

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Suede Steil Kuhn

PROJETO ESTRUTURAL PARCIAL EM CONCRETO ARMADO  
DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR DE ACORDO COM A  
NORMALIZAÇÃO EM VIGOR

Florianópolis  
2015

Suede Steil Kuhn

**PROJETO ESTRUTURAL PARCIAL EM CONCRETO  
ARMADO DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR DE ACORDO  
COM A NORMALIZAÇÃO EM VIGOR**

Trabalho de Conclusão de Curso  
submetido à Universidade Federal de  
Santa Catarina como parte dos  
requisitos necessários para a obtenção  
do Grau de Engenheiro Civil. Sob a  
orientação do Professor Narbal Ataliba  
Marcellino.

Florianópolis  
2015



Suede Steil Kuhn

**PROJETO ESTRUTURAL PARCIAL DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR DE  
ACORDO COM A NORMALIZAÇÃO EM VIGOR**

Este trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado para obtenção do título de "Engenheiro Civil", e aprovado em sua forma final pelo Programa de Graduação em Engenharia Civil.

Florianópolis, 14 de dezembro de 2015

**Banca examinadora:**



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

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

Prof.ª Dr.ª Liseane Padilha Thives  
Universidade Federal de Santa Catarina

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

Kuhn, Suede Steil

Projeto estrutural parcial em concreto armado de uma  
residência unifamiliar de acordo com a normalização em  
vigor / Suede Steil Kuhn ; orientador, Narbal Ataliba  
Marcellino - Florianópolis, SC, 2015.  
104 p.

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

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Projeto estrutural. 3. concreto  
armado. 4. dimensionamento. 5. detalhamento. I.  
Marcellino, Narbal Ataliba. II. Universidade Federal de  
Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais, Nilson e Nalú, por todo apoio e amor imensurável que fez com que esse momento se tornasse realidade e à toda minha família pelo carinho. Agradeço também a minha namorada Erica que nos momentos mais difíceis sempre esteve ao meu lado. Também aos meus amigos que sempre me incentivaram e torceram por mim.

Agradeço ao Professor Narbal Ataliba Marcellino por aceitar meu convite de orientar este trabalho, pelas correções, críticas e sugestões que foram fundamentais para a sua conclusão e êxito. Agradeço também todos os ensinamentos compartilhados durante esses meses.

Aos professores Daniel Domingues Loriggio e Liseane Padilha Thives, pela disponibilidade de participação na banca e por terem sido professores marcantes dentro da graduação.

Agradeço a todos os professores e funcionários da UFSC, aos meus colegas de curso e futuros colegas de trabalho que foram tão importantes na minha vida acadêmica, pelo companheirismo e aprendizado.

Agradeço também ao meu amigo e nosso eterno guerreiro Gian (in memoriam) que nos ensinou a nunca deixar de lutar.

"Andar com quem é mais leal e verdadeiro... Na vida e na morte o mais nobre guerreiro!"

Muito obrigado!

## **RESUMO**

Este trabalho apresenta o projeto estrutural parcial em concreto armado de uma residência unifamiliar de acordo com os critérios da NBR 6118:2014. Serão apresentados o lançamento da estrutura respeitando as imposições do projeto arquitetônico, as plantas de fôrmas da concepção estrutura e os dimensionamentos de alguns elementos efetuados manualmente, com as citações dos procedimentos adotados. Também serão apresentadas as planilhas do dimensionamento e detalhamento de todas as lajes.

## Sumário

<b>1</b>	<b>Introdução</b> .....	1
1.1	Objetivos.....	2
1.1.1	Objetivo geral.....	2
1.1.2	Objetivos específicos.....	2
<b>2</b>	<b>Revisão bibliográfica</b> .....	3
2.1	Concreto armado .....	3
2.1.1	Introdução ao concreto armado .....	3
2.1.2	Resistência a compressão .....	4
2.1.3	Resistência à tração .....	5
2.1.4	Módulo de elasticidade.....	5
2.2	Aço .....	6
2.3	Estados limites.....	6
2.3.1	Estado limite último .....	6
2.3.2	Estado limite de serviço .....	7
2.4	Ações .....	7
2.4.1	Ações permanentes.....	8
2.4.2	Ações variáveis .....	8
2.4.3	Ações excepcionais .....	8
2.4.4	Combinações de ações .....	9
<b>3</b>	<b>Método de trabalho</b> .....	10

3.1	Definição do projeto arquitetônico.....	10
3.2	Escolha do projeto arquitetônico.....	10
3.3	Descrição da edificação.....	10
3.4	Projeto arquitetônico e concepção estrutural.....	10
3.5	Critérios adotados.....	11
3.6	Definição da estrutura .....	11
3.6.1	Lançamento inicial.....	11
3.6.2	Plantas de fôrmas .....	13
3.6.3	Requisitos de durabilidade .....	20
3.6.4	Classe de agressividade ambiental .....	20
3.6.5	Qualidade do concreto de cobrimento.....	21
3.6.6	Materiais utilizados .....	23
3.6.7	Dimensões mínimas .....	24
<b>4</b>	<b>Dimensionamento e verificação .....</b>	<b>25</b>
4.1	Lajes .....	25
4.1.1	Vãos livres e vãos efetivos.....	26
4.1.2	Armaduras das lajes .....	27
4.1.3	Vinculação .....	28
4.1.4	Ações .....	29
4.1.5	Reações de apoio.....	32
4.1.6	Momentos fletores .....	33

