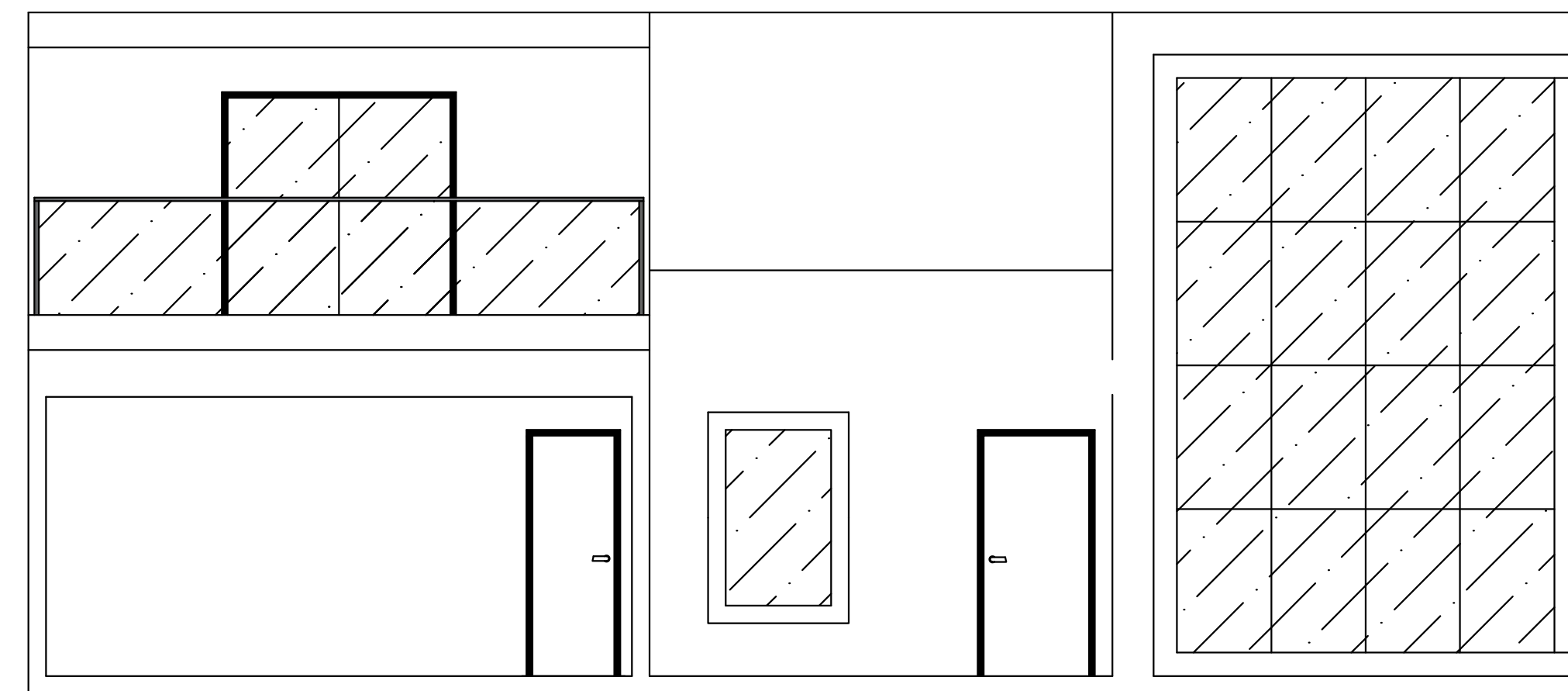
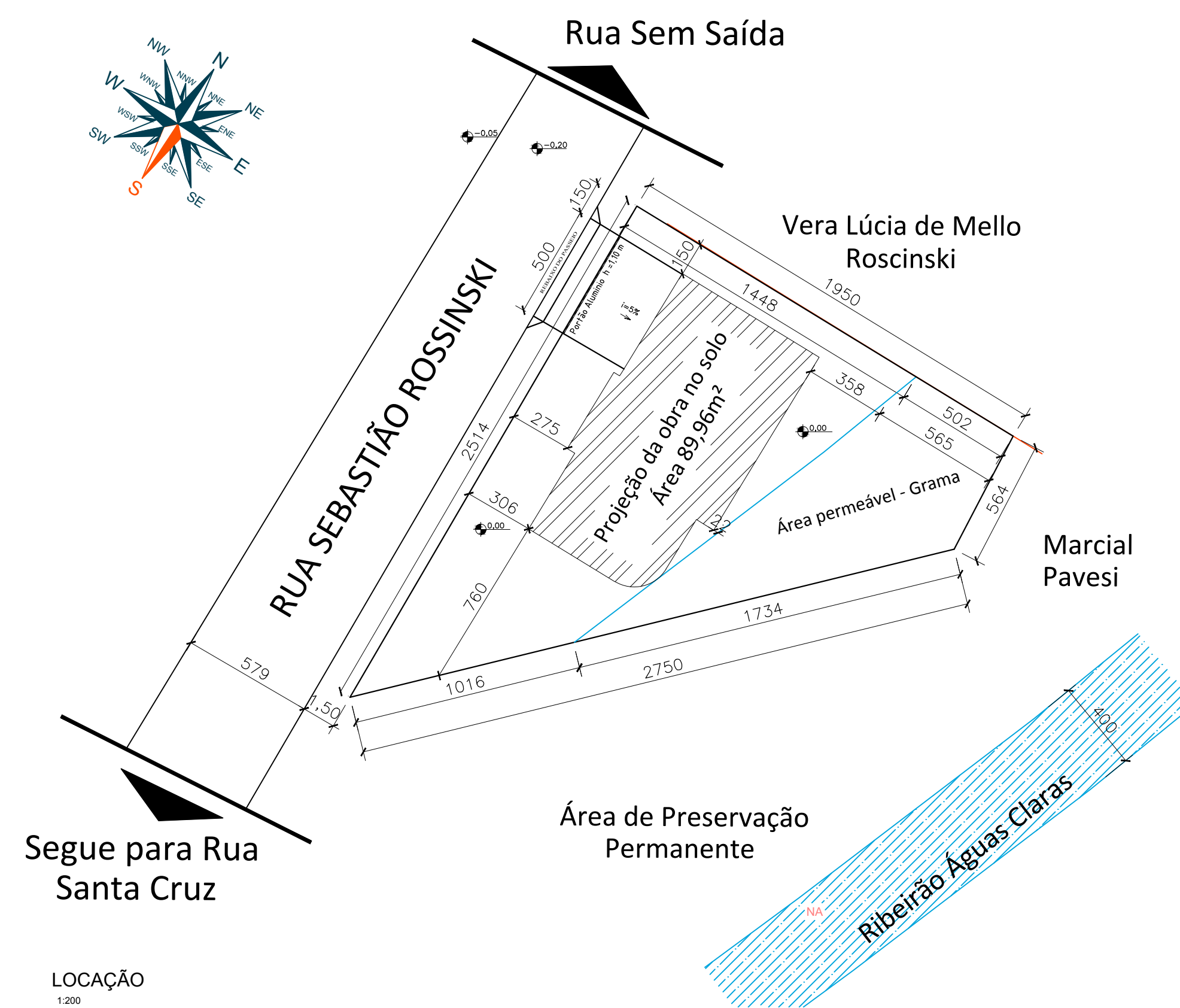
Apêndice E – Projetos arquitetônico e estrutural



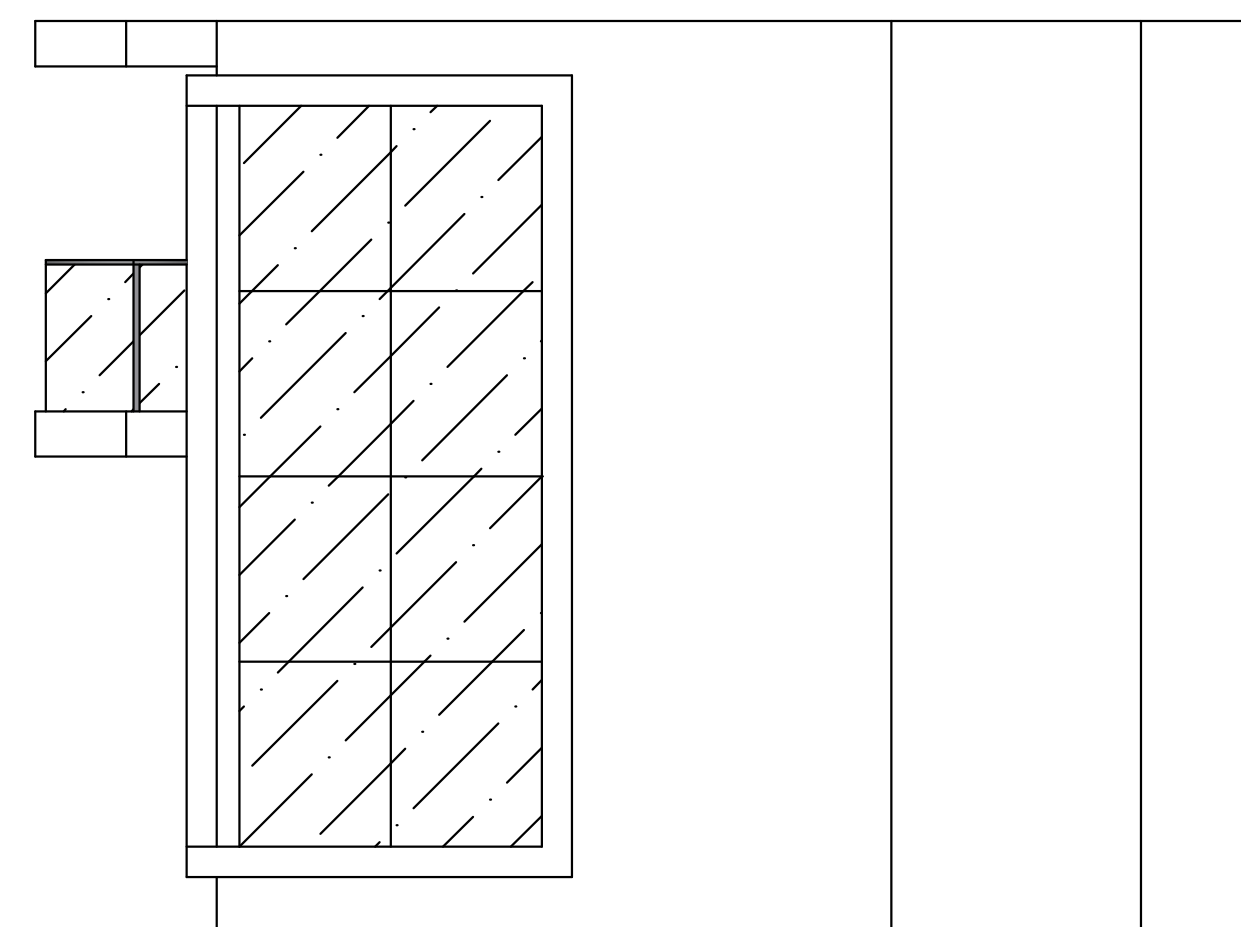
PLANTA BAIXA SUPERIOR
ESCALA 1:75



PLANTA BAIXA TÉRREO
ESCALA 1:75



ELEVAÇÃO-A
1:50



ELEVAÇÃO-B
1:50

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Trabalho de Conclusão de Curso

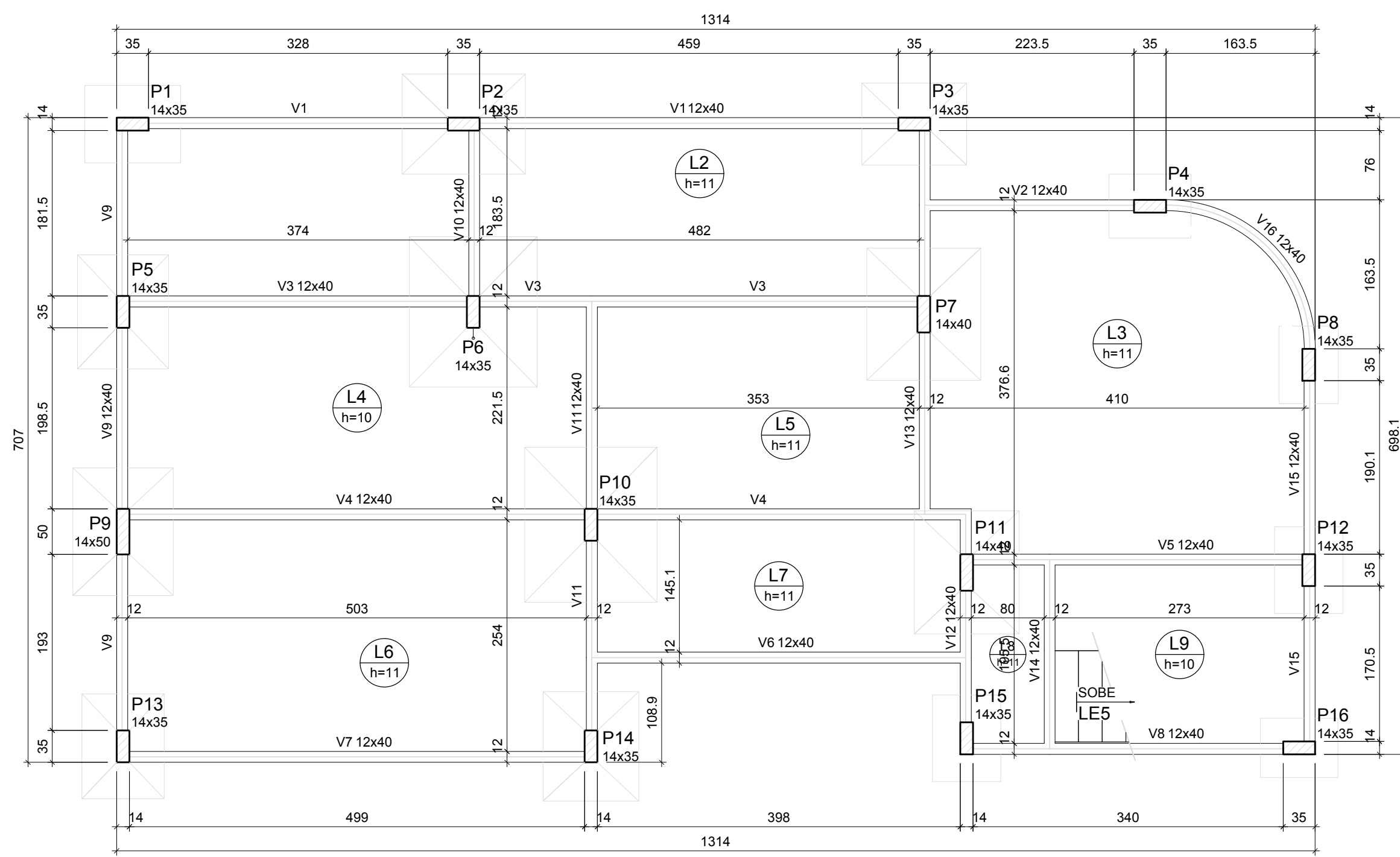


PROJETO ARQUITETÔNICO

RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR

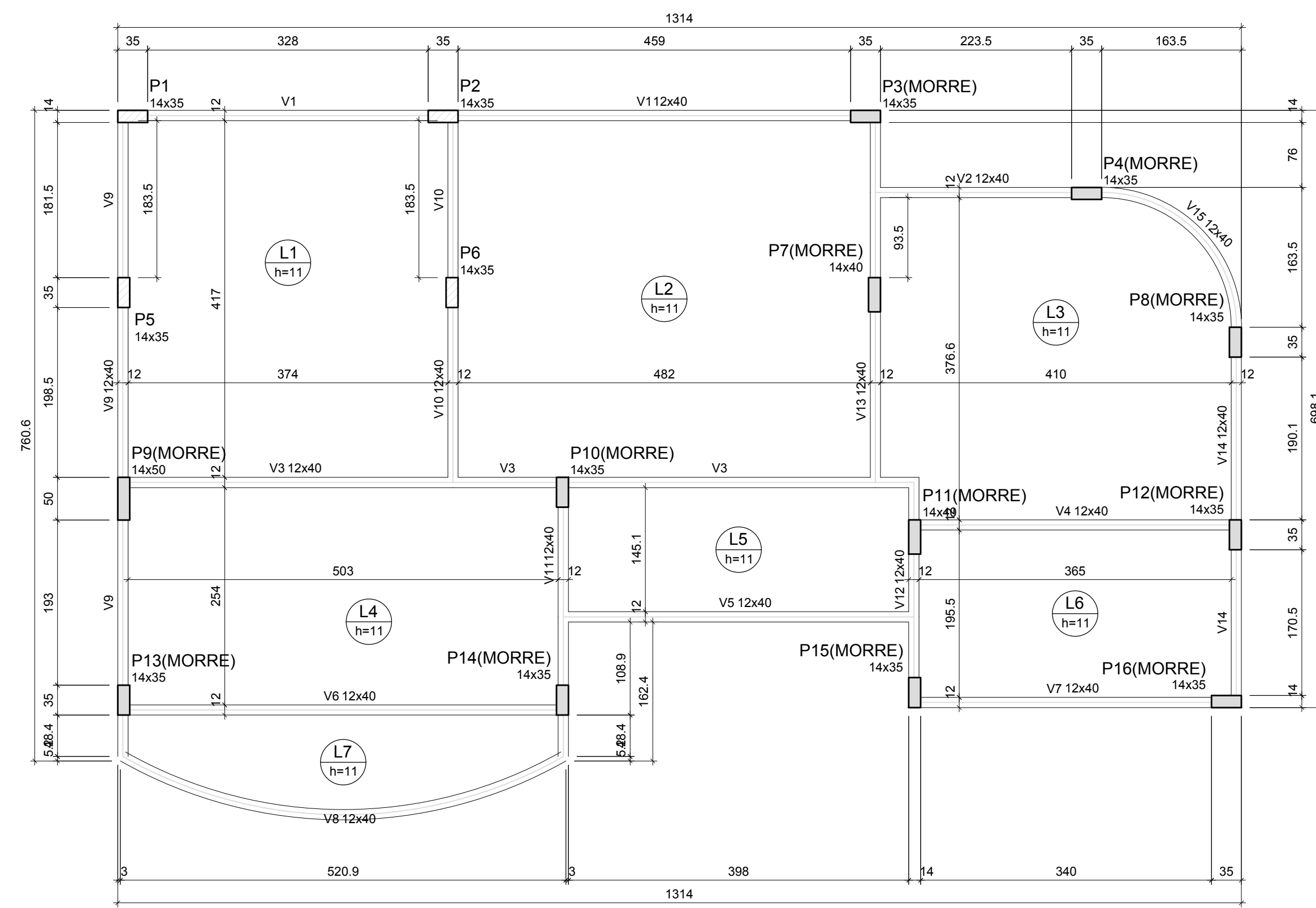
PLANTAS BAIXA, DE LOCAÇÃO
E ELEVAÇÕES

Aluno	Alexandre Deichmann	Escala	Indicada
Orientador	Narbal Ataliba Marcellino	Folha	
Desenho	Alexandre	Data	01/01
		NOV/2016	



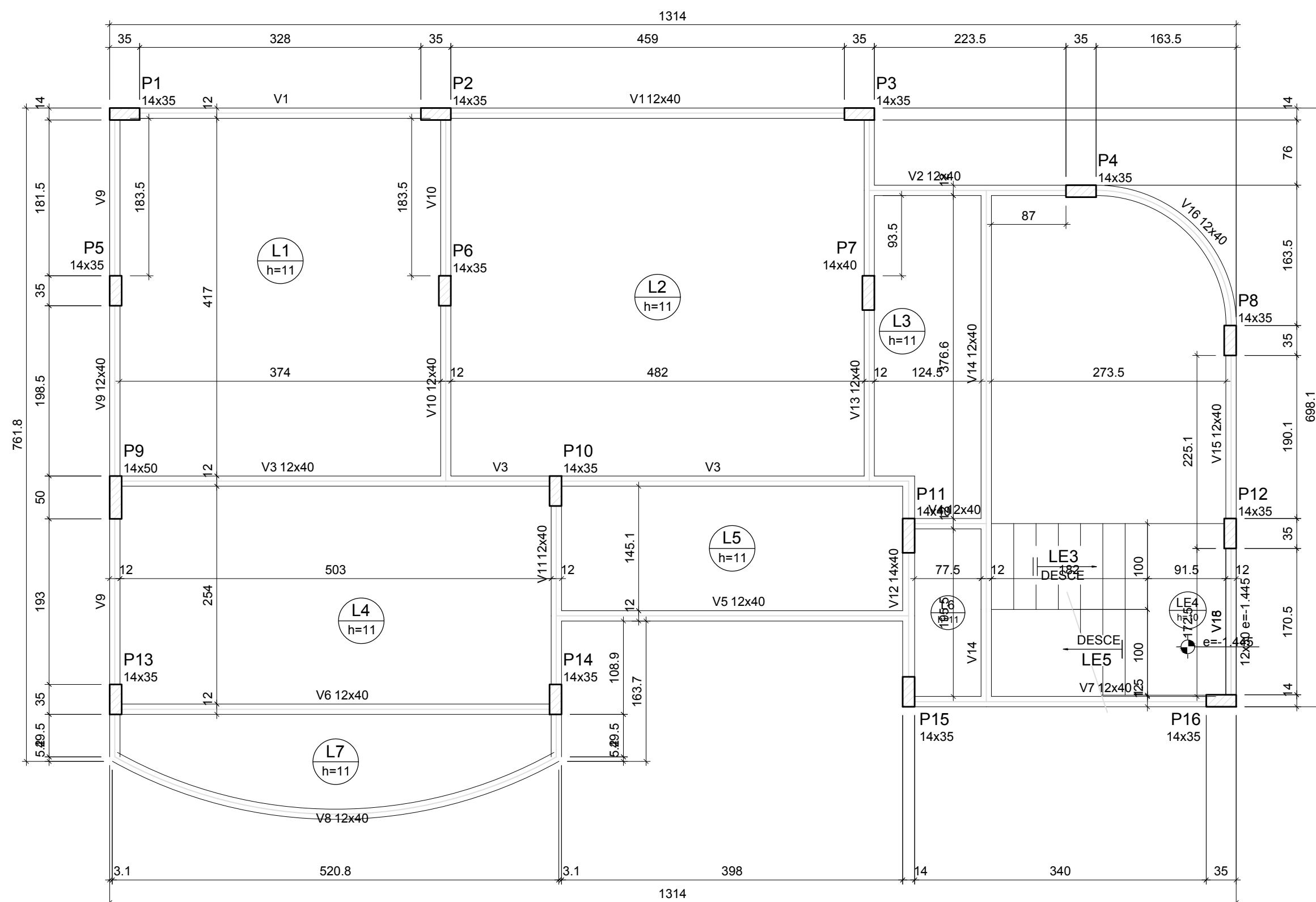
Forma do pavimento Térreo (Nível 0.00)

escala 1:50



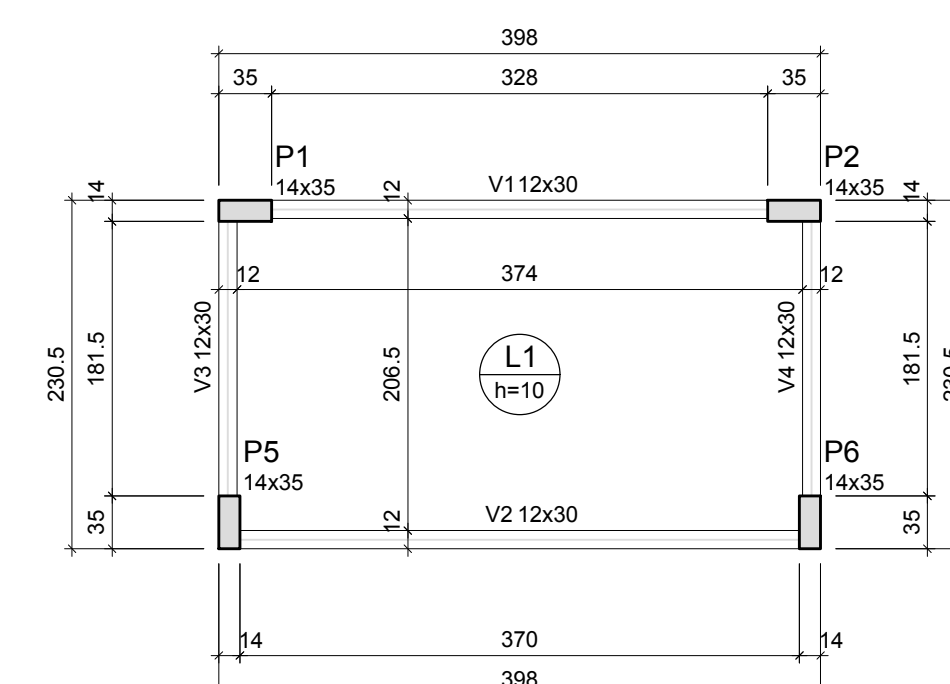
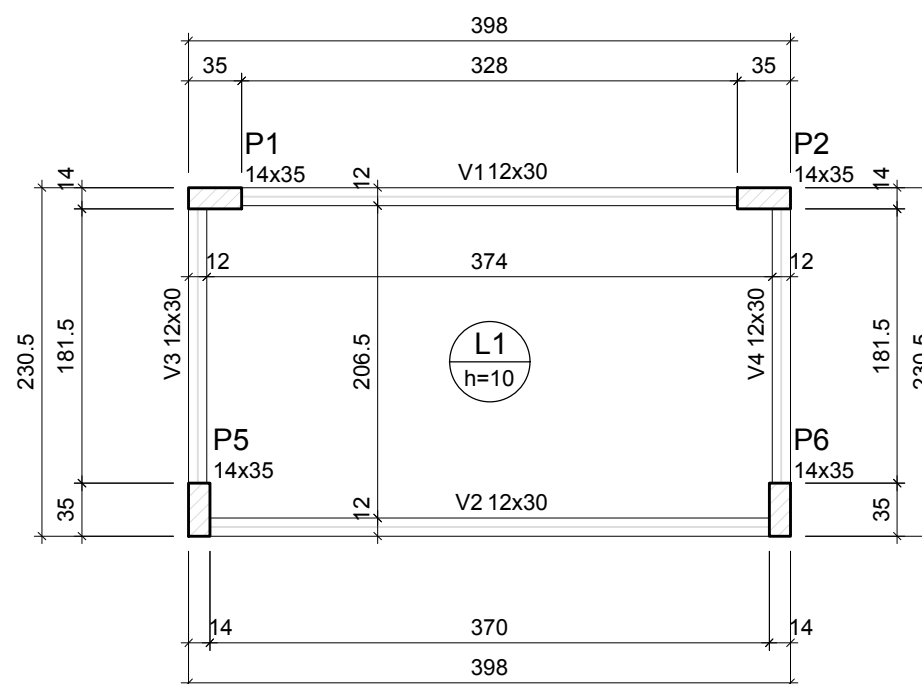
Forma do pavimento Cobertura (Nível 5.78)

escala 1:50



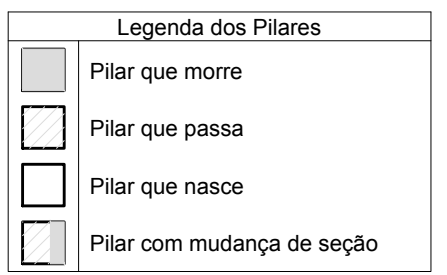
Forma do pavimento Fundo CA (Nível 7.08)

escala 1:50



Forma do pavimento Topo CA (Nível 8.68)

escala 1:50



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Trabalho de Conclusão de Curso

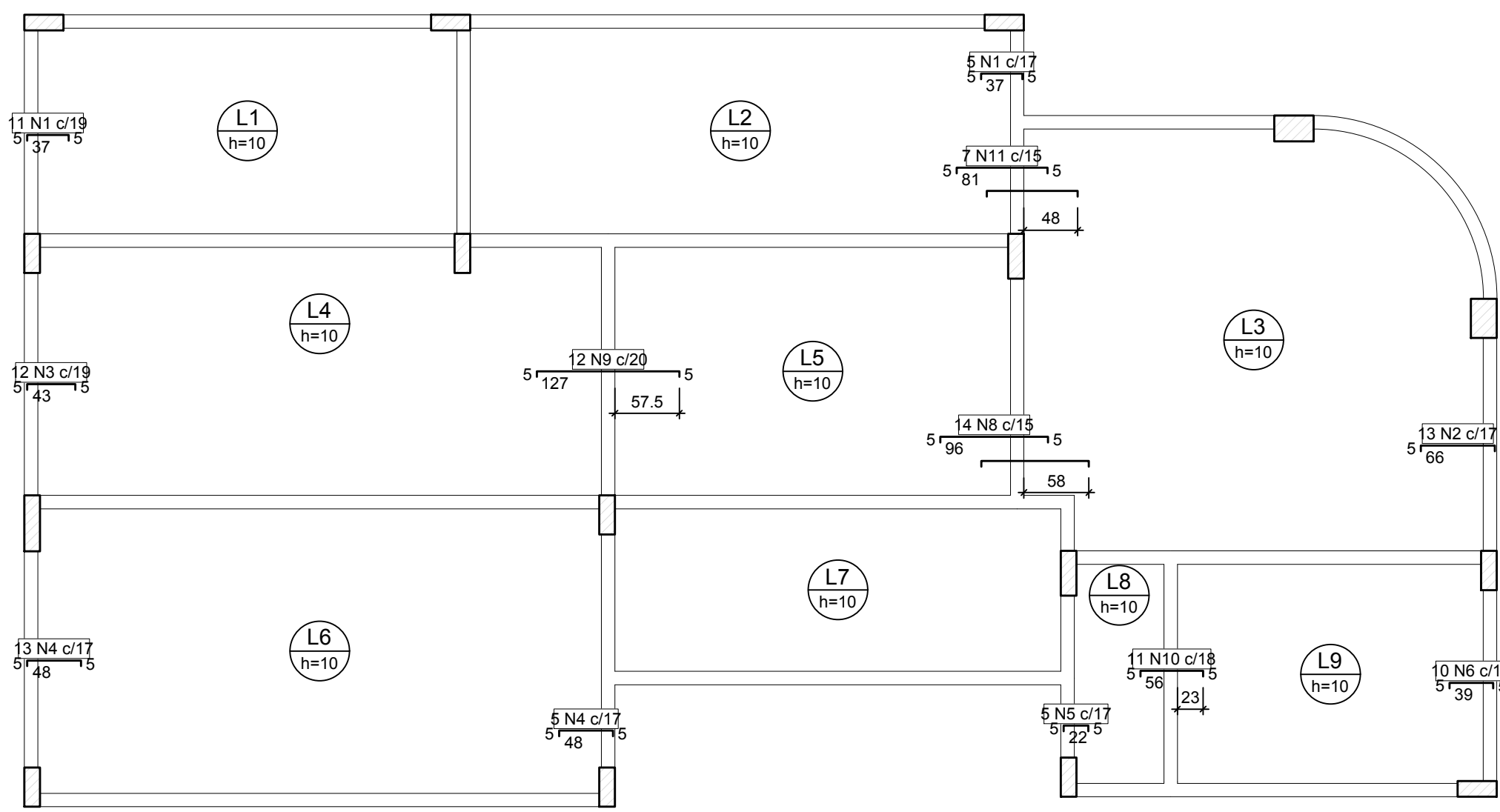


PROJETO ESTRUTURAL

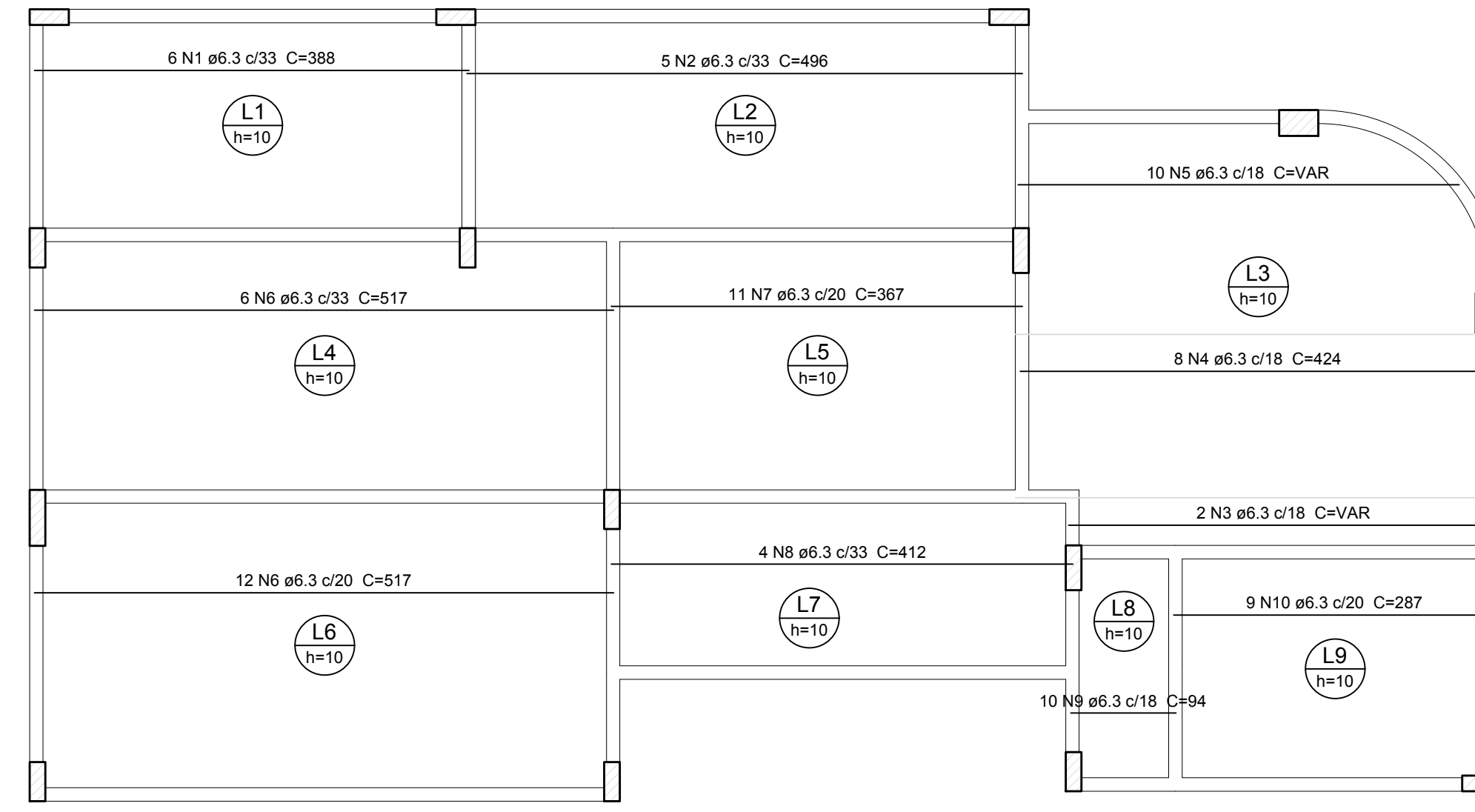
RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR

PLANTAS DE FORMA

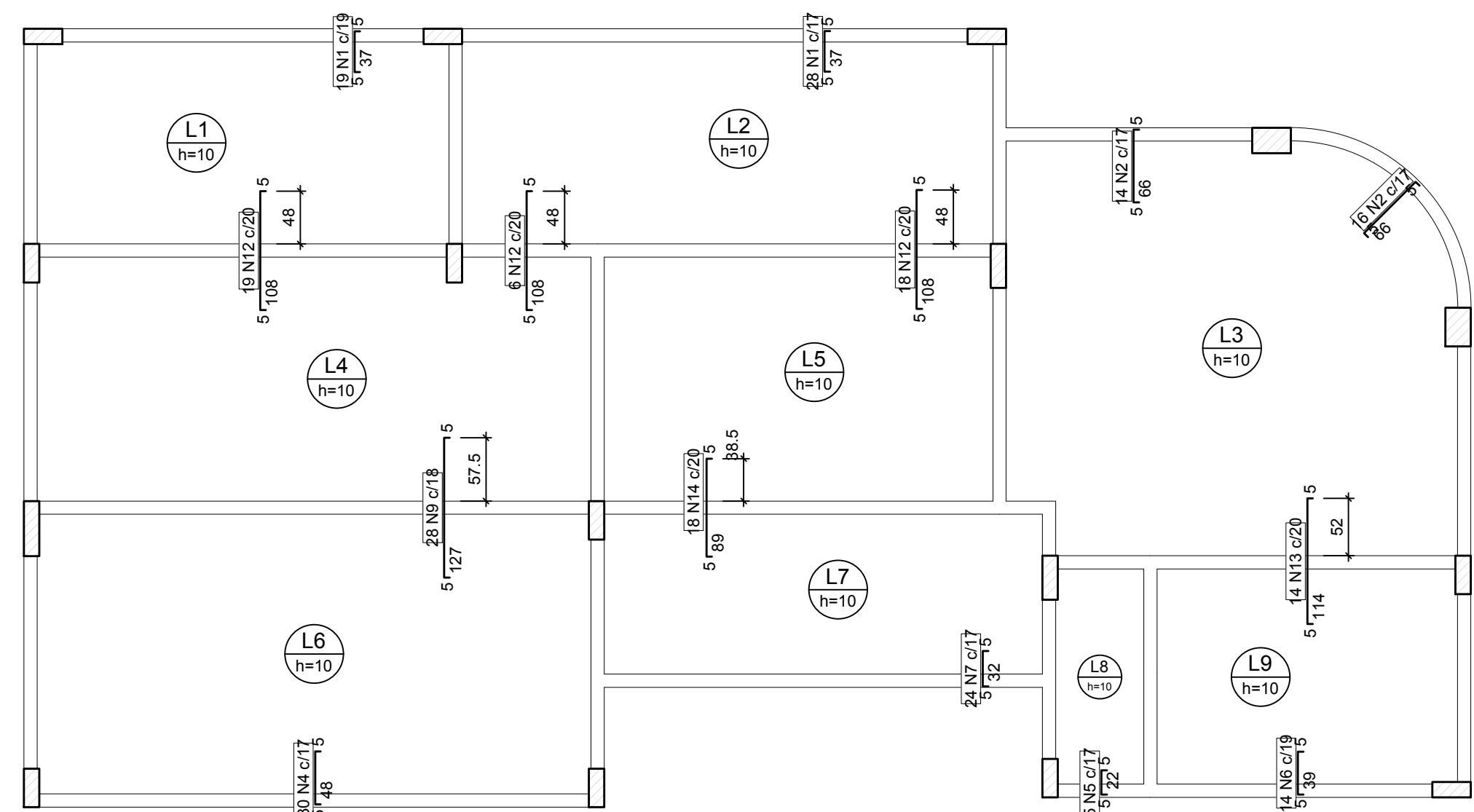
Aluno	Alexandre Deichmann	Escala	Indicada
Orientador	Narbal Ataliba Marcellino	Folha	
Desenho	Alexandre	Data	01/01
		NOV/2016	



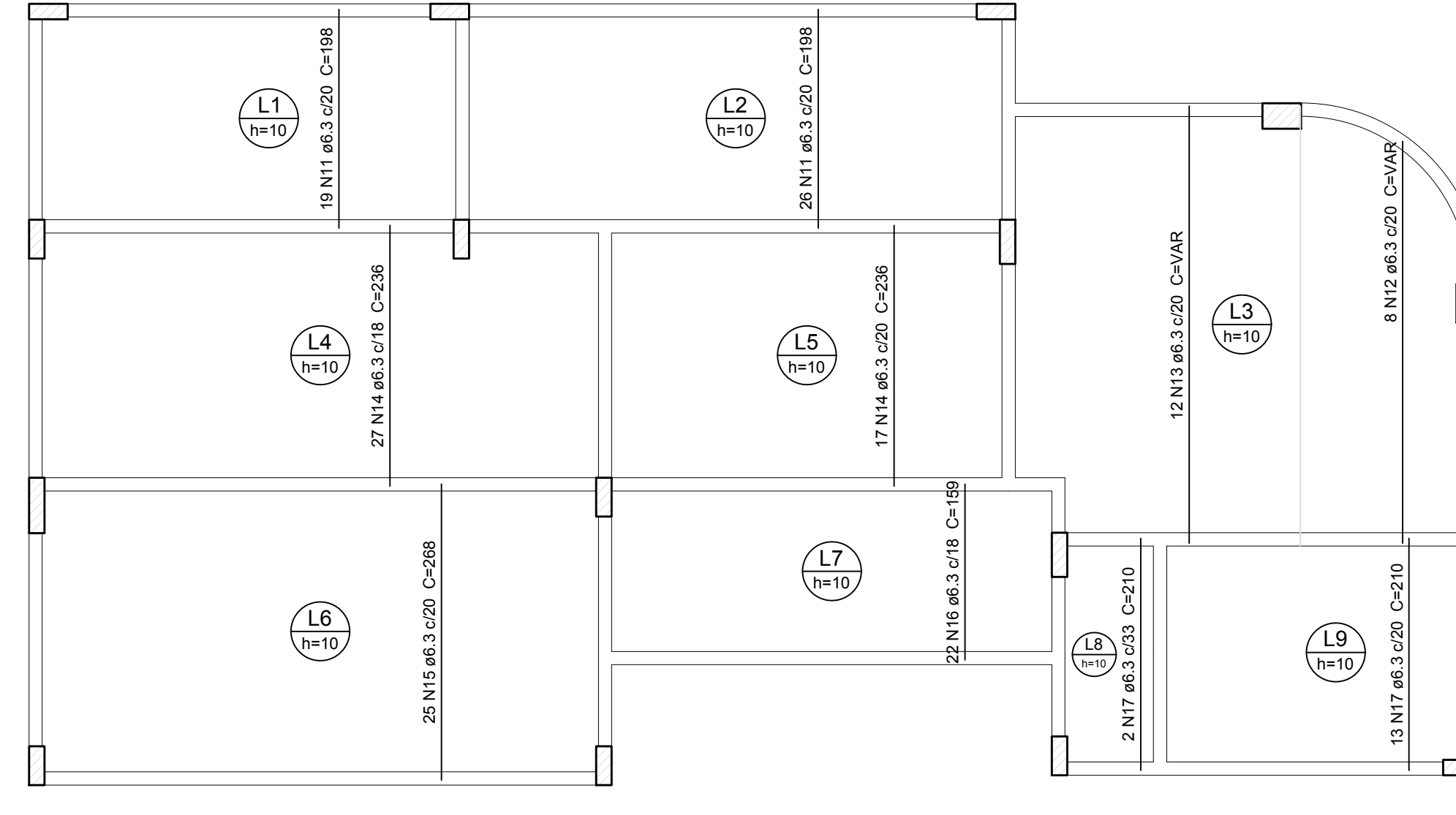
Armação negativa das lajes do pavimento Térreo (Eixo X)
escala 1:50



Armação positiva das lajes do pavimento Térreo (Eixo X)
escala 1:50



Armação negativa das lajes do pavimento Térreo (Eixo Y)
escala 1:50



Armação positiva das lajes do pavimento Térreo (Eixo Y)
escala 1:50

Relação do aço das Lajes do Térreo - Negativas

Negativos X		Negativos Y			
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	63	45	2835
	2	5.0	43	74	3182
	3	5.0	12	51	612
	4	5.0	48	56	2688
	5	5.0	10	30	300
CA50	6	5.0	24	47	1128
	7	5.0	24	40	960
	8	6.3	14	103	1442
	9	6.3	40	134	5360
	10	6.3	11	63	693
	11	6.3	7	88	616
	12	6.3	43	115	4945
	13	6.3	14	121	1694
	14	6.3	18	96	1728

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	164.8	44.4
CA60	5.0	117.1	19.8
PESO TOTAL (kg)			
CA50			44.4
CA60			19.8

Relação do aço das Lajes do Térreo - Positivas

Positivos X		Positivos Y			
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	6	388	2328
	2	6.3	5	496	2480
	3	6.3	2	VAR	VAR
	4	6.3	8	424	3392
	5	6.3	10	VAR	VAR
	6	6.3	18	517	9306
	7	6.3	11	367	4037
	8	6.3	4	412	1648
	9	6.3	10	94	940
	10	6.3	9	287	2583
	11	6.3	45	198	8910
	12	6.3	8	VAR	VAR
	13	6.3	12	VAR	VAR
	14	6.3	44	236	10384
	15	6.3	25	268	6700
	16	6.3	22	159	3498
	17	6.3	15	210	3150

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	717.3	193.1
PESO TOTAL (kg)			
CA50			193.1

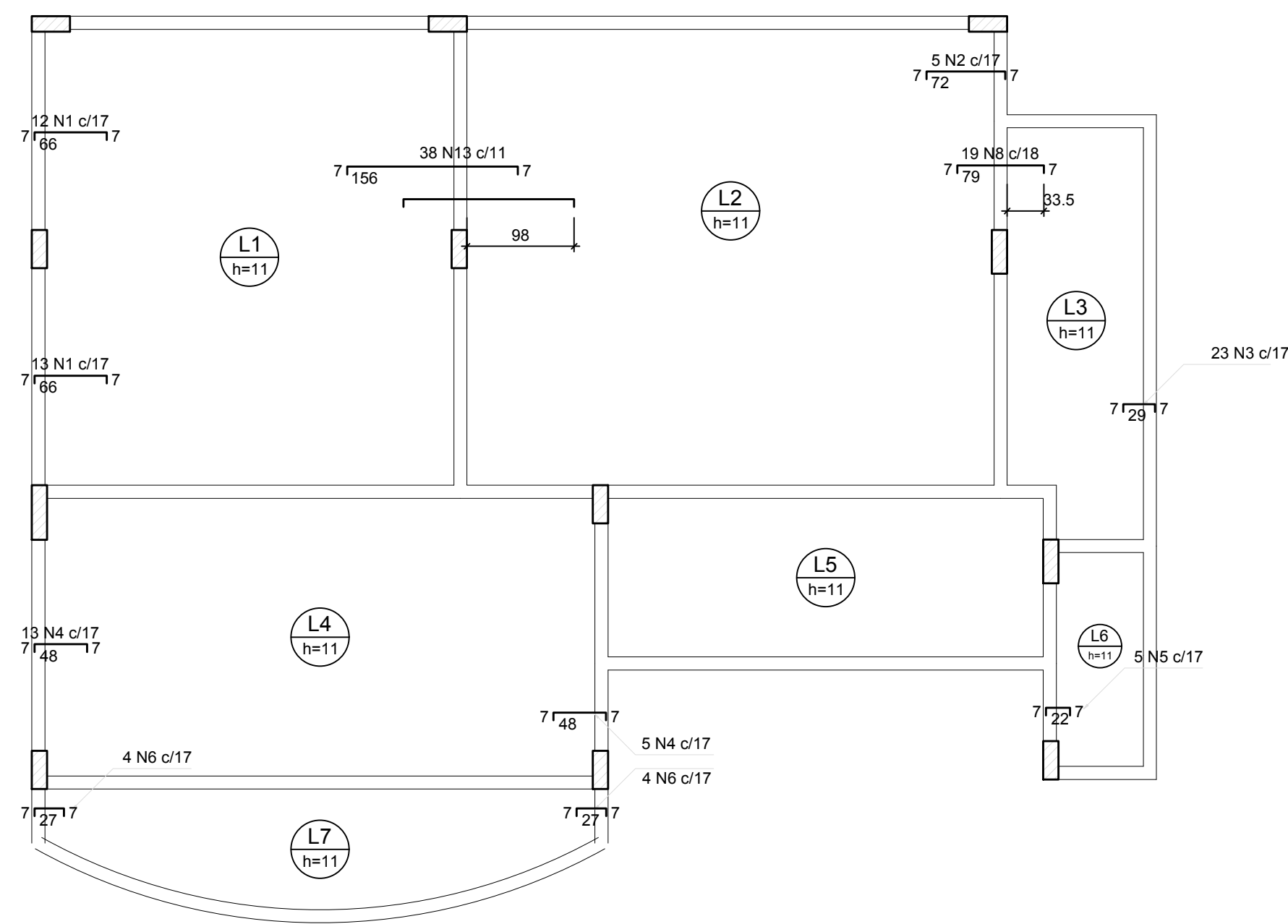
Volume de concreto (C-30) = 8.02 m³
Área de forma = 75.04 m²

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Trabalho de Conclusão de Curso

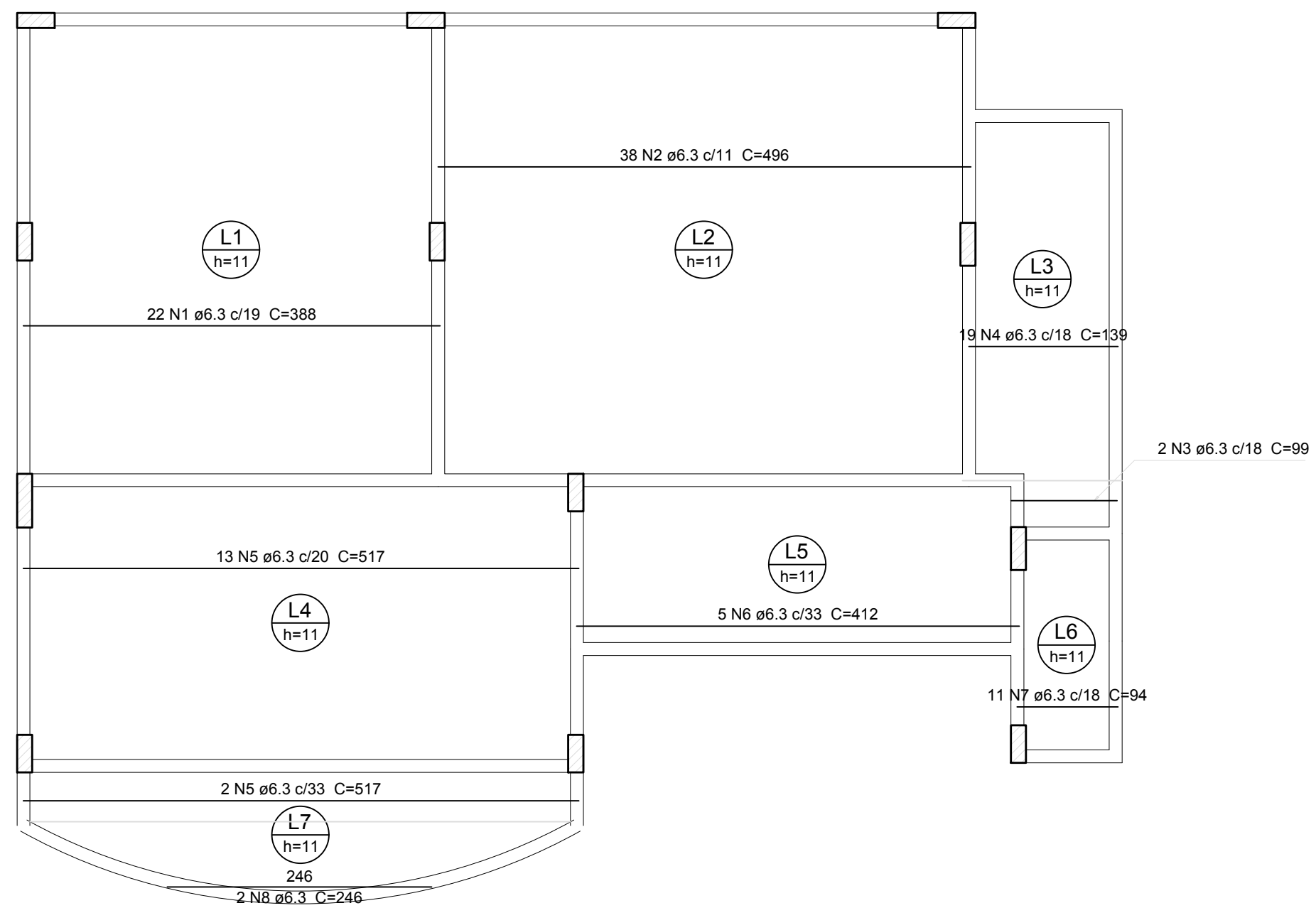


PROJETO ESTRUTURAL
RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR
DETALHAMENTO DAS ARM. POSITIVA E NEGATIVA DO TÉRREO

Aluno	Alexandre Deichmann	Escala	Indicada
Orientador	Narbal Ataliba Marcellino	Folha	
Desenho	Alexandre	Data	NOV/2016
			01/04



Armação negativa das lajes do pavimento Superior (Eixo X)
escala 1:50



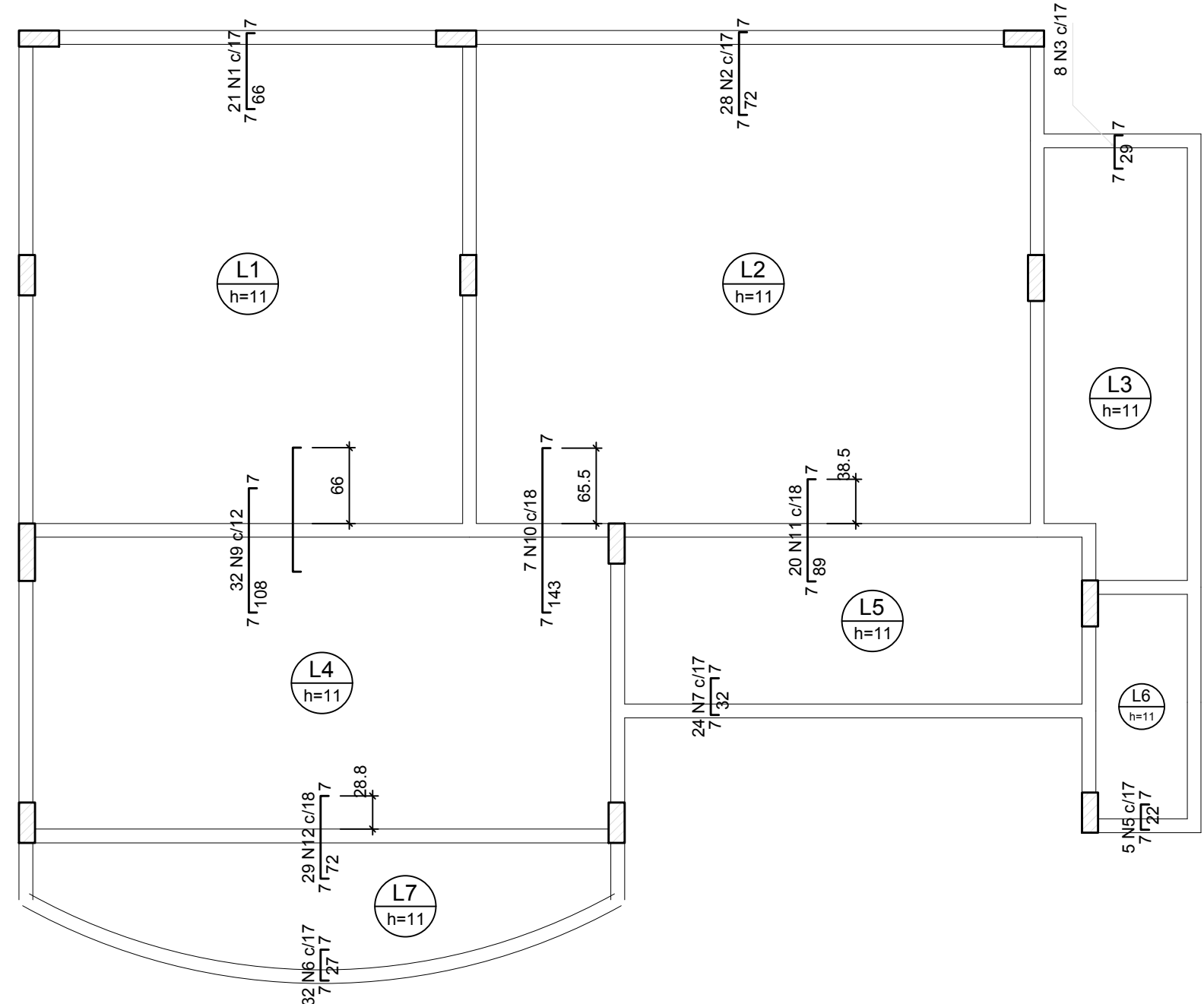
Armação positiva das lajes do pavimento Superior (Eixo X)
escala 1:50

Relação do aço das Lajes do Superior - Negativos

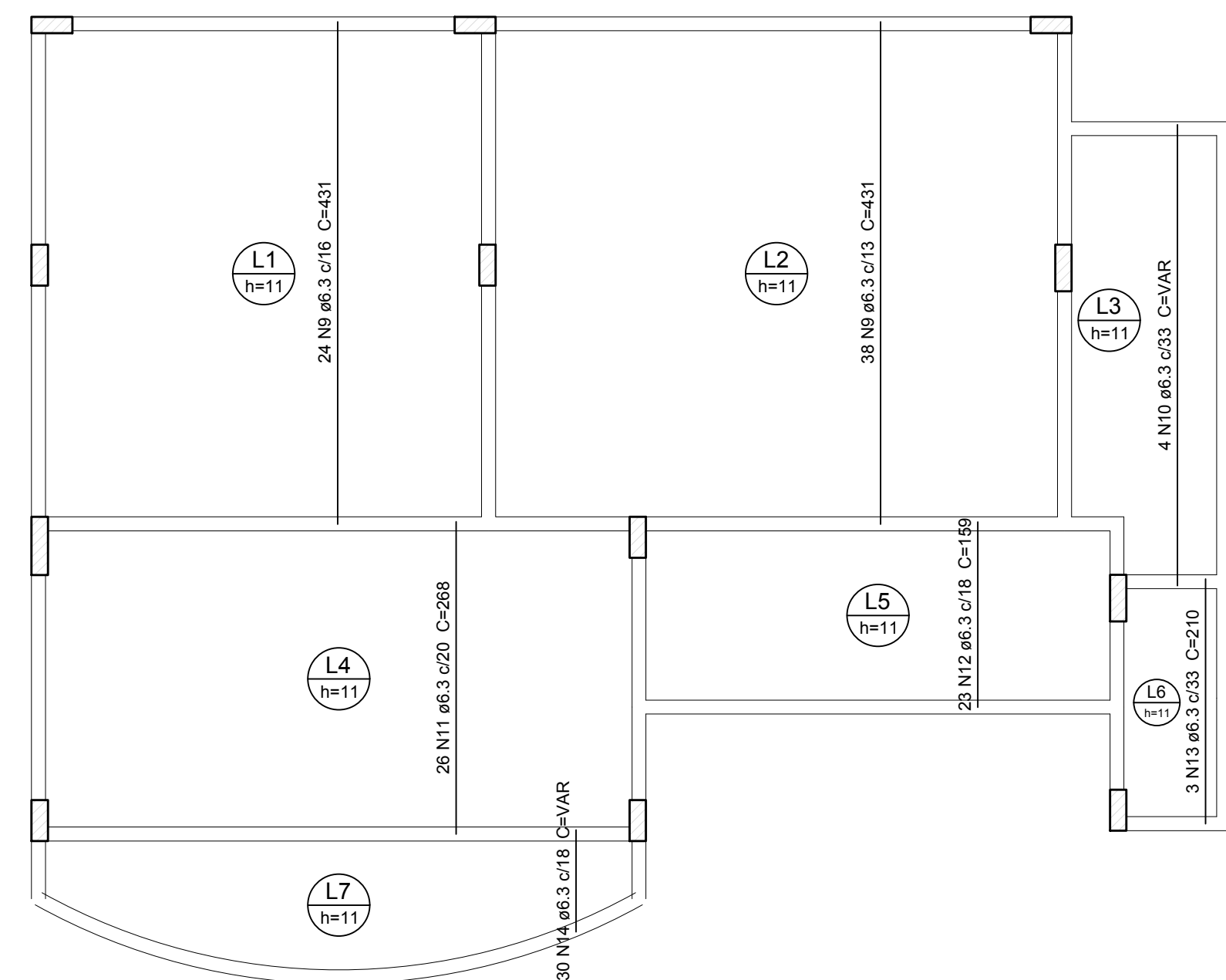
AÇO	Negativos X				Negativos Y					
	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	46	78	3688	2	5.0	33	84	2772
	3	5.0	31	41	1271	4	5.0	18	60	1080
	5	5.0	10	34	340	6	5.0	40	39	1560
	7	5.0	24	44	1056	8	6.3	19	90	1710
	9	6.3	32	119	3808	10	6.3	7	154	1078
	11	6.3	20	100	2000	12	6.3	29	83	2407
	13	8.0	38	166	6308					

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	110.1	29.6
CA60	8.0	63.1	27.4
CA60	5.0	116.7	19.8
PESO TOTAL (kg)			
CA50	57		
CA60	19.8		



Armação negativa das lajes do pavimento Superior (Eixo Y)
escala 1:50



Armação positiva das lajes do pavimento Superior (Eixo Y)
escala 1:50

Relação do aço das Lajes do Superior - Positivos

AÇO	Positivos X				Positivos Y					
	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	22	388	8536	1	6.3	38	496	18848
	2	6.3	2	99	198	2	6.3	2	99	198
	3	6.3	19	139	2641	3	6.3	15	517	7755
	4	6.3	5	412	2060	4	6.3	11	94	1034
	5	6.3	11	246	492	5	6.3	2	246	492
	6	6.3	62	431	26722	6	6.3	26	288	6968
	7	6.3	4	VAR	VAR	7	6.3	23	159	3657
	8	6.3	3	210	630	8	6.3	3	210	630
	9	6.3	30	VAR	VAR	9	6.3	3	210	630
	10	6.3	30	VAR	VAR	10	6.3	30	VAR	VAR
	11	6.3	30	VAR	VAR	11	6.3	30	VAR	VAR
	12	6.3	30	VAR	VAR	12	6.3	30	VAR	VAR
	13	6.3	30	VAR	VAR	13	6.3	30	VAR	VAR
	14	6.3	30	VAR	VAR	14	6.3	30	VAR	VAR

Resumo do aço

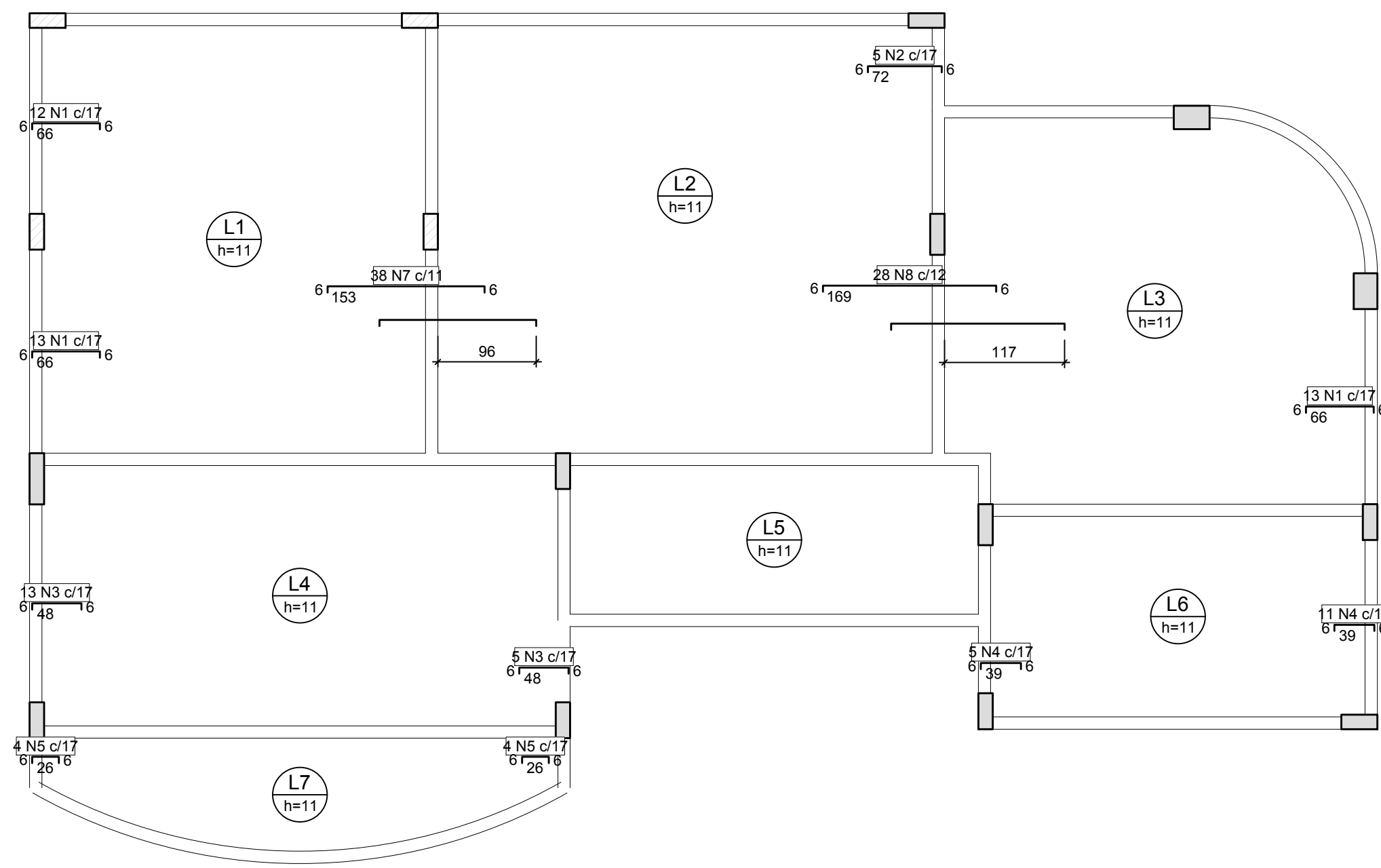
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	837.4	225.4
PESO TOTAL (kg)			
CA50			225.4

Volume de concreto (C-30) = 7.14 m³
Área de forma = 64.91 m²

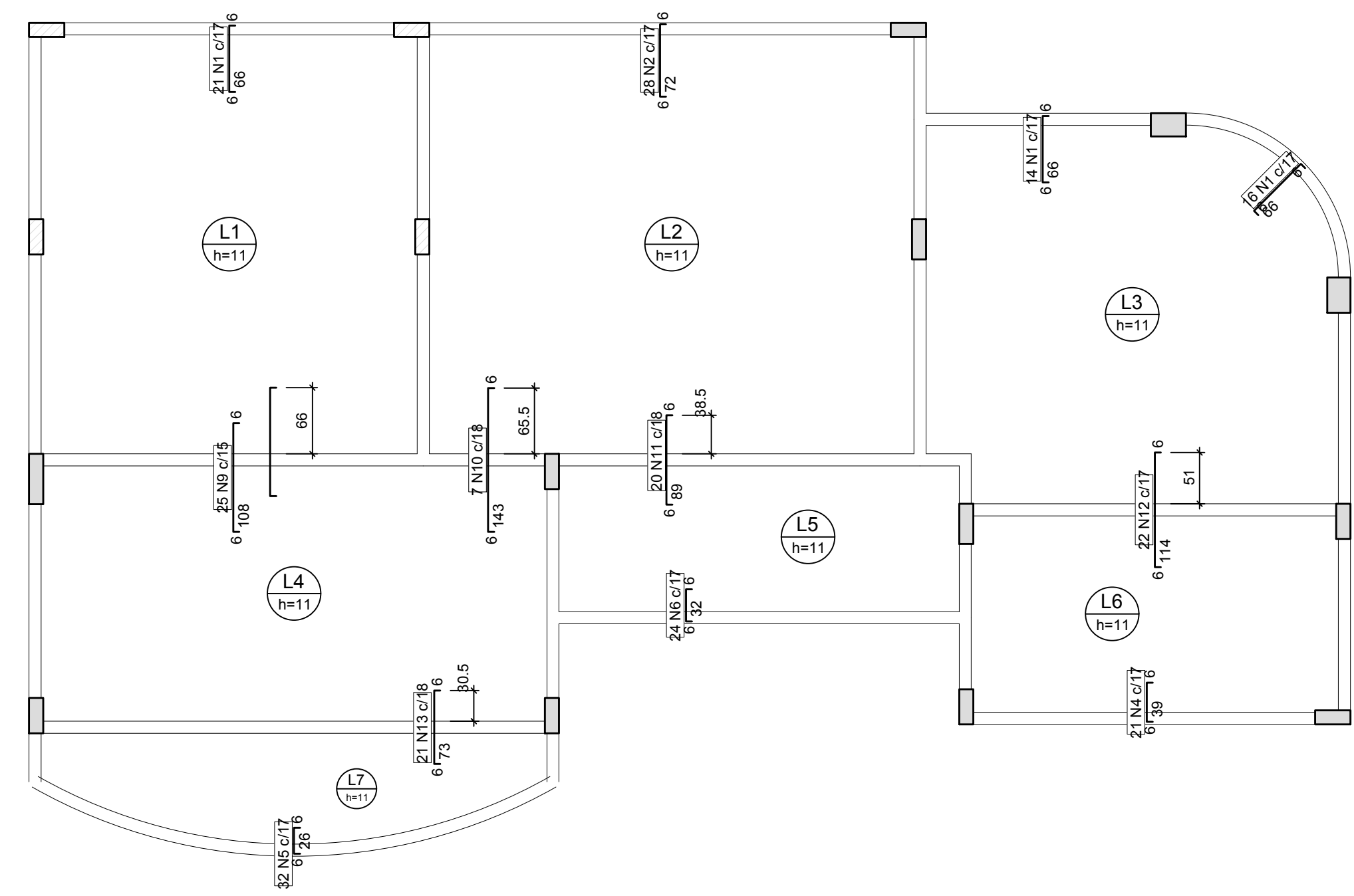


PROJETO ESTRUTURAL
RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR
DETALHAMENTO DAS ARM. POSITIVA E NEGATIVA DO SUPERIOR

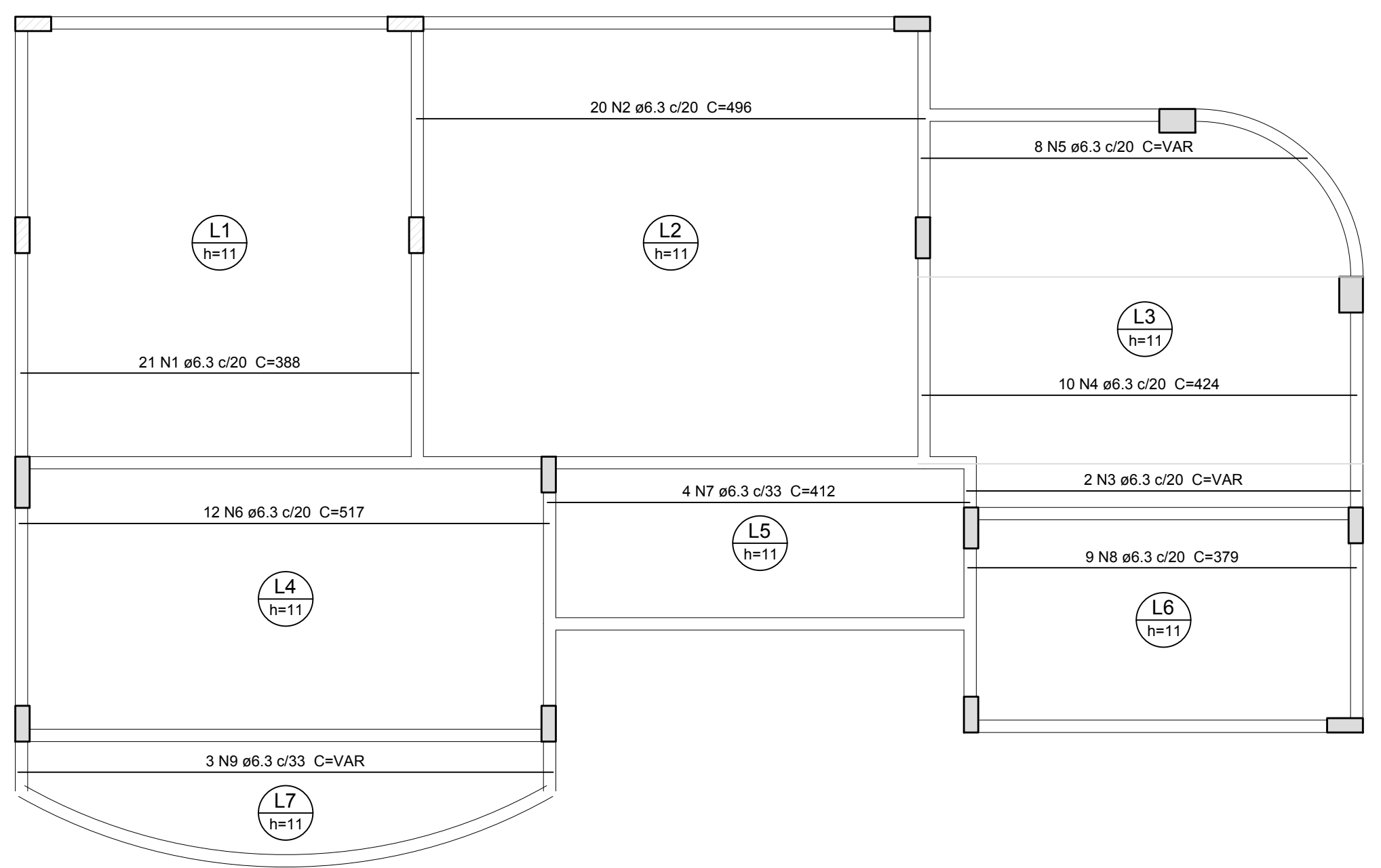
Aluno	Alexandre Deichmann	Escala	Indicada
Orientador	Narbal Ataliba Marcellino	Folha	
Desenho	Alexandre	Data	02/04
		NOV/2016	



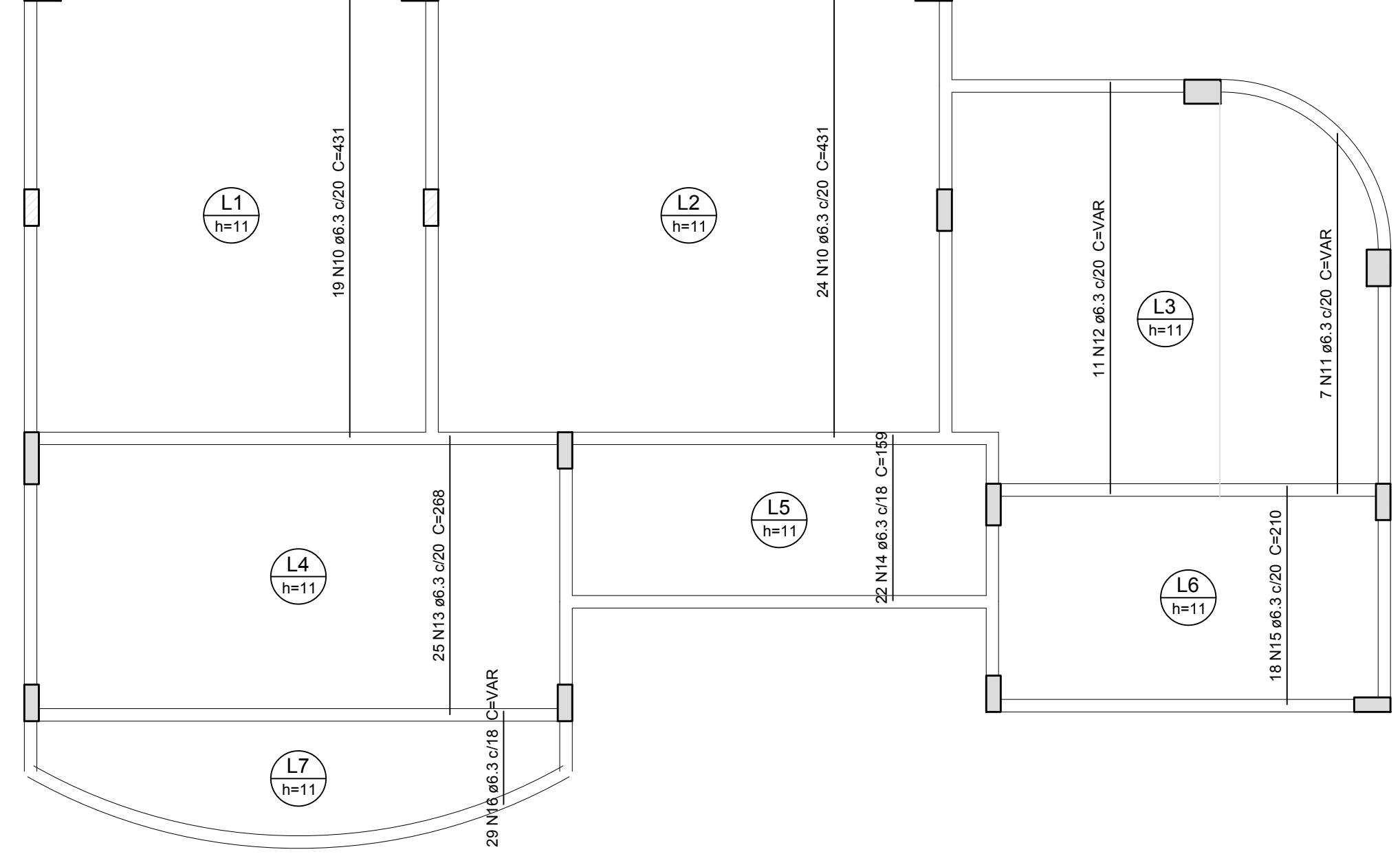
Armação negativa das lajes do pavimento Cobertura (Eixo X) escala 1:50



Armação negativa das lajes do pavimento Cobertura (Eixo Y) escala 1:50



Armação positiva das lajes do pavimento Cobertura (Eixo X) escala 1:50



Armação positiva das lajes do pavimento Cobertura (Eixo Y) escala 1:50

Relação do aço das Lajes da Cobertura - Negativos

Negativos X		Negativos Y			
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	89	76	6764
	2	5.0	33	82	2706
	3	5.0	18	56	1044
	4	5.0	37	49	1813
	5	5.0	40	36	1440
	6	5.0	24	42	1008
CA50	7	6.3	38	162	6156
	8	6.3	28	178	4984
	9	6.3	25	117	2925
	10	6.3	7	152	1064
	11	6.3	20	98	1960
	12	6.3	22	123	2706
	13	6.3	21	82	1722

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	215.2	57.9
CA60	5.0	147.8	25.1
PESO TOTAL (kg)			
CA50		57.9	
CA60		25.1	

Relação do aço das Lajes da Cobertura - Positivos

Positivos X		Positivos Y			
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	21	388	8148
	2	6.3	20	496	9920
	3	6.3	2	VAR	VAR
	4	6.3	10	424	4240
	5	6.3	8	VAR	VAR
	6	6.3	12	517	6204
	7	6.3	4	412	1648
	8	6.3	9	379	3411
	9	6.3	3	VAR	VAR
	10	6.3	43	431	18533
	11	6.3	7	VAR	VAR
	12	6.3	11	VAR	VAR
	13	6.3	25	268	6700
	14	6.3	22	159	3498
	15	6.3	18	210	3780
	16	6.3	29	VAR	VAR

Resumo do aço

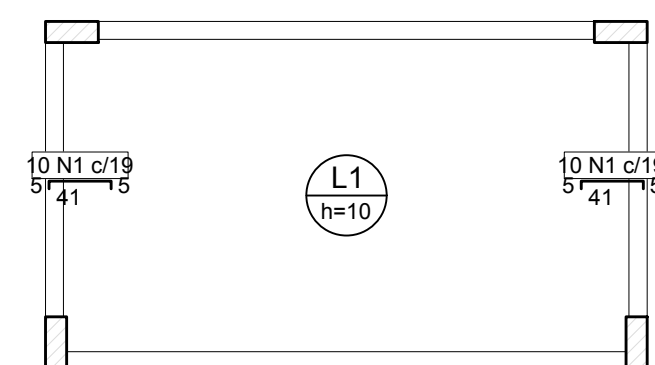
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	808.2	217.5
PESO TOTAL (kg)			
CA50		217.5	

Volume de concreto (C-30) = 8.88 m³
 Área de forma = 80.74 m²

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
 DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
 Trabalho de Conclusão de Curso

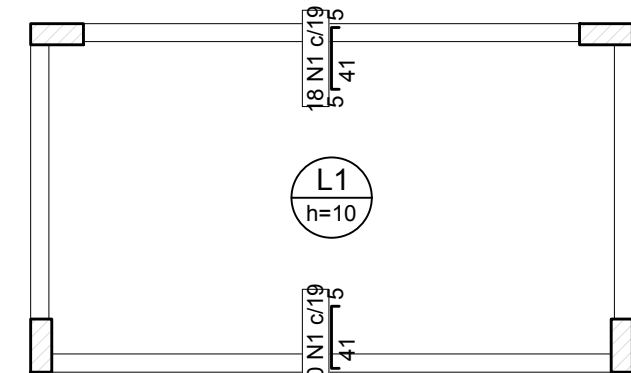
PROJETO ESTRUTURAL
RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR
DETALHAMENTO DAS ARM. POSITIVA E NEGATIVA DA COBERTURA

Aluno	Alexandre Deichmann	Escala	Indicada
Orientador	Narbal Ataliba Marcellino	Folha	
Desenho	Alexandre	Data	NOV/2016
			03/04



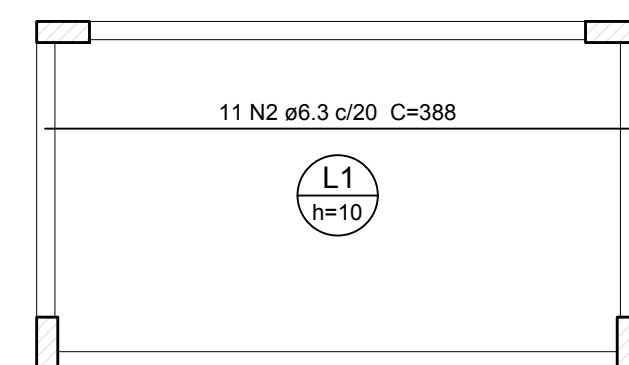
Armação negativa da laje do pavimento Fundo CA (Eixo X)

escala 1:50



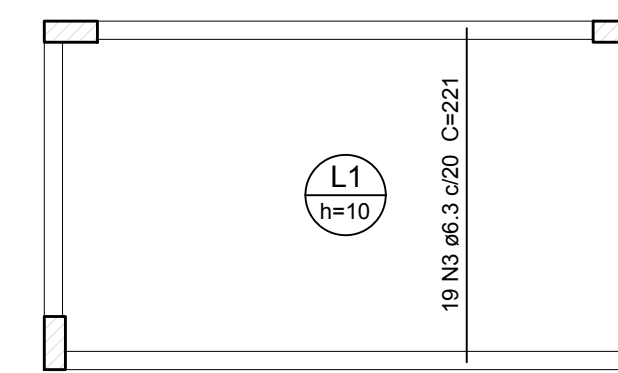
Armação negativa da laje do pavimento Fundo CA (Eixo Y)

escala 1:50



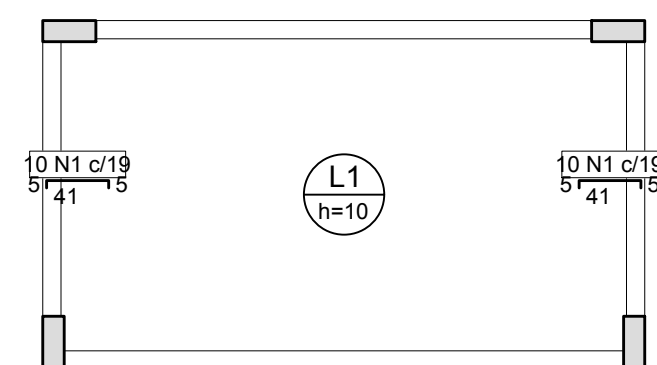
Armação positiva da laje do pavimento Fundo CA (Eixo X)

escala 1:50



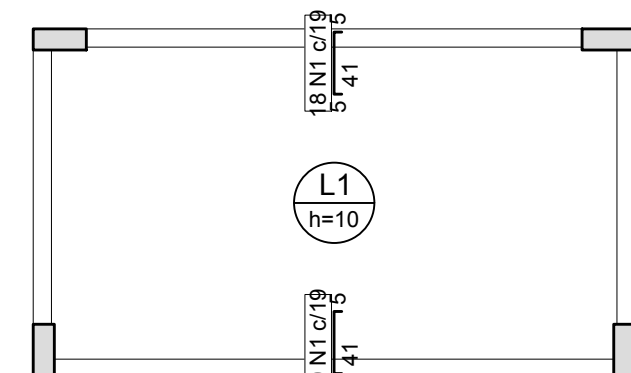
Armação positiva da laje do pavimento Fundo CA (Eixo Y)

escala 1:50



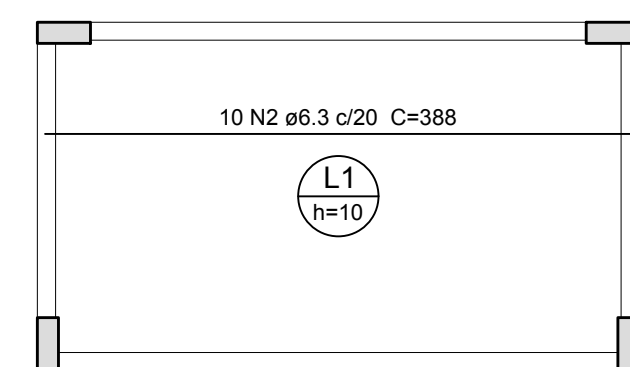
Armação negativa da laje do pavimento Tampa CA (Eixo X)

escala 1:50



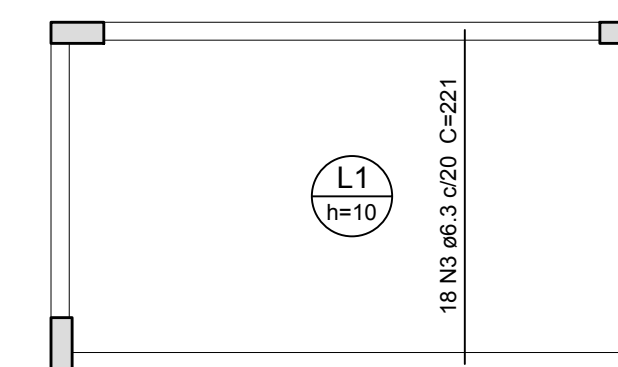
Armação negativa da laje do pavimento Tampa CA (Eixo Y)

escala 1:50



Armação positiva da laje do pavimento Tampa CA (Eixo X)

escala 1:50



Armação positiva da laje do pavimento Tampa CA (Eixo Y)

escala 1:50

Relação do aço das Lajes do Fundo CA

Negativos X		Negativos Y		Positivos X		Positivos Y	
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)	PESO + 10 % (kg)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	58	49	2842	4268	2842
CA50	2	6.3	11	388	4268	22.8	4268
CA50	3	6.3	19	221	4199	4.8	4199

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	84.7	22.8
CA60	5.0	28.5	4.8
PESO TOTAL (kg)			
CA50	22.8		
CA60	4.8		

Volume de concreto (C-30) = 0.78 m³
Área de forma = 7.77 m²

Relação do aço das Lajes do Tampo CA

Negativos X		Negativos Y		Positivos X		Positivos Y	
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)	PESO + 10 % (kg)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	58	49	2842	4268	2842
CA50	2	6.3	10	388	3880	21.2	3880
CA50	3	6.3	18	221	3978	4.8	3978

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	78.6	21.2
CA60	5.0	28.5	4.8
PESO TOTAL (kg)			
CA50	21.2		
CA60	4.8		

Volume de concreto (C-30) = 0.78 m³
Área de forma = 7.77 m²

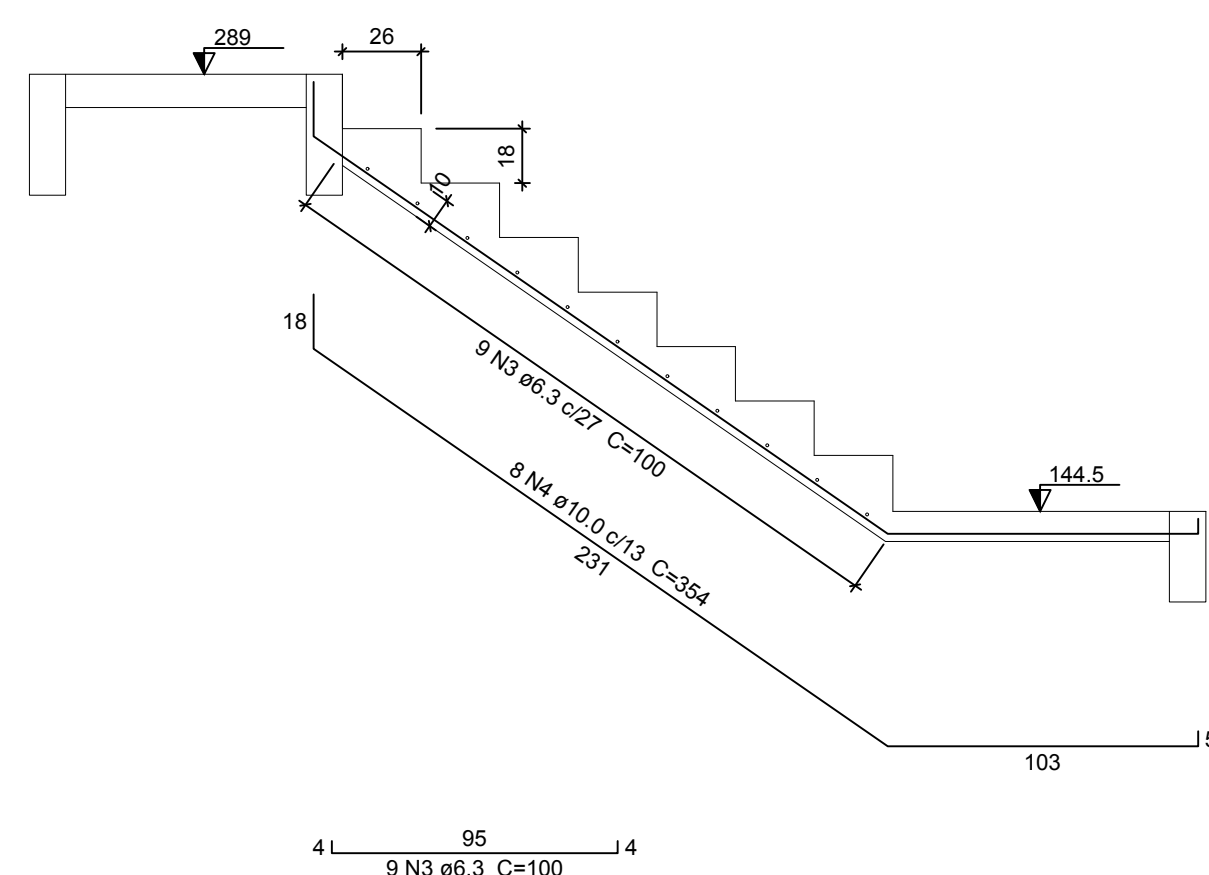
Relação do aço da Escada

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	3	241	723
	2	6.3	4	99	396
	3	6.3	19	100	1900
	4	10.0	8	354	2832
	5	10.0	8	323	2584
	6	10.0	8	122	976

Resumo do aço

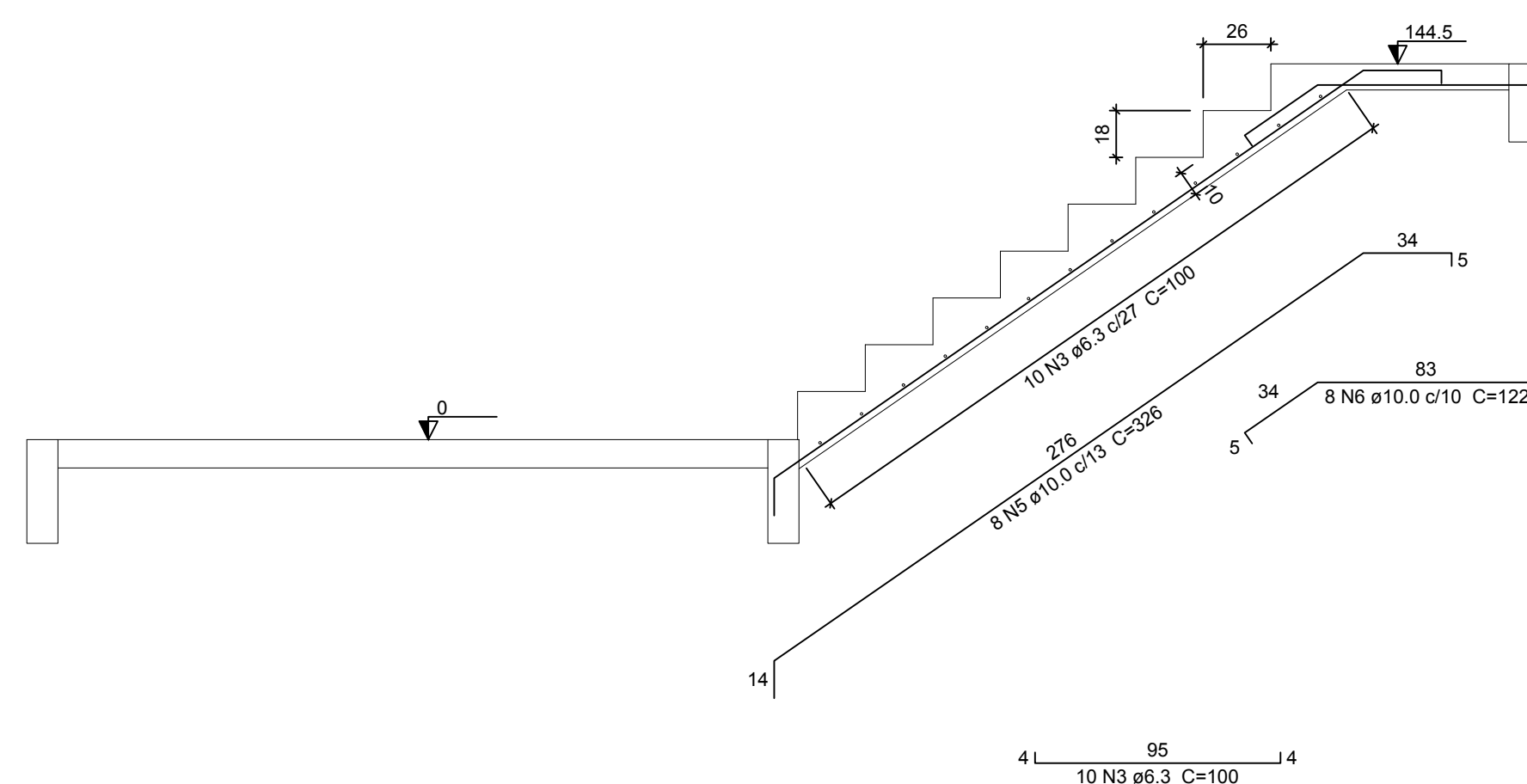
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	30.2	8.1
CA50	10.0	64.2	43.5
PESO TOTAL (kg)			
CA50	51.6		

Volume de concreto = 0.98 m³
Área de forma = 11.96 m²



Corte A-A (LE1)

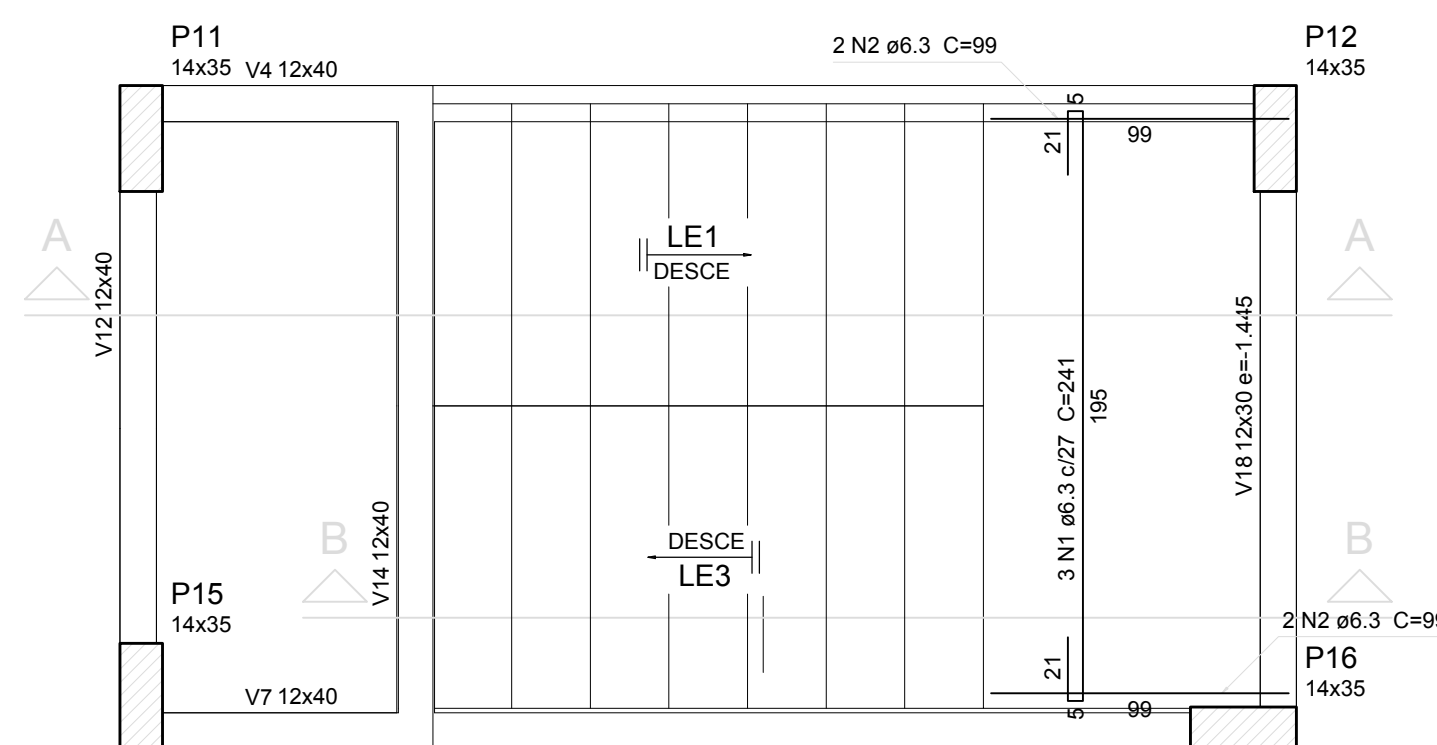
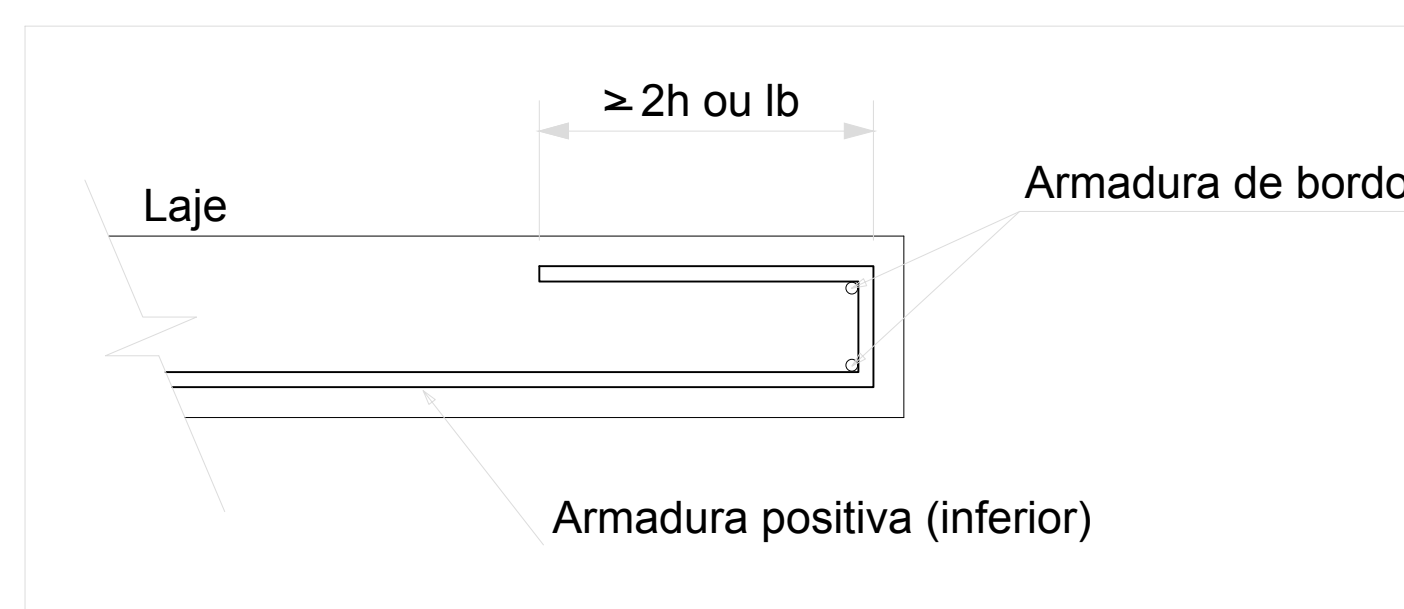
escala 1:25



Corte B-B (LE3)

escala 1:25

DETALHE DA ARMADURA DE BORDO LIVRE DA LAJE



Armação positiva da escada E1

escala 1:25

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Trabalho de Conclusão de Curso

PROJETO ESTRUTURAL

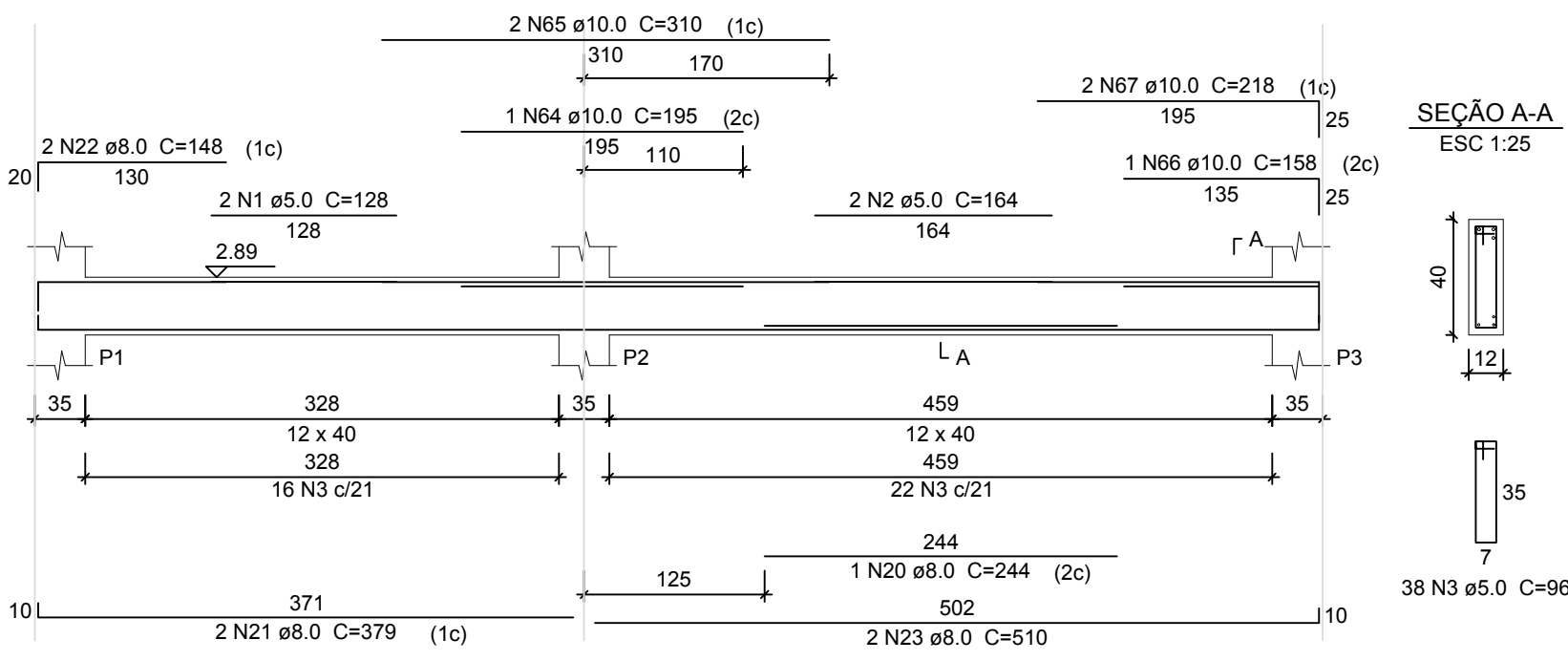
RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR

DETALHAMENTO DAS ARM. DO FUNDO E DA TAMPA C. A. E DA ESCADA

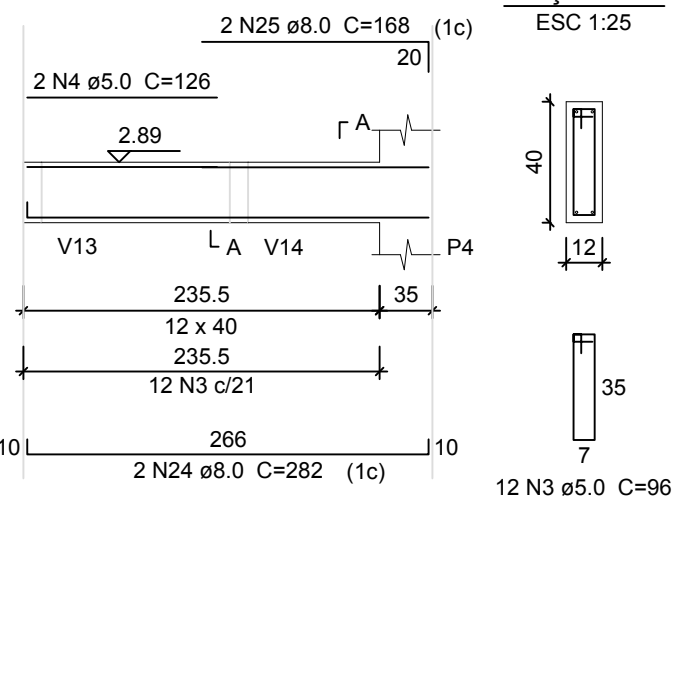


Aluno	Alexandre Deichmann	Escala	Indicada
Orientador	Narbal Ataliba Marcellino	Folha	
Desenho	Alexandre	Data	NOV/2016
			04/04

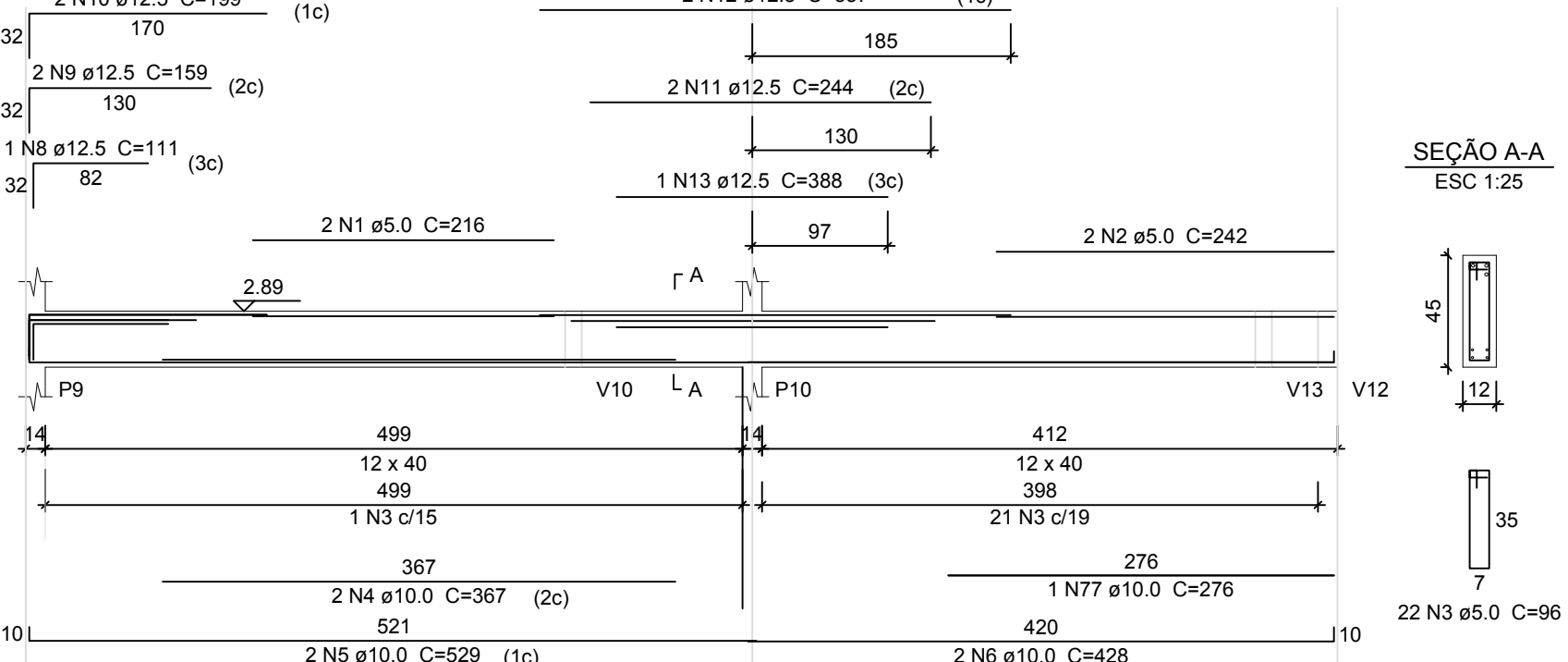
V1
ESC 1:50



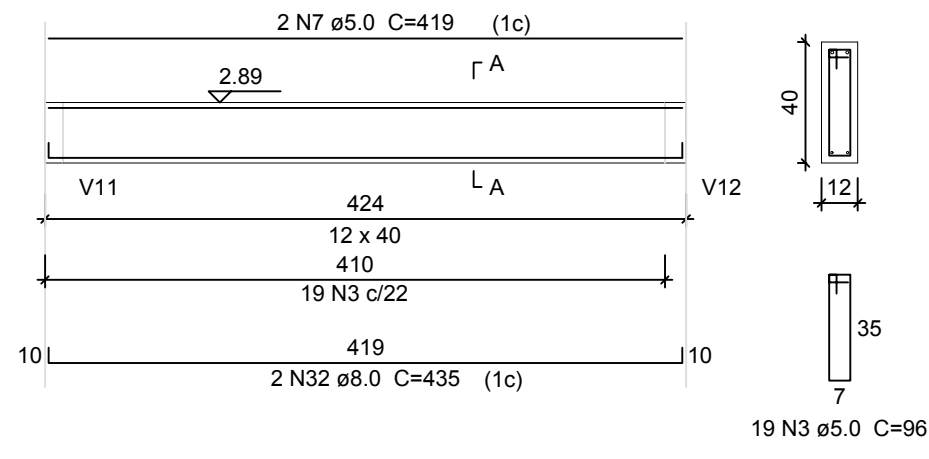
V2
ESC 1:50



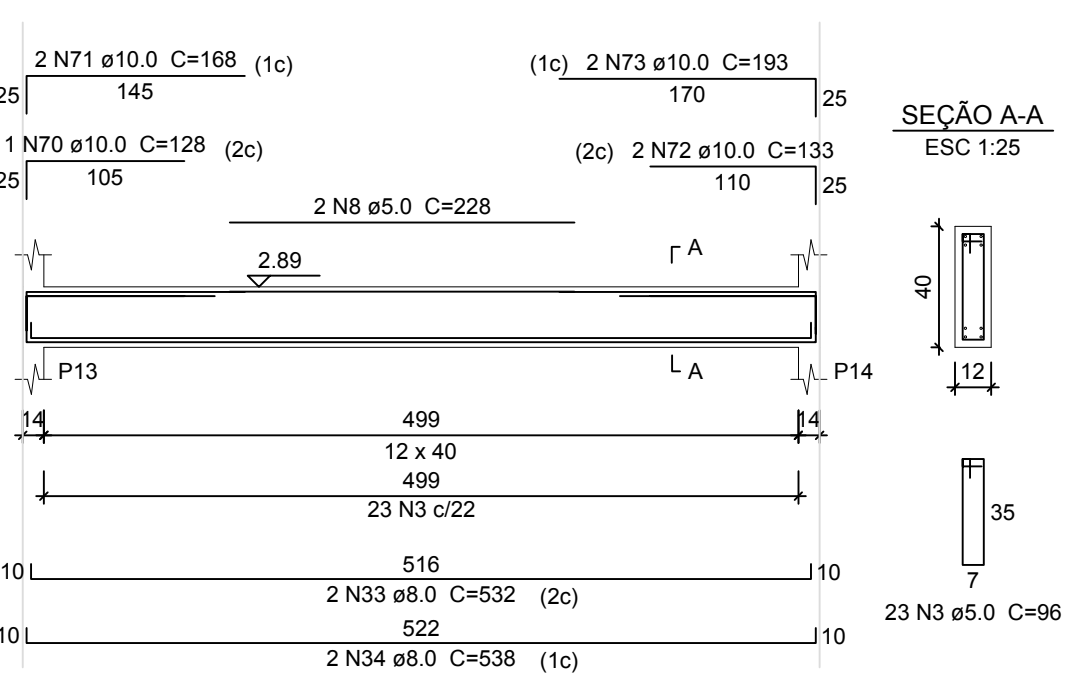
V3
ESC 1:50



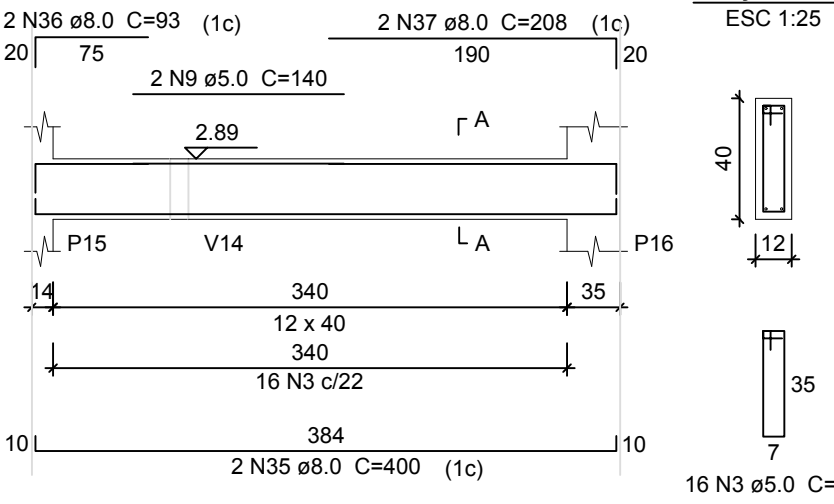
V5
ESC 1:50



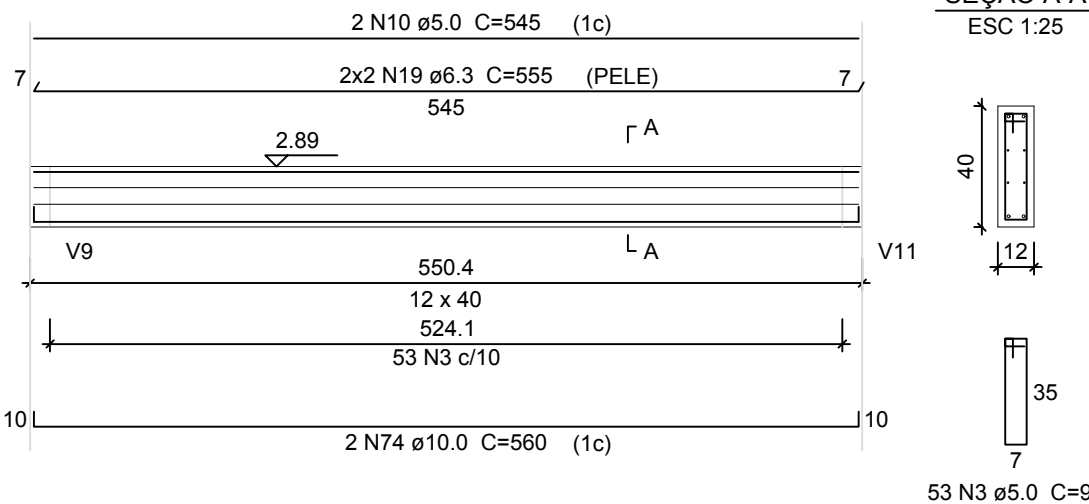
V6
ESC 1:50



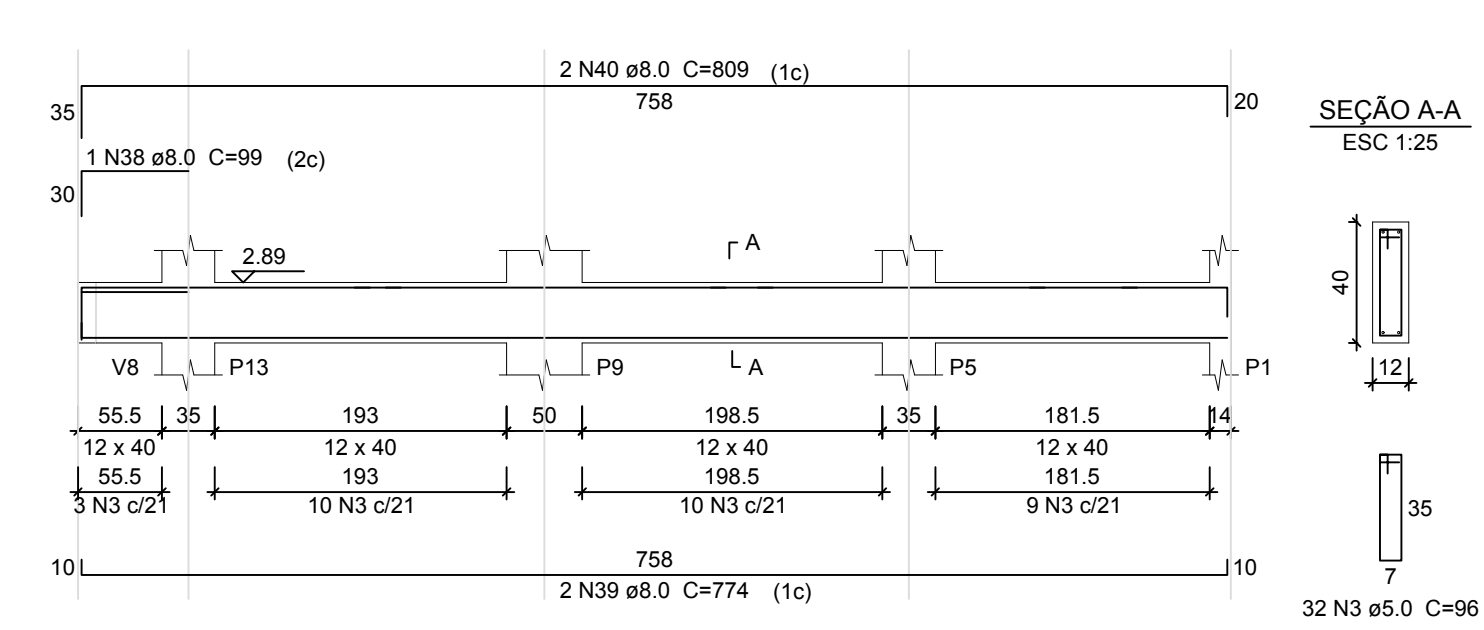
V7
ESC 1:50



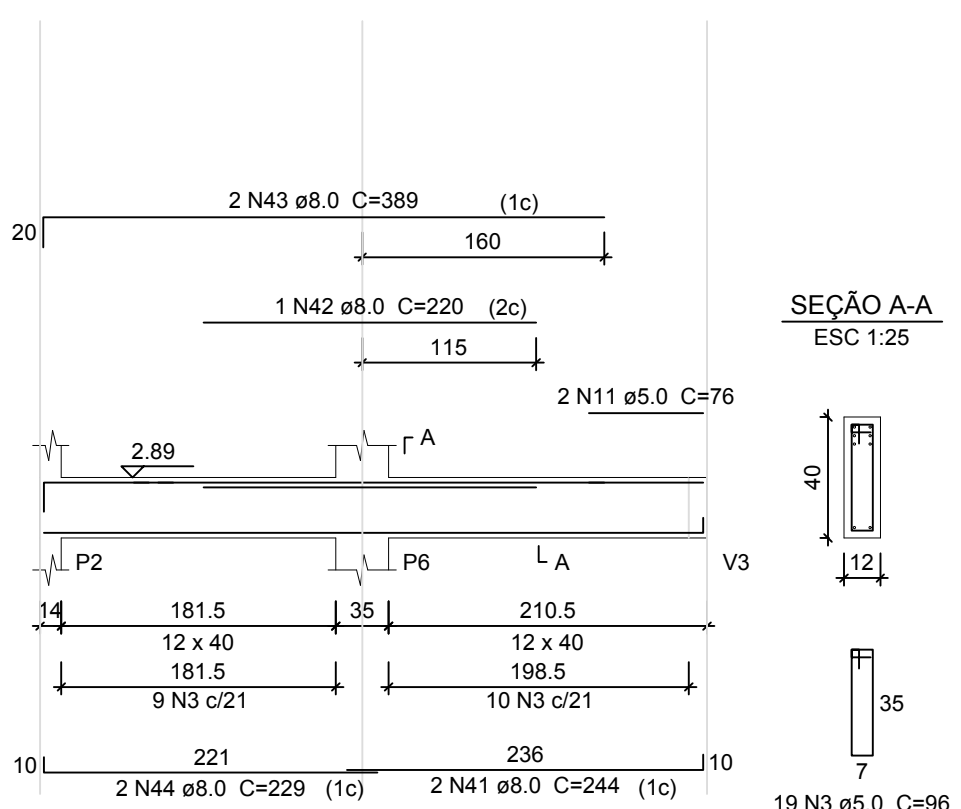
V8
ESC 1:50



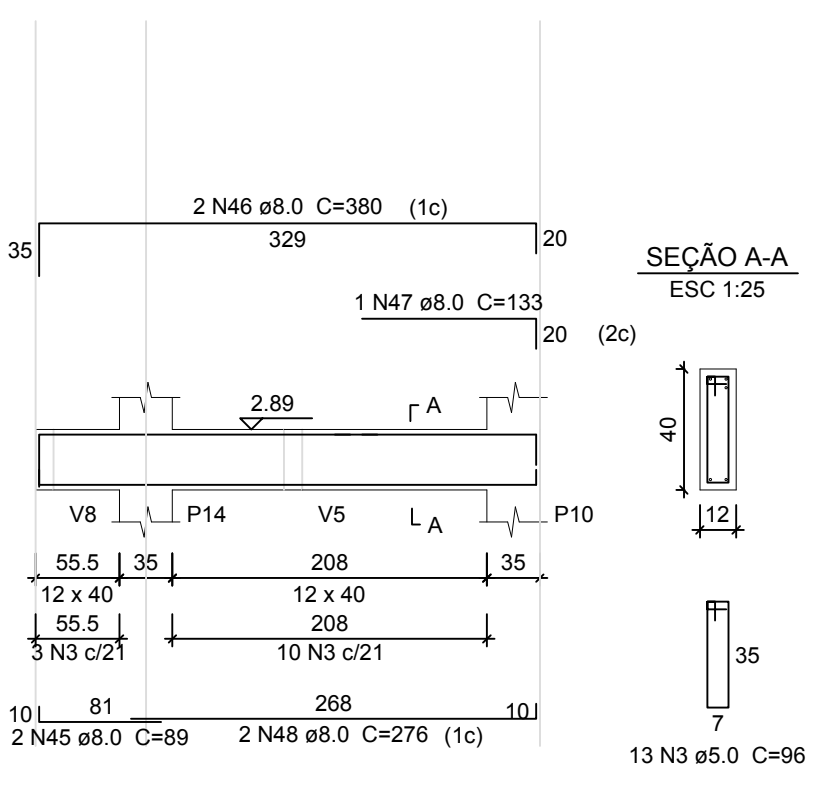
V9
ESC 1:50



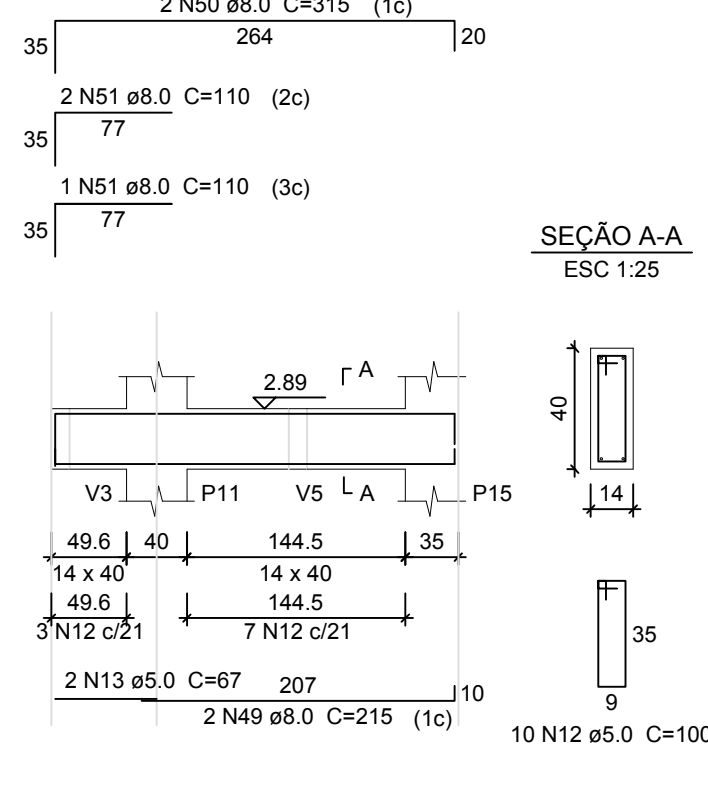
V10
ESC 1:50



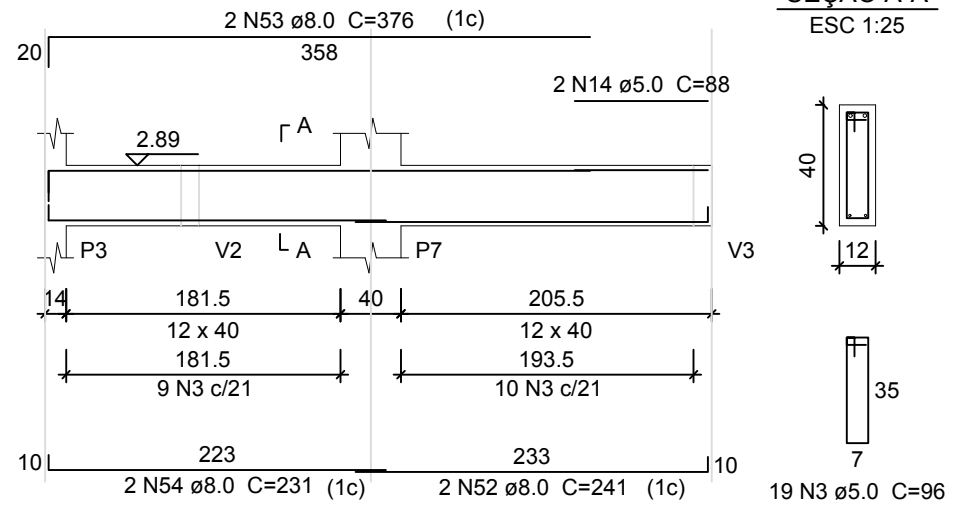
V11
ESC 1:50



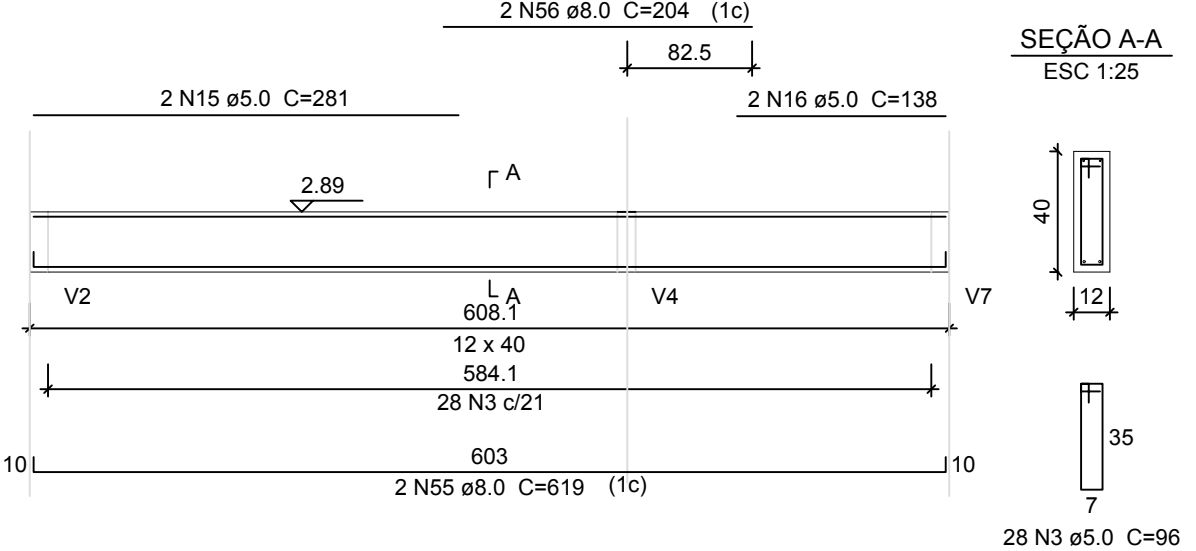
V12
ESC 1:50



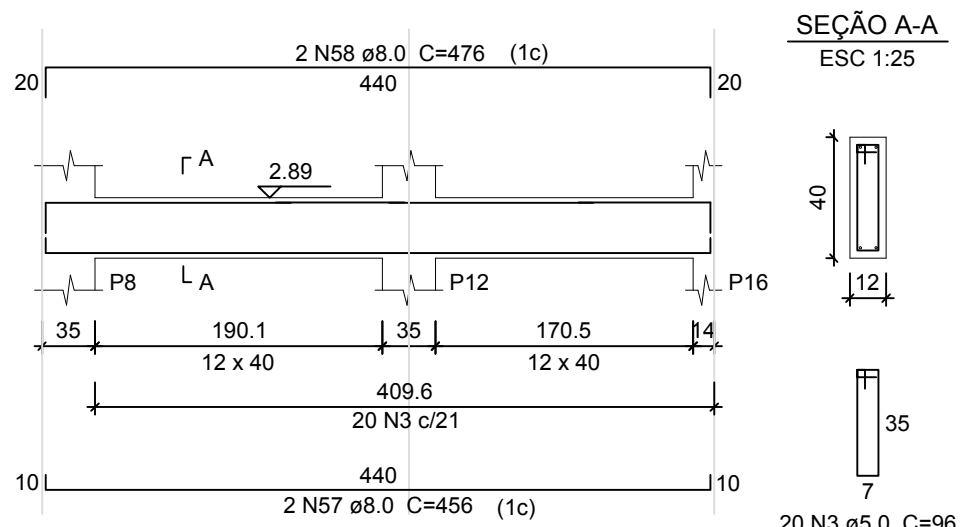
V13
ESC 1:50



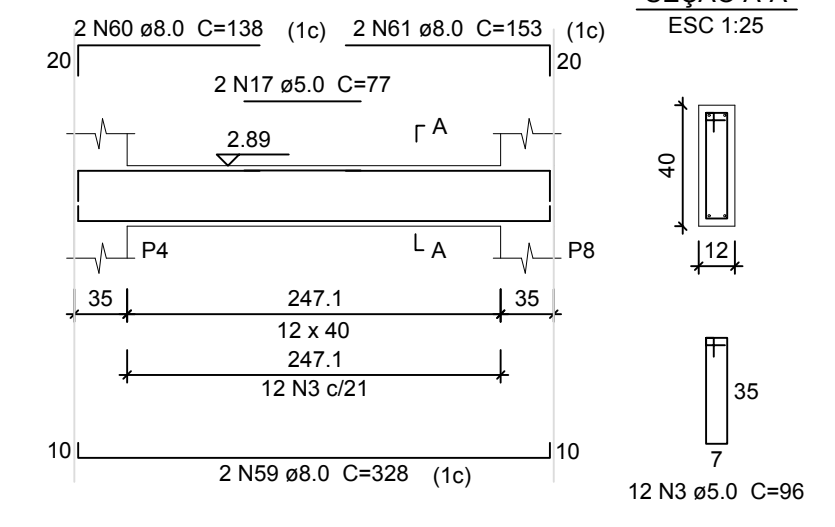
V14
ESC 1:50



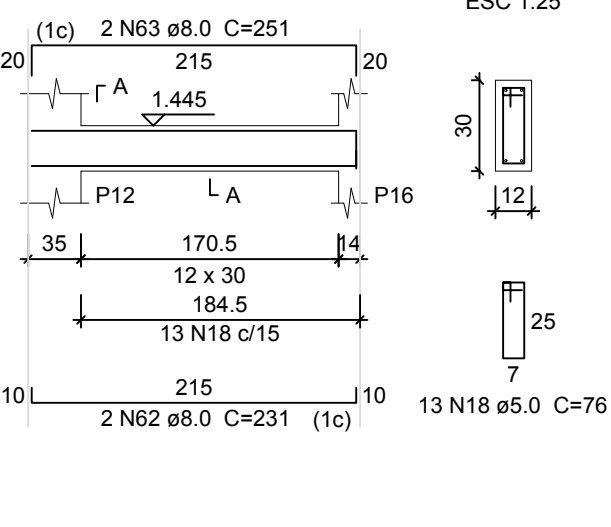
V15
ESC 1:50



V16
ESC 1:50



VE
ESC 1:50



Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	2	128	256
	2	5.0	2	164	328
	3	5.0	356	96	34176
	4	5.0	2	126	252
	5	5.0	2	158	316
	6	5.0	2	217	434
	7	5.0	2	419	838
	8	5.0	2	228	456
	9	5.0	2	140	280
	10	5.0	2	545	10900
	11	5.0	2	76	152
	12	5.0	10	100	1000
	13	5.0	2	67	134
	14	5.0	2	88	176
	15	5.0	2	281	562
	16	5.0	2	138	276
	17	5.0	2	77	154
	18	5.0	13	76	988
CA50	19	6.3	4	555	2220
	20	8.0	1	244	244
	21	8.0	2	379	758
	22	8.0	2	148	296
	23	8.0	2	510	1020
	24	8.0	2	282	564
	25	8.0	2	168	336
	26	8.0	1	120	120
	27	8.0	1	124	124
	28	8.0	1	144	144
	29	8.0	2	184	368
	30	8.0	2	107	214
	31	8.0	2	150	300
	32	8.0	2	435	870
	33	8.0	2	532	1064
	34	8.0	2	538	1076
	35	8.0	2	400	800
	36	8.0	2	93	186
	37	8.0	2	208	416
	38	8.0	1	99	99
	39	8.0	2	774	1548
40	8.0	2	809	1618	
41	8.0	2	244	488	
42	8.0	1	220	220	
43	8.0	2	389	778	
44	8.0	2	229	458	
45	8.0	2	89	178	
46	8.0	2	380	760	
47	8.0	1	133	133	
48	8.0	2	276	552	
49	8.0	2	215	430	
50	8.0	2	315	630	
51	8.0	3	110	330	
52	8.0	2	241	482	
53	8.0	2	376	752	
54	8.0	2	231	462	
55	8.0	2	619	1238	
56	8.0	2	204	408	
57	8.0	2	456	912	
58	8.0	2	476	952	
59	8.0	2	328	656	
60	8.0	2	138	276	
61	8.0	2	153	306	
62	8.0	2	231	462	
63	8.0	2	251	502	
64	10.0	1	195	195	
65	10.0	2	310	620	
66	10.0	1	158	158	
67	10.0	2	218	436	
68	10.0	4	529	2116	
69	10.0	1	247	247	
70	10.0	1	128	128	
71	10.0	2	168	336	
72	10.0	2	133	266	
73	10.0	2	193	386	
74	10.0	2	560	1120	
75	12.5	1	260	260	
76	12.5	2	430	860	
77	10	1	276	276	

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	22.2	6
	8.0	245.3	106.5
	10.0	60.1	40.7
	12.5	11.2	11.9
CA60	5.0	418.7	71
PESO TOTAL (kg)			185.1
CA50			165.1
CA60			71

Volume de concreto (C-30) = 3.8 m³
Área de forma = 72.59 m²

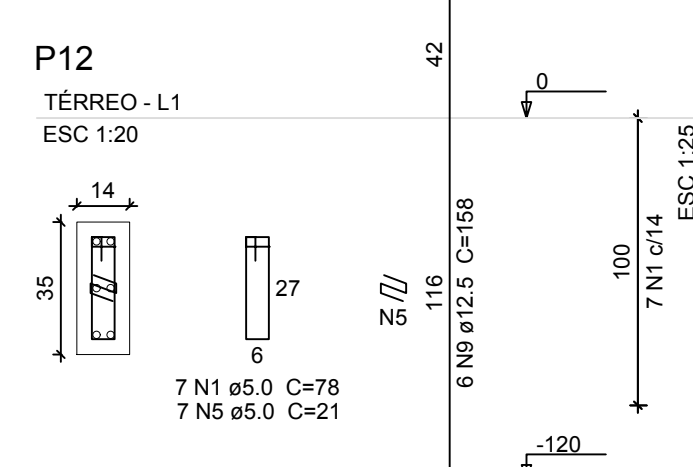
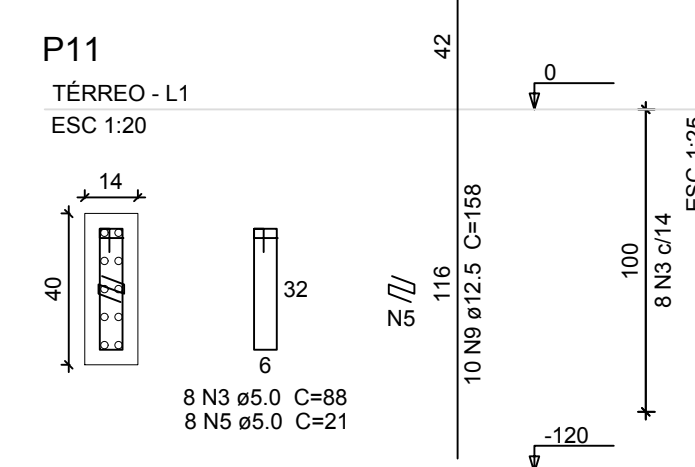
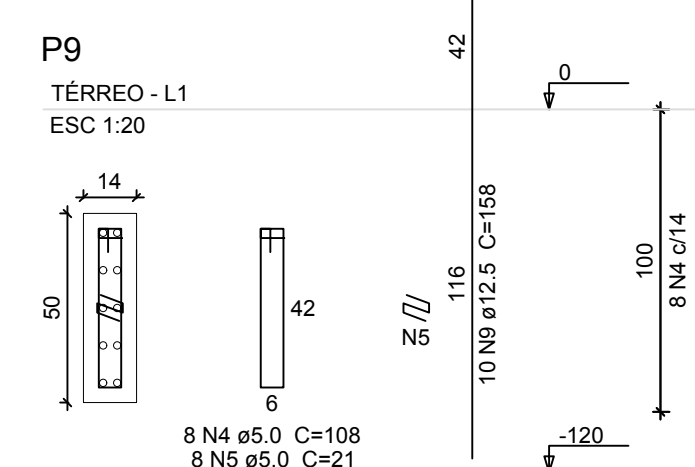
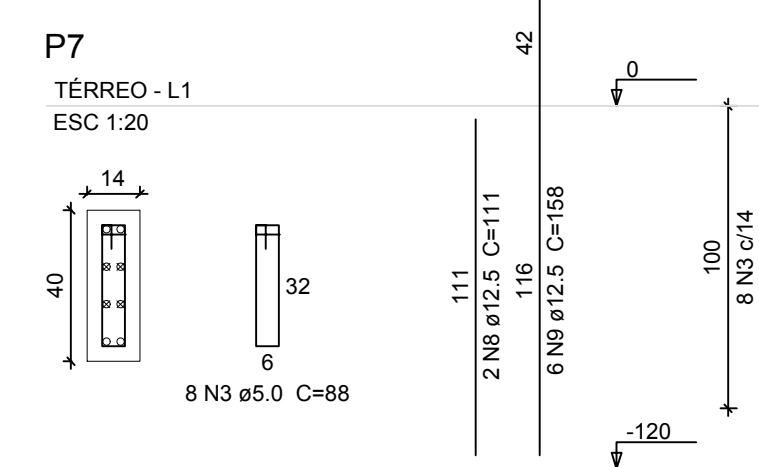
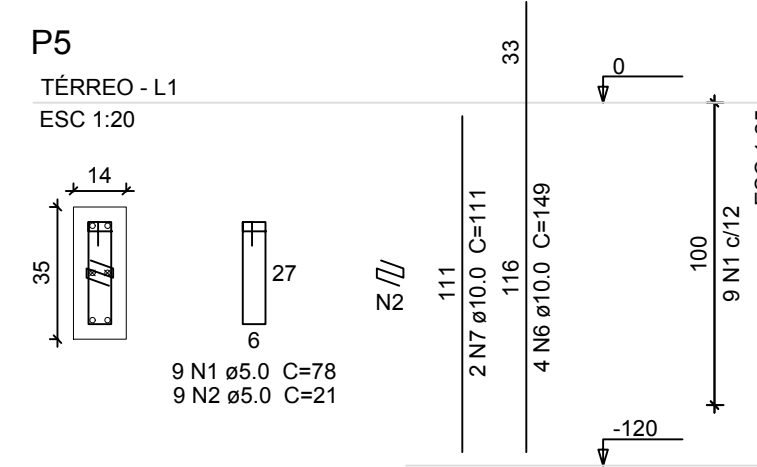
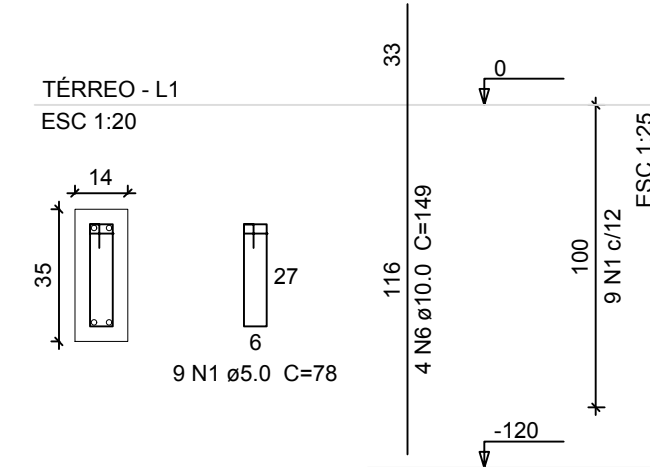
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Trabalho de Conclusão de Curso



PROJETO ESTRUTURAL
RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR
DETALHAMENTO DAS VIGAS DO PAVIMENTO SUPERIOR

Aluno	Alexandre Deichmann	Escala	
Orientador	Narbal Ataliba Marcellino	Indicada	
Desenho	Alexandre	Folha	
Data	NOV/2016		01/01

P1=P2=P3=P4=P6=P8=P10=P15=P16



Relação do aço (lanço L1)

9xP2 P9 2xP13	P5 P11	P7 P12			
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	113	78	8814
	2	5.0	9	21	189
	4	5.0	16	88	1408
	5	5.0	23	21	483
CA50	6	10.0	40	149	5960
	7	10.0	2	111	222
	8	12.5	2	111	222
	9	12.5	48	158	7584

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	10.0	61.9	41.9
CA60	12.5	78.1	82.7
PESO TOTAL (kg)			19.9
CA50	124.6		
CA60	19.9		

Volume de concreto (C-30) = 0.98 m³
Área de forma = 19.42 m²

Relação do aço (lanço L2)

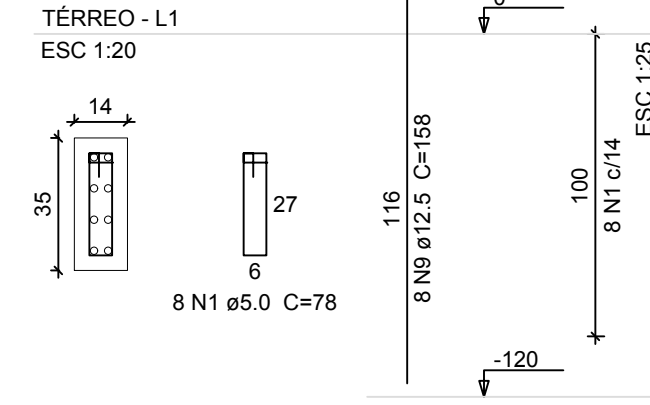
10xP1 P11	P7 P12	P9 2xP13			
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	313	90	28170
	2	5.0	42	100	4200
	3	5.0	126	24	3024
CA50	4	5.0	21	120	2520
	5	10.0	40	322	12880
	6	12.5	48	331	15888
	7	12.5	6	286	1716

Resumo do aço

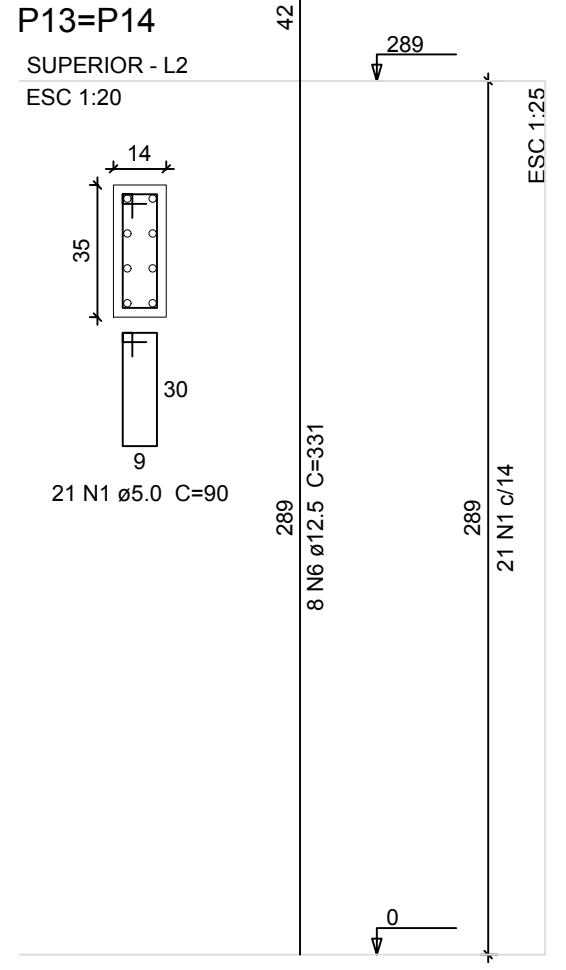
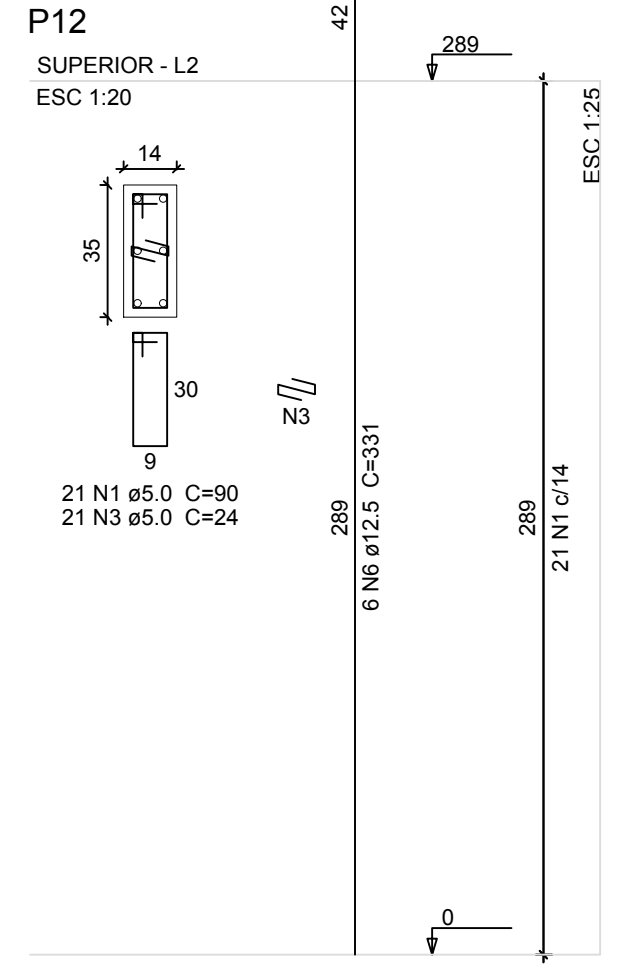
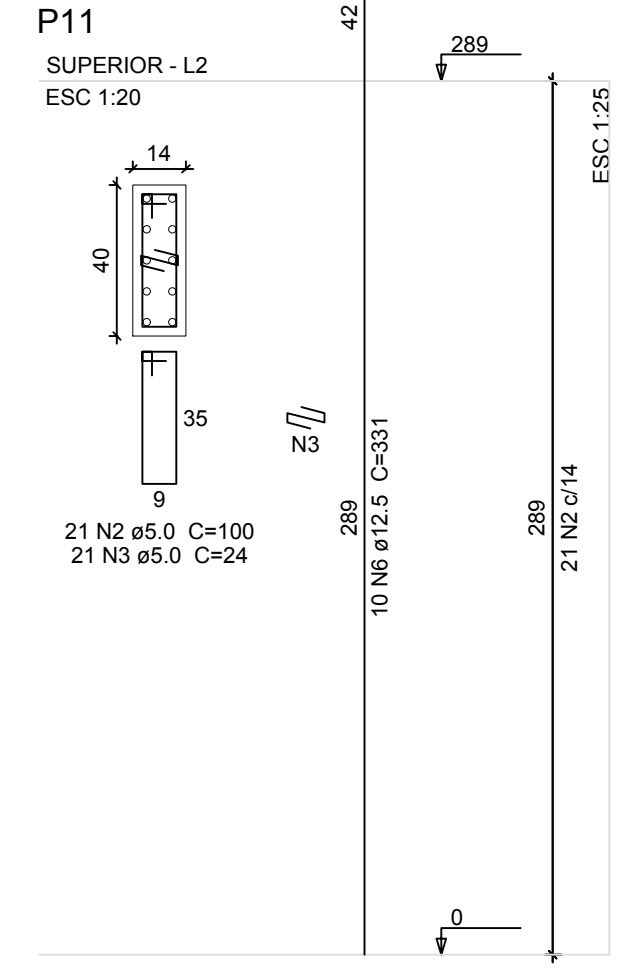
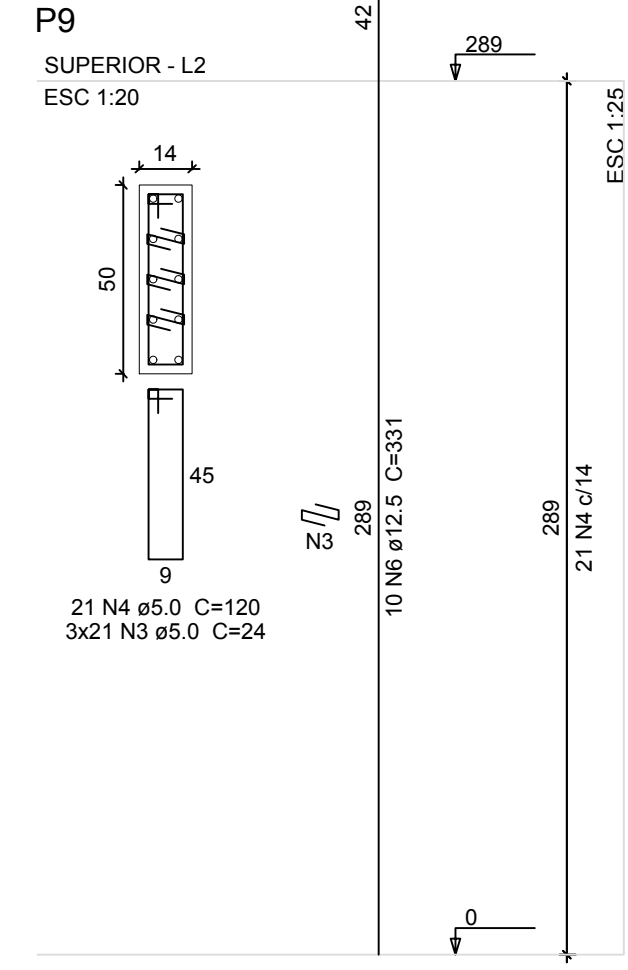
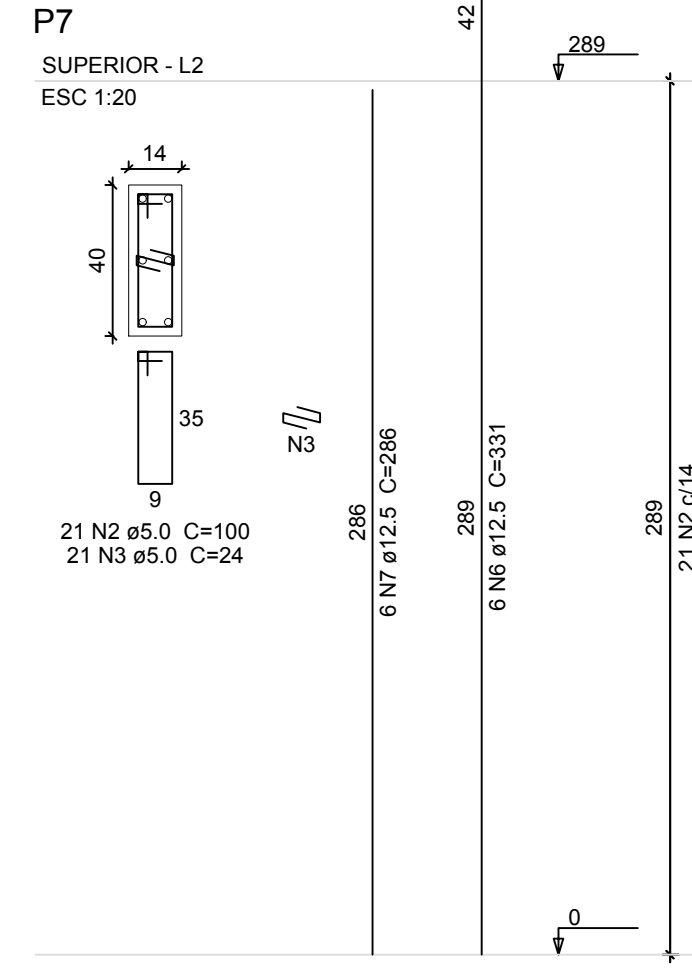
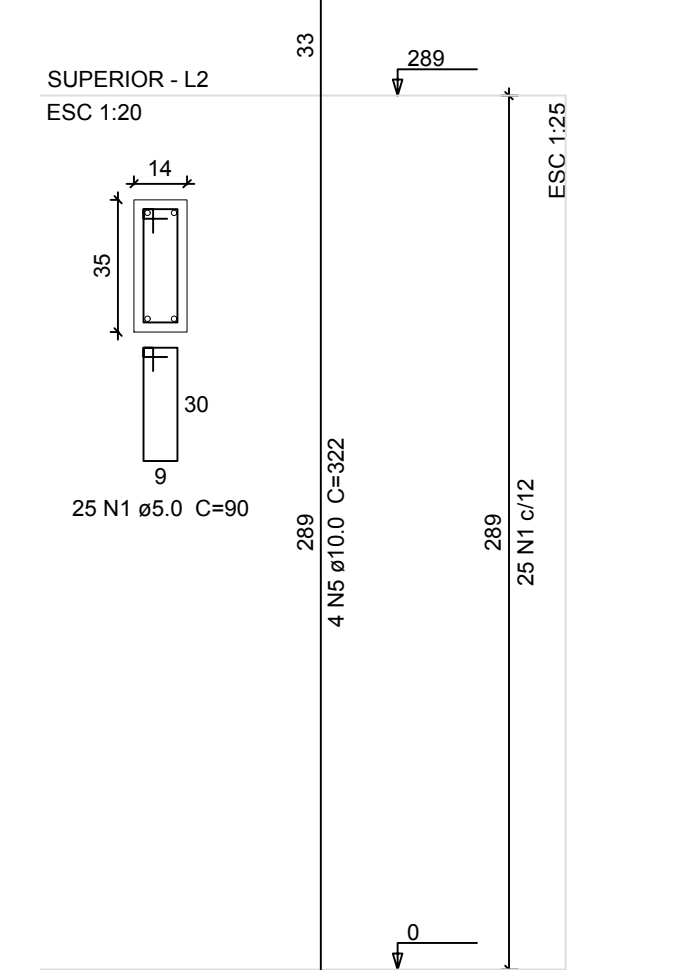
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	10.0	128.8	87.4
CA60	5.0	379.2	64.3
PESO TOTAL (kg)			
CA50	273.9		
CA60	64.3		

Volume de concreto (C-30) = 2.37 m³
Área de forma = 46.76 m²

P13=P14



P1=P2=P3=P4=P5=P6=P8=P10=P15=P16



Relação do Aço (lanço L3)

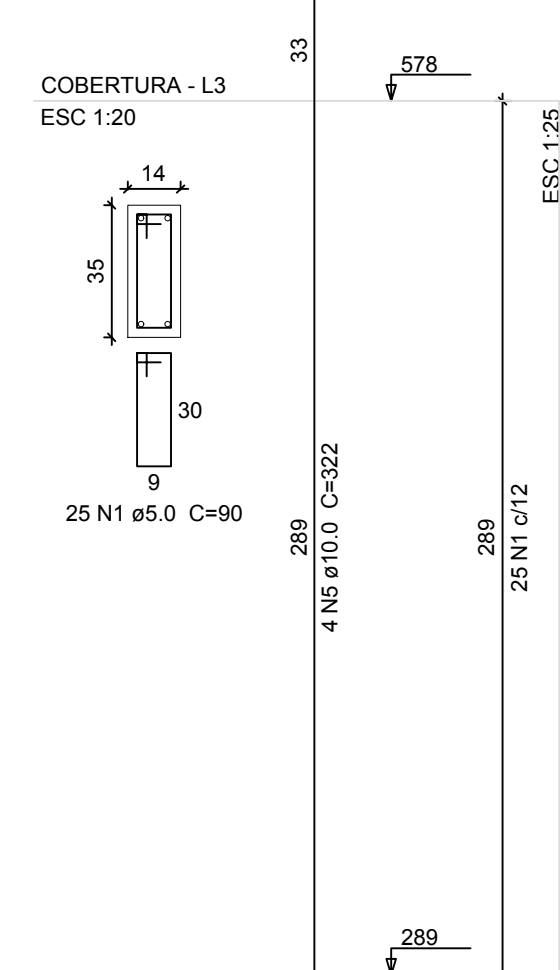
6xP1 P9 2xP13	4xP3 P11	P7 P12			
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	313	90	28170
	2	5.0	46	100	4600
	3	5.0	21	120	2520
	4	5.0	105	24	2520
CA50	5	10.0	24	322	7728
	6	10.0	20	286	5720
	7	12.5	42	286	12012

Resumo do aço

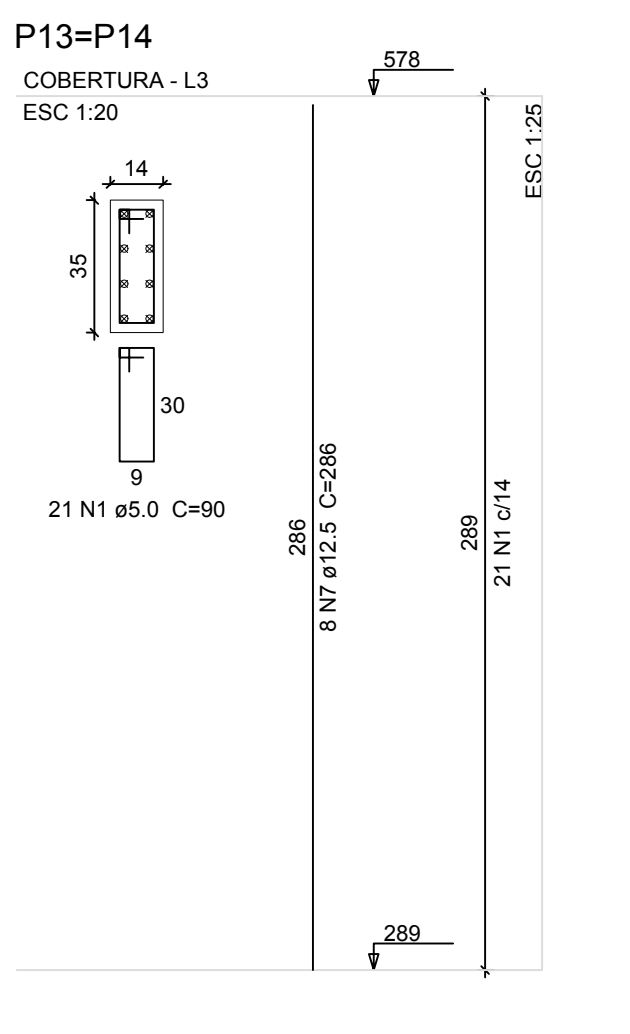
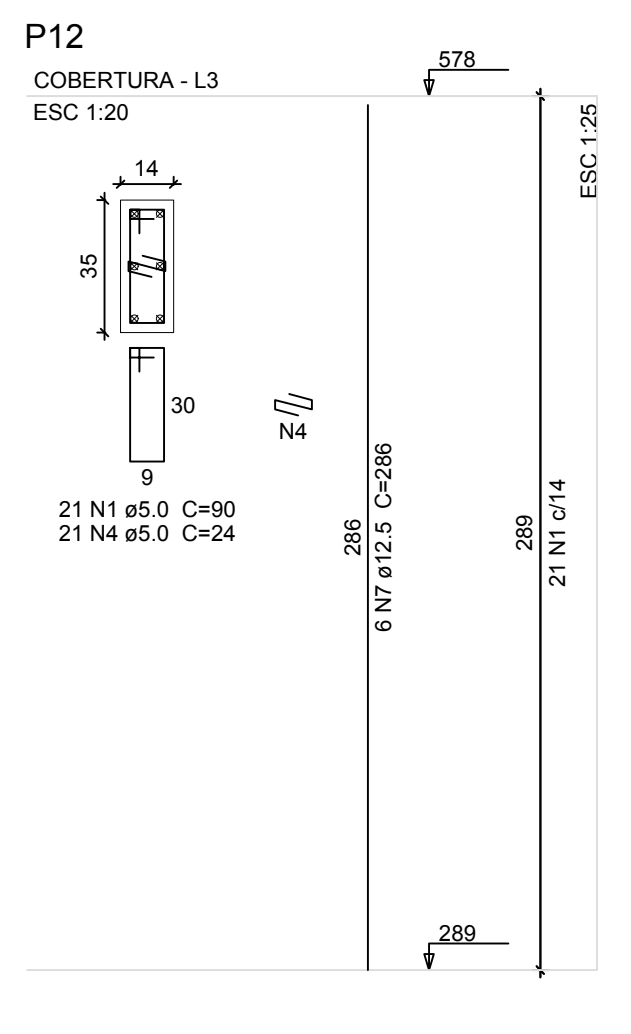
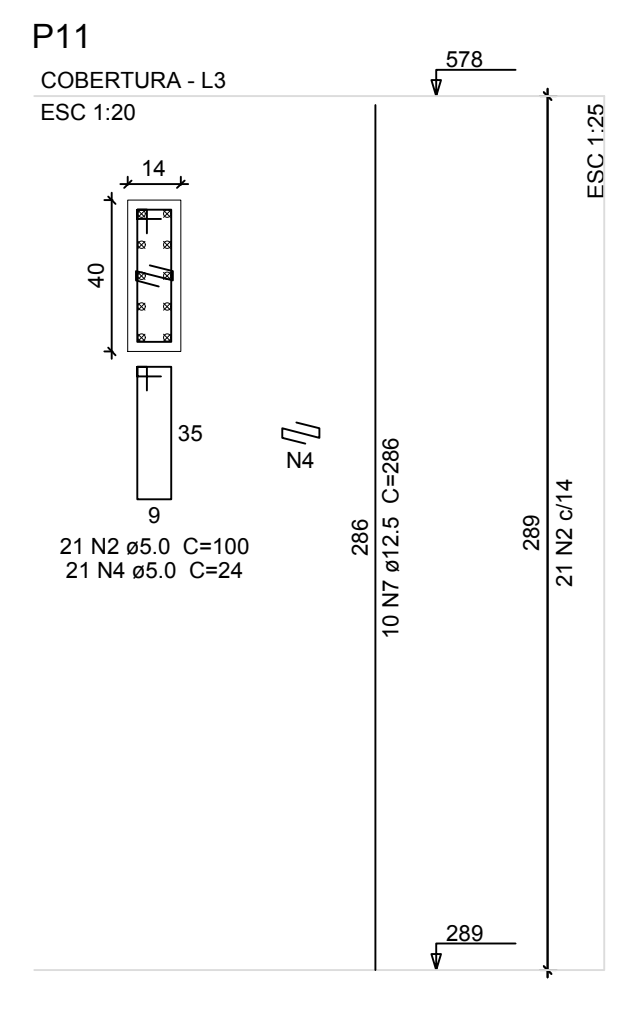
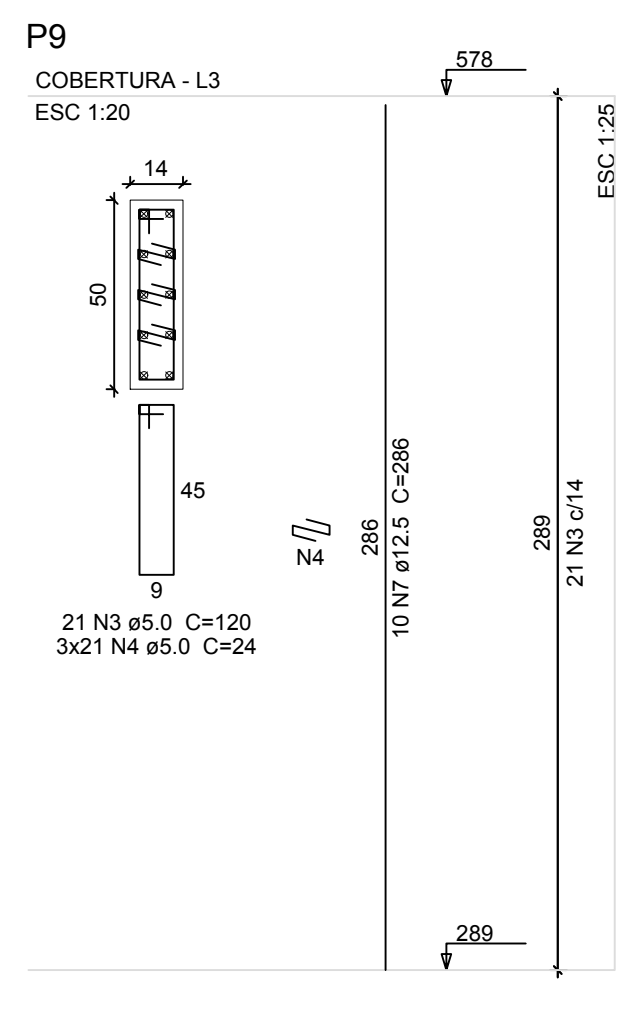
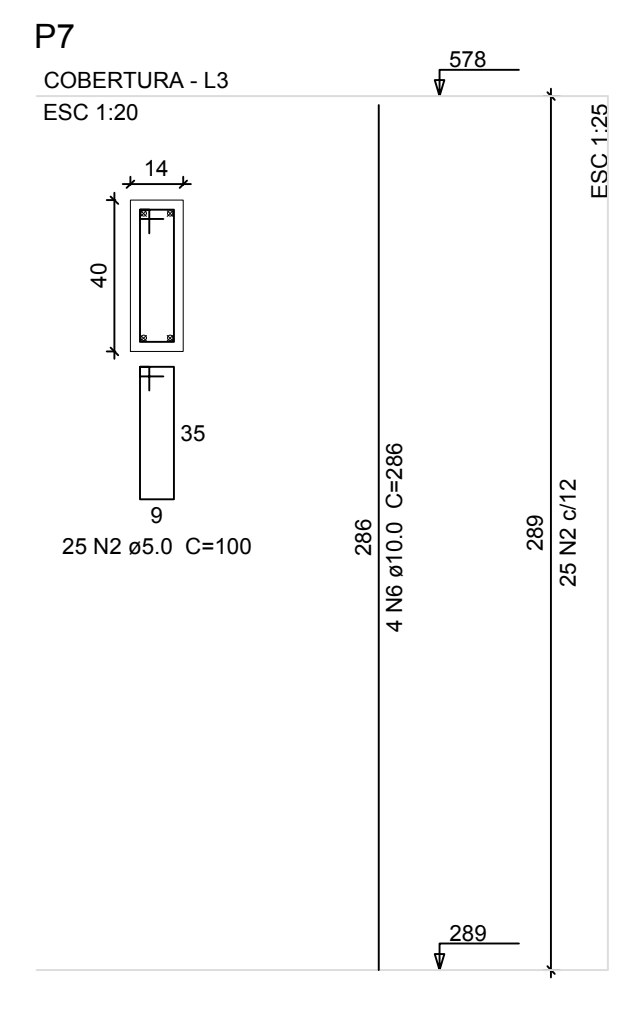
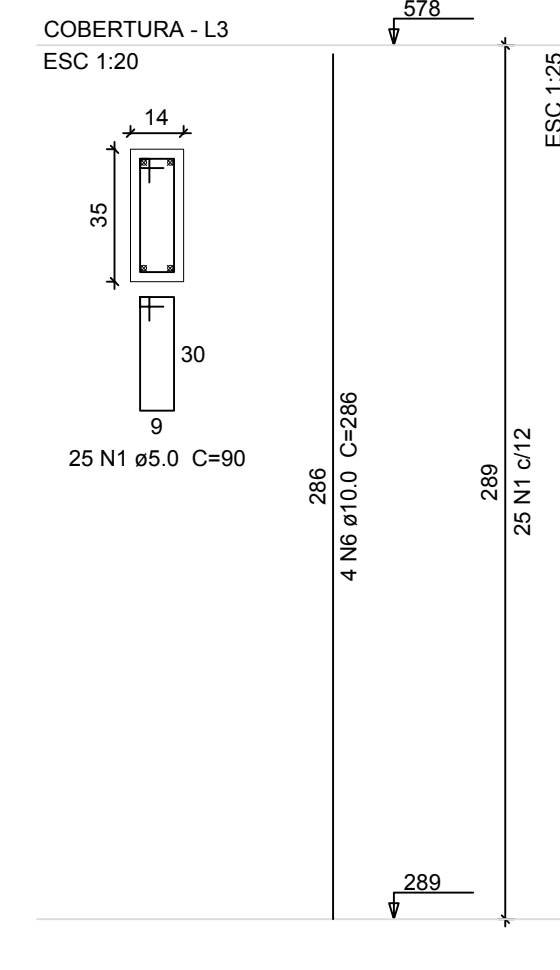
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	10.0	134.5	91.2
CA60	5.0	378.1	64.1
PESO TOTAL (kg)			
CA50	218.5		
CA60	64.1		

Volume de concreto (C-30) = 2.37 m³
Área de forma = 46.76 m²

P1=P2=P4=P5=P6=P8



P3=P10=P15=P16



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Trabalho de Conclusão de Curso



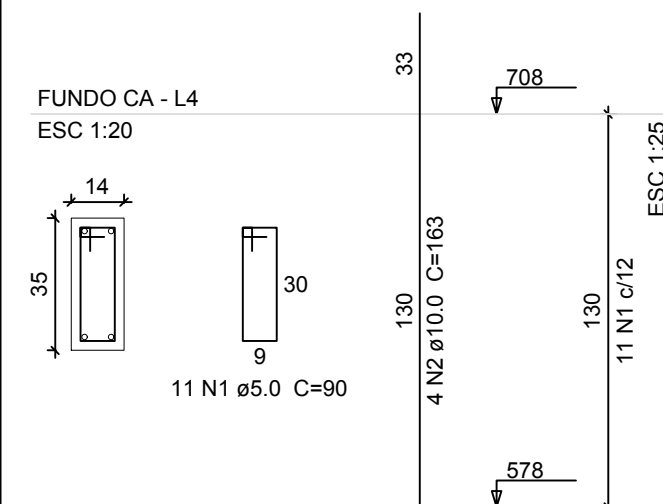
PROJETO ESTRUTURAL

RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR

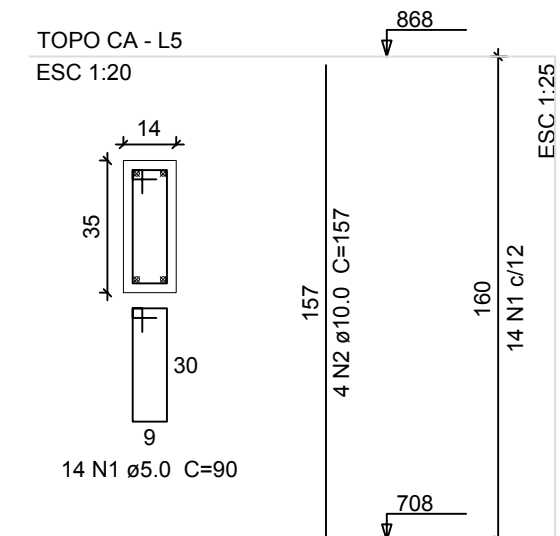
DETALHAMENTO DOS PILARES DO
TÉRREO, SUPERIOR E COBERTURA

Aluno	Alexandre Deichmann	Escala	Indicada
Orientador	Narbal Ataliba Marcellino	Folha	
Desenho	Alexandre	Data	NOV/2016
			01/02

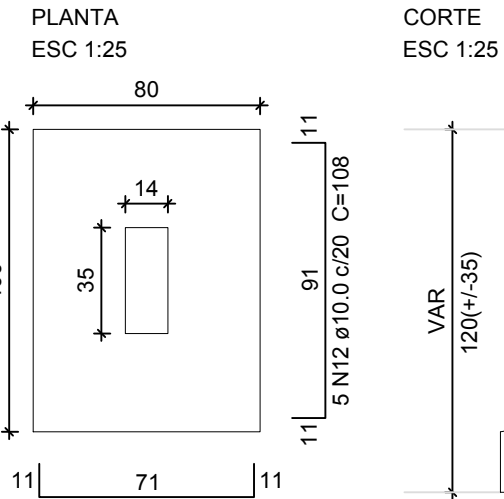
P1=P2=P5=P6



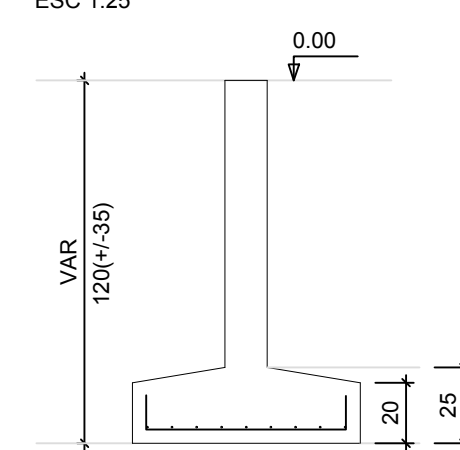
P1=P2=P5=P6



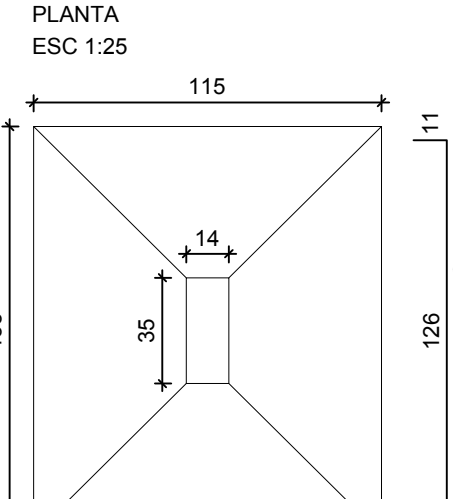
S1



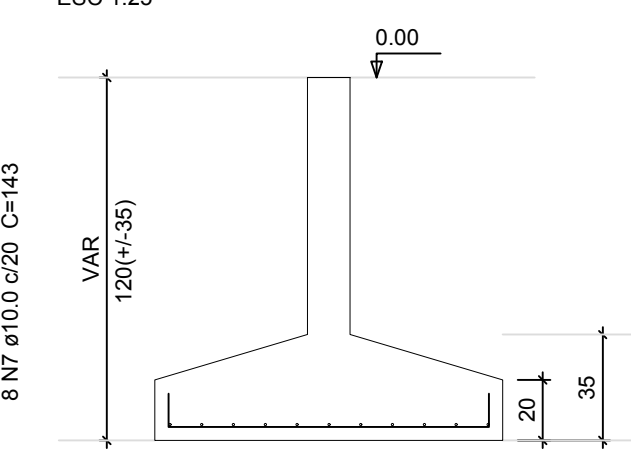
CORTE



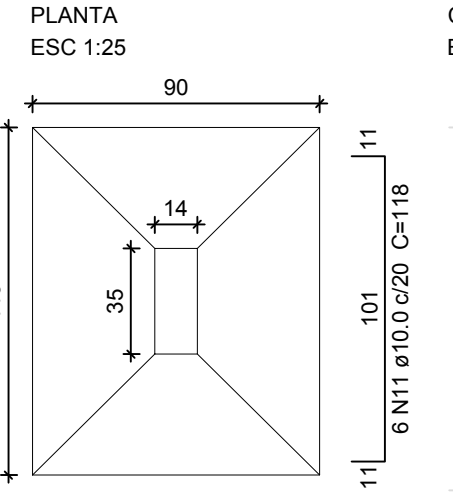
S2



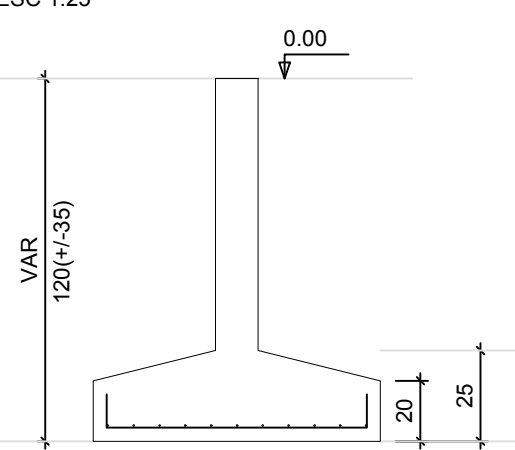
CORTE



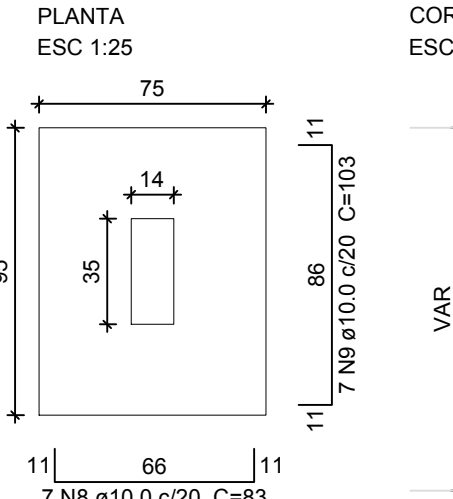
S3=S5



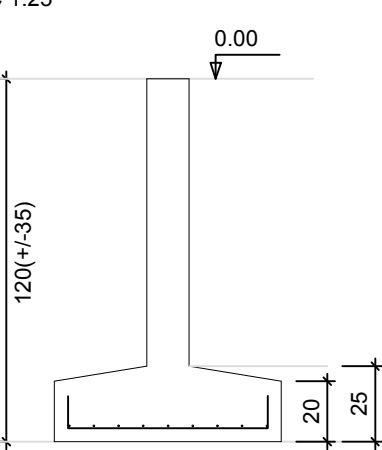
CORTE



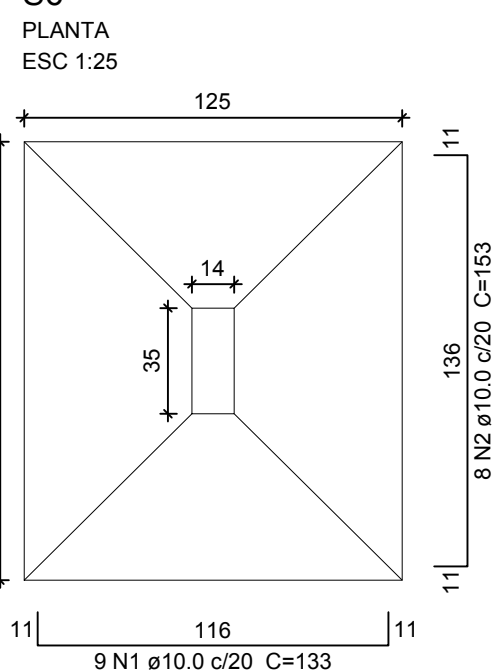
S4=S16



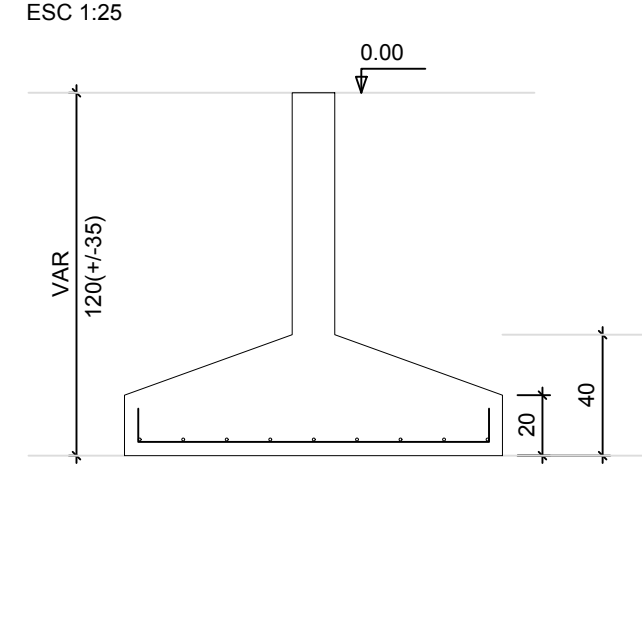
CORTE



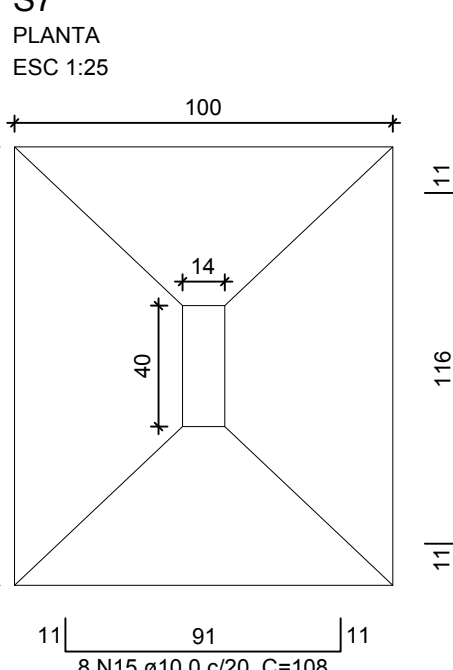
S6



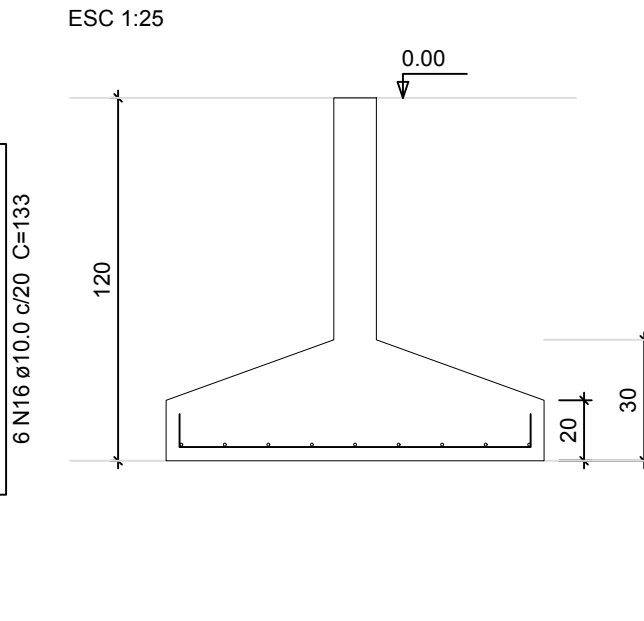
CORTE



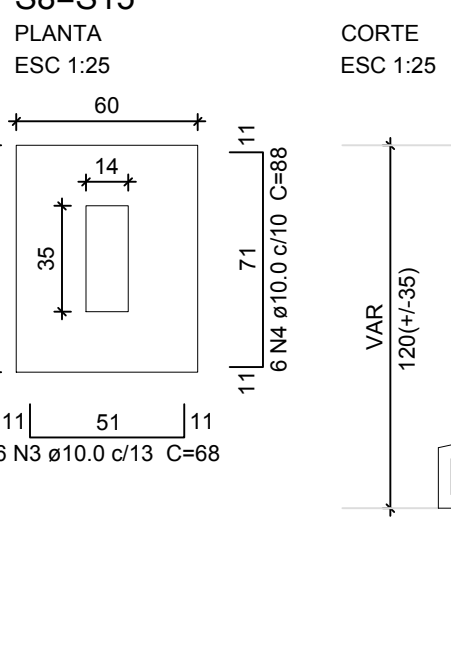
S7



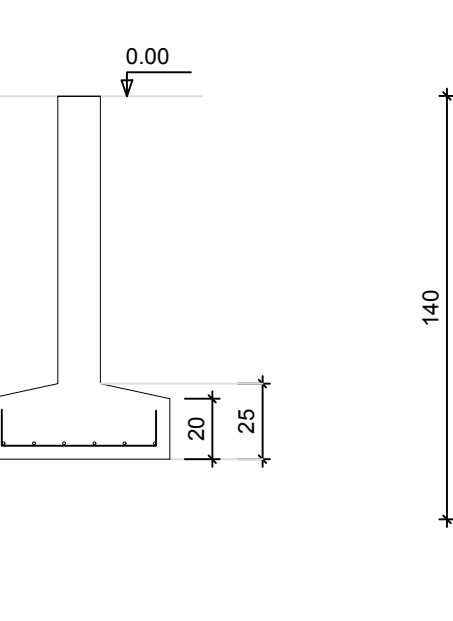
CORTE



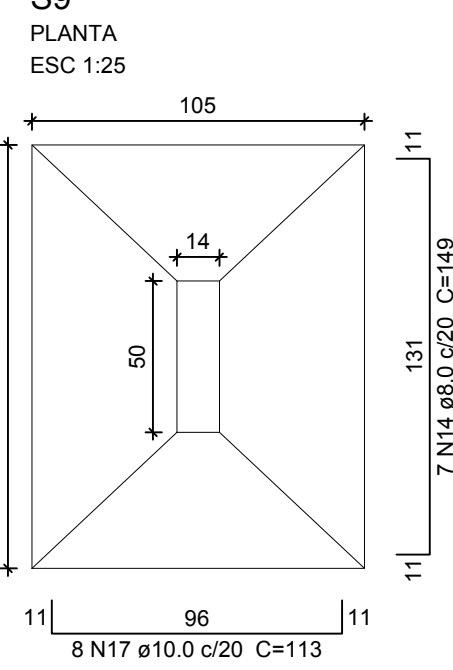
S8=S15



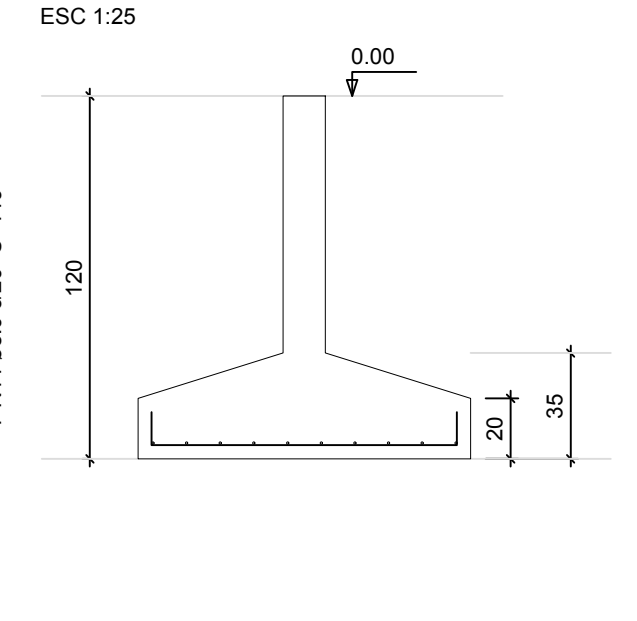
CORTE



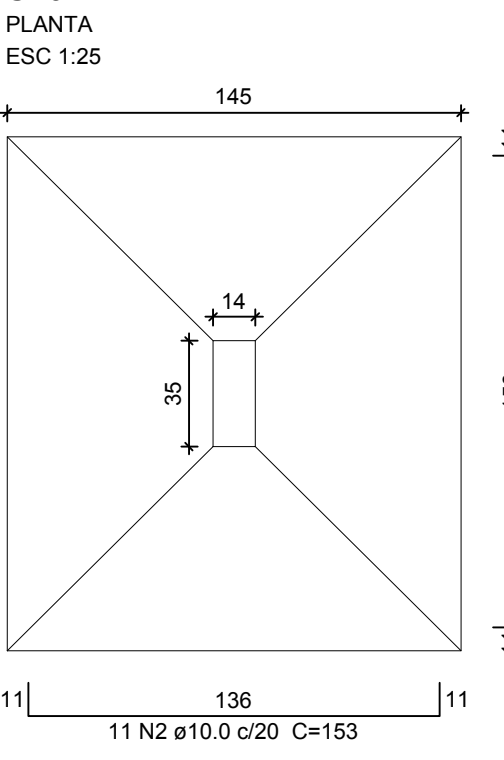
S9



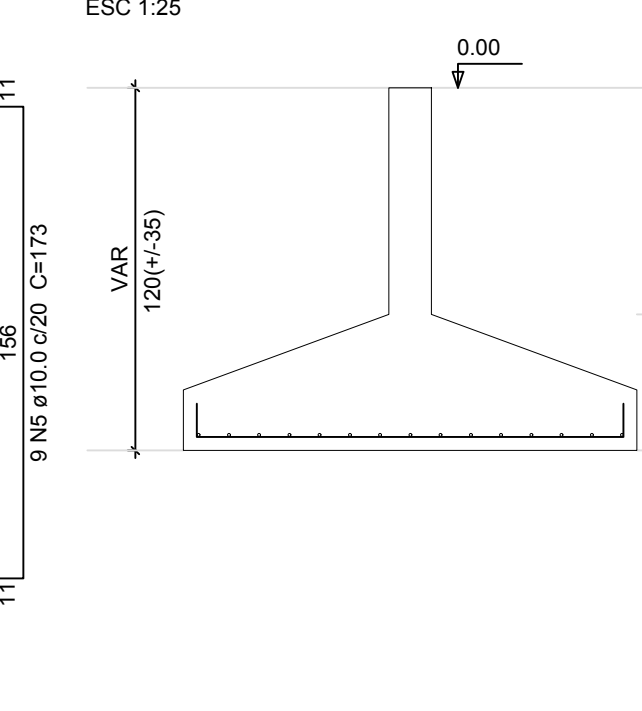
CORTE



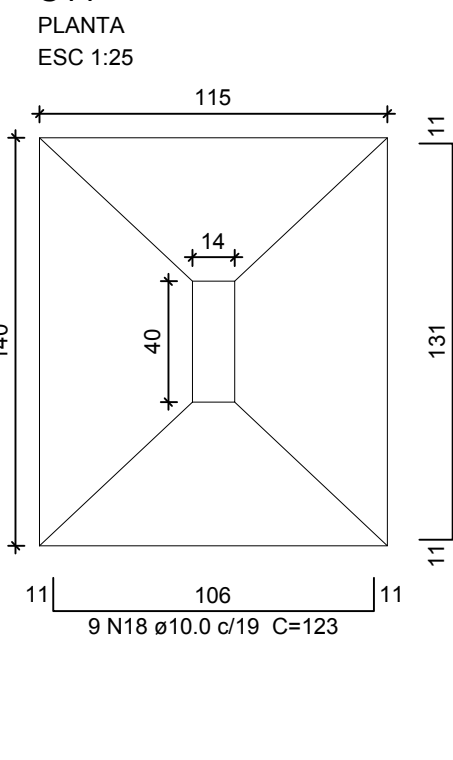
S10



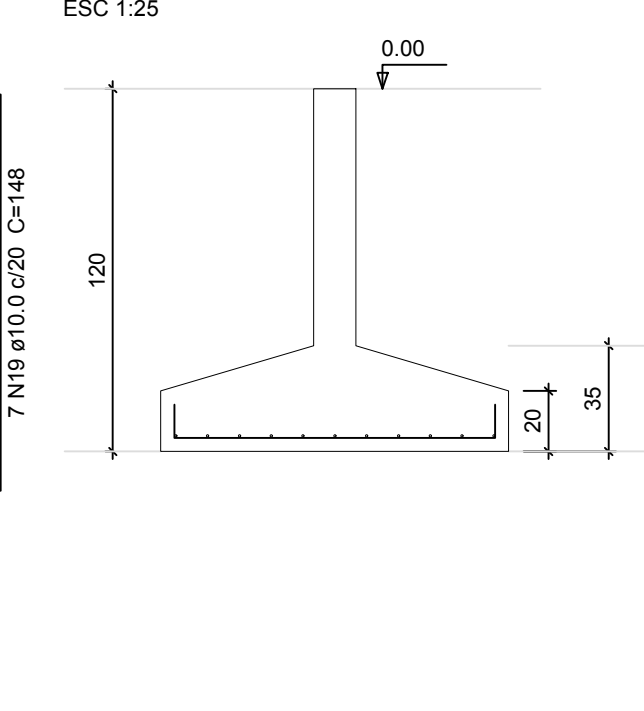
CORTE



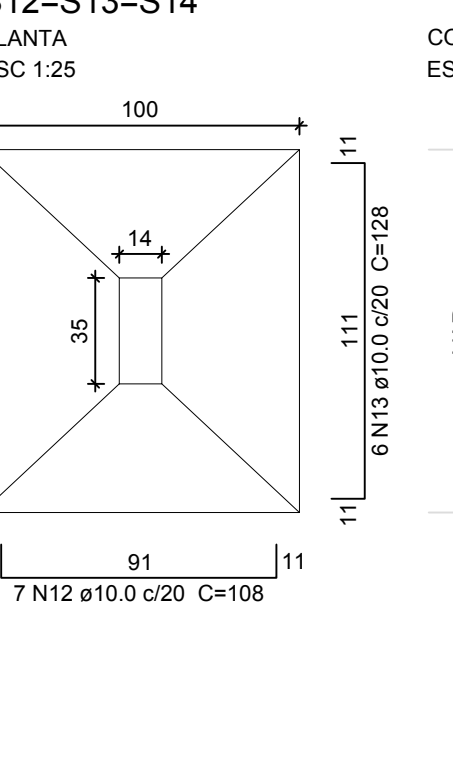
S11



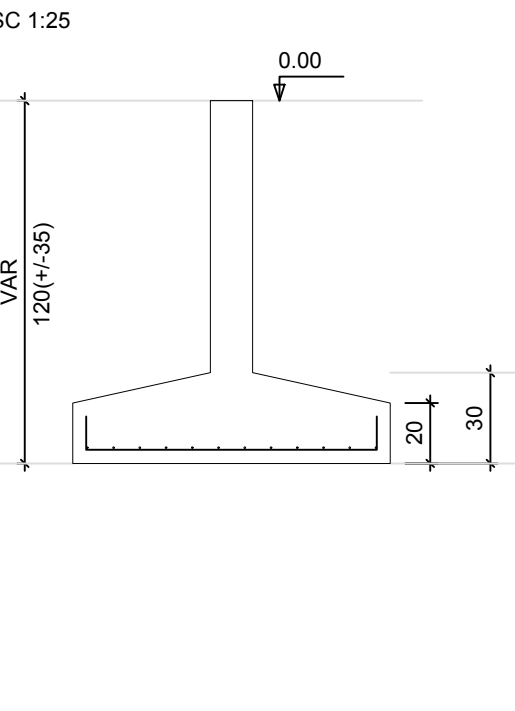
CORTE



S12=S13=S14



CORTE



Relação do aço dos Pilares (lances L4 e L5)

ACO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	44	90	3960
CA50	2	10.0	16	163	2608

Resumo do aço

ACO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	10.0	26.1	17.7
CA60	5.0	39.6	6.7
PESO TOTAL (kg)			
CA50		17.7	
CA60		6.7	

Volume de concreto (C-30) = 0.25 m³
Área de forma = 5.1 m²

Relação do aço dos Pilares (lances L4 e L5)

ACO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	56	90	5040
CA50	2	10.0	16	157	2512

Resumo do aço

ACO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	10.0	25.2	17
CA60	5.0	50.4	8.5
PESO TOTAL (kg)			
CA50		17	
CA60		8.5	

Volume de concreto (C-30) = 0.31 m³
Área de forma = 6.27 m²

Relação do aço das Sapatas

ACO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	10.0	9	133	1197
	2	10.0	19	153	2907
	3	10.0	12	68	816
	4	10.0	18	88	1584
	5	10.0	9	173	1557
	6	10.0	7	123	861
	7	10.0	8	143	1144
	8	10.0	14	83	1162
	9	10.0	14	103	1442
	10	10.0	14	98	1372
	11	10.0	12	118	1416
	12	10.0	26	108	2808
	13	10.0	18	128	2304
	14	8.0	7	149	1043
	15	10.0	8	108	864
	16	10.0	6	133	798
	17	10.0	8	113	904
	18	10.0	9	123	1107
	19	10.0	7	148	1036

Resumo do aço das Sapatas

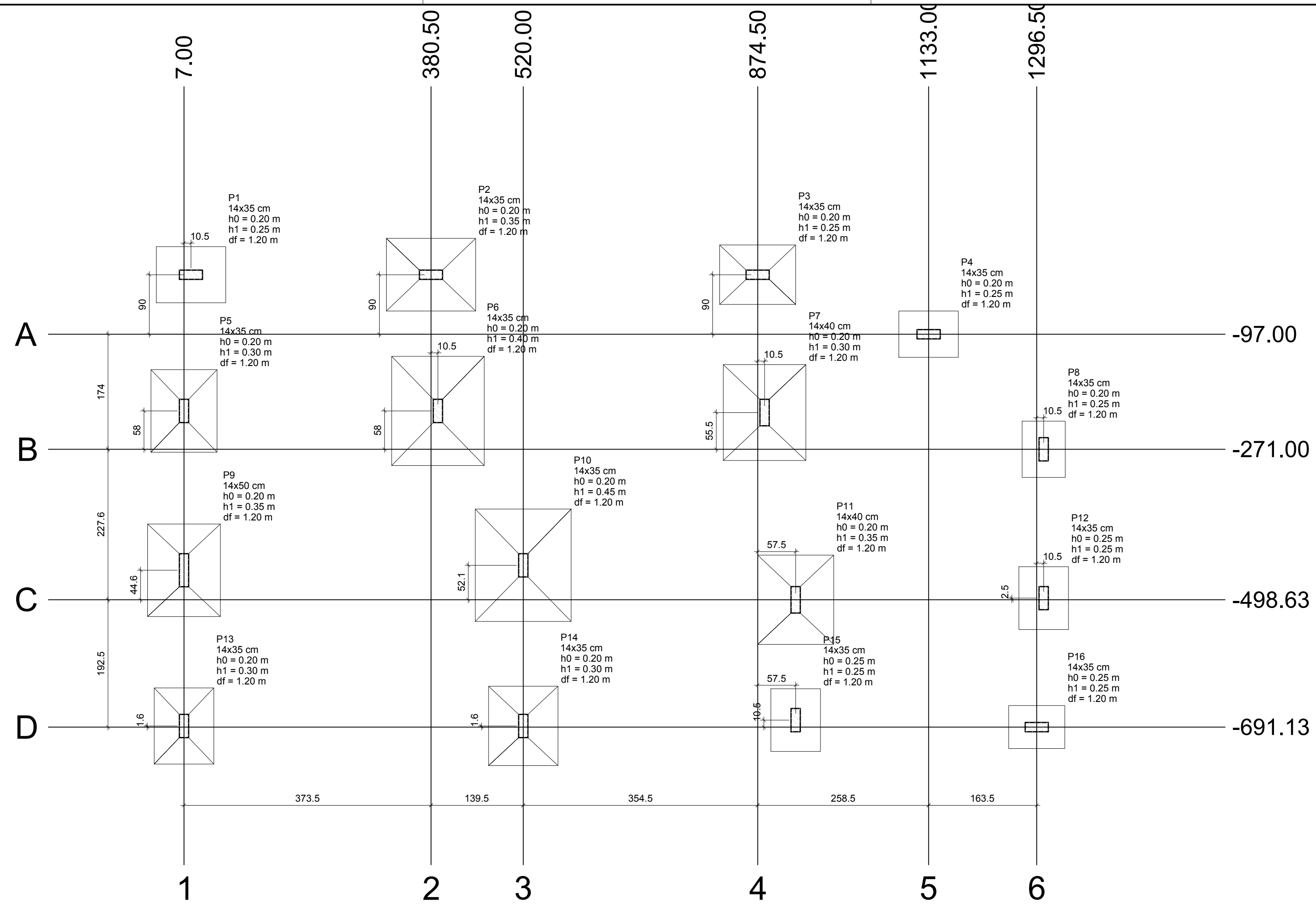
ACO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	8.0	10.43	4.5
	10.0	263.22	171.4
PESO TOTAL (kg)			
CA50		176	

Volume de concreto (C-25) = 5.20 m³
Área de forma = 14.75 m²

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Trabalho de Conclusão de Curso

PROJETO ESTRUTURAL
RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR
DETALHAMENTO DOS PILARES (LANCES L4 E L5) E DAS SAPATAS

Aluno	Alexandre Deichmann	Escala	Indicada
Orientador	Narbal Ataliba Marcellino	Folha	
Desenho	Alexandre	Data	NOV/2016
			02/02

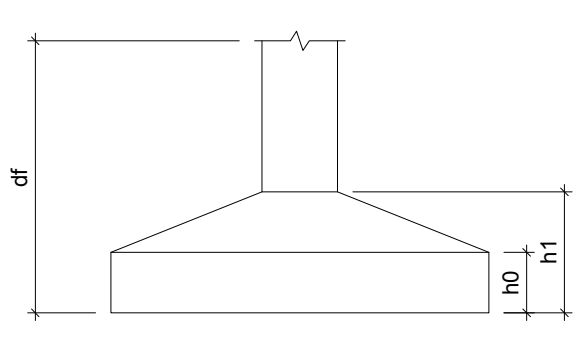


Planta de locação
escala 1:50

Nome	Pilar		Fundação					
	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Lado B (cm)	Lado H (cm)	h0 / ha (m)	h1 / hb (m)	df (m)
P1	14x35	17.50	-7.00	90	100	0.20	0.25	1.20
P2	14x35	380.50	-7.00	115	135	0.20	0.35	1.20
P3	14x35	874.50	-7.00	90	110	0.20	0.25	1.20
P4	14x35	1133.00	-97.00	75	95	0.20	0.25	1.20
P5	14x35	7.00	-213.00	90	110	0.20	0.30	1.20
P6	14x35	391.00	-213.00	125	145	0.20	0.40	1.20
P7	14x40	885.00	-215.50	100	125	0.20	0.40	1.20
P8	14x35	1307.00	-271.00	60	80	0.20	0.25	1.20
P9	14x50	7.00	-454.00	105	140	0.20	0.35	1.20
P10	14x35	520.00	-446.50	145	165	0.20	0.45	1.20
P11	14x40	932.00	-498.63	115	140	0.20	0.35	1.20
P12	14x35	1307.00	-498.13	100	120	0.20	0.30	1.20
P13	14x35	7.00	-689.50	100	120	0.20	0.30	1.20
P14	14x35	520.00	-689.50	100	120	0.20	0.30	1.20
P15	14x35	932.00	-680.63	60	80	0.20	0.25	1.20
P16	14x35	1296.50	-691.13	75	95	0.20	0.25	1.20

Locação no eixo X	
Coordenadas (cm)	Nome
7.00	P5, P9, P13
17.50	P1
380.50	P2
391.00	P6
520.00	P10, P14
874.50	P3
885.00	P7
932.00	P11, P15
1133.00	P4
1296.50	P16
1307.00	P8, P12

Locação no eixo Y	
Coordenadas (cm)	Nome
-7.00	P1, P2, P3
-97.00	P4
-213.00	P5, P6
-215.50	P7
-271.00	P8
-446.50	P10
-454.00	P9
-498.13	P12
-498.63	P11
-680.63	P15
-689.50	P13, P14
-691.13	P16



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Trabalho de Conclusão de Curso

PROJETO ESTRUTURAL
RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR
PLANTA DE LOCAÇÃO DAS SAPATAS

Aluno	Alexandre Deichmann	Escala	Indicada
Orientador	Narbal Ataliba Marcellino	Folha	01/01
Desenho	Alexandre	Data	NOV/2016