4.1.7	Verificações para o estado limite de serviço .....	34
4.1.8	Verificação ao cisalhamento .....	40
4.1.9	Dimensionamento das armaduras à flexão simples.....	41
4.2	Vigas.....	44
4.2.1	Vãos teóricos.....	44
4.2.2	Dimensionamento à flexão.....	45
4.2.3	Carregamentos verticais das vigas .....	48
4.2.4	Momentos fletores.....	49
4.2.5	Dimensionamento da armadura transversal .....	49
4.2.6	Estado limite de serviço .....	51
4.2.7	Aderência e ancoragem .....	55
4.3	Pilares .....	60
4.3.1	Pilar intermediário.....	60
4.3.2	Pilar de extremidade.....	61
4.3.3	Pilar de canto.....	62
4.3.4	Carregamento vertical dos pilares .....	63
4.3.5	Comprimento equivalente .....	64
4.3.6	Índice de Esbeltez.....	64
4.3.7	Momento mínimo.....	67
4.3.8	Determinação dos efeitos de 2ª ordem .....	67
4.3.9	Dimensionamento da armadura longitudinal .....	69

4.3.10	Dimensionamento da Armadura Transversal.....	70
<b>5</b>	<b>Exemplos de Cálculo</b> .....	<b>71</b>
5.1	Exemplo de cálculo - laje L215.....	71
5.2	Exemplo de cálculo – pilar P17.....	112
<b>6</b>	<b>Conclusão</b> .....	<b>121</b>
<b>7</b>	<b>Referências Bibliográficas</b> .....	<b>122</b>

## **Lista de figuras**

Figura 1 - Planta baixa pavimento térreo .....	14
Figura 2 - Planta baixa pavimento superior .....	15
Figura 3 - Planta de fôrmas pavimento térreo (baldrame) .....	16
Figura 4 - Planta de fôrmas pavimento superior .....	17
Figura 5 - Planta de fôrmas pavimento de forro .....	18
Figura 6 - Planta de fôrmas da cobertura .....	19
Figura 7 - Vão efetivo (Figura 14.5 da NBR6118:2014) .....	27
Figura 8 - Vãos teóricos, $l_x$ (menor vão) e $l_y$ (maior vão).....	28
Figura 9 - Tipos de bordas (Pinheiro) .....	29
Figura 10 - Vão teórico de vigas (NBR6118:2014).....	45
Figura 11 - Pilar intermediário.....	61
Figura 12 - Pilar de extremidade.....	62
Figura 13 - Pilar de canto.....	63
Figura 14 - Vinculação L215 .....	73
Figura 15 - Momentos fletores (ELU) .....	77
Figura 16 - Momentos fletores corrigidos.....	79
Figura 17 - Áreas de aço .....	83



Figura 18 - Detalhamento da armadura positiva do pavimento térreo com a tabela e resumo das armaduras .....	87
Figura 19 - Detalhamento da armadura negativa do pavimento térreo com a tabela e resumo das armaduras .....	88
Figura 20 - Carregamentos (ELU) na V121 .....	93
Figura 21 - Diagrama de momentos fletores (ELU) na V121 .....	94
Figura 22 - Diagrama de esforço cortante (ELU) na V121 .....	94
Figura 23 - Carregamentos (ELS-W) na V121.....	101
Figura 24 - Diagrama de momentos fletores (ELS-W) na V121.....	102
Figura 25 - Carregamentos (ELS-F) na V121 .....	104
Figura 26 - Diagrama de momentos fletores (ELS-F) na V121 .....	104
Figura 27 - Deformações (ELS-F) na V121 .....	105
Figura 28 - Diagrama de momentos fletores antes da decalagem .....	107
Figura 29 - Diagrama decalado .....	107
Figura 30 - Detalhamento armadura longitudinal V121.....	111
Figura 31 - Detalhamento estribos V121 .....	112
Figura 32 - Pilar P17 (Pilar de canto).....	112
Figura 33 - Momentos em X .....	114
Figura 34 - Momentos em Y .....	115
Figura 35 - Detalhamento P17 .....	120

## **Lista de tabelas**

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1 da NBR6118:2014).....	21
--	----

Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto (Tabela 7.1 da NBR6118:2014) .....	22
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal (Tabela 7.2 da NBR6118:2014).....	23
Tabela 4 - Valores do coeficiente adicional para pilares (Tabela 13.1 da NBR6118:2014).....	25
Tabela 5 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes (Tabela 19.1 da NBR6118:2014).....	42
Tabela 6 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas (Tabela 17.3 da NBR6118:2014).....	43
Tabela 7 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas (Tabela 17.3 da NBR6118:2014).....	48
Tabela 8 - Diâmetro dos pinos de dobramento (Tabela 9.1 da NBR6118:2014).....	58

## **1 Introdução**

O presente trabalho refere-se ao projeto da estrutura de uma residência unifamiliar em concreto armado conforme a normalização em vigor. Para a análise, dimensionamento e detalhamento são aplicados os conhecimentos adquiridos pelo aluno durante o curso de graduação em Engenharia Civil, em especial na área de Estruturas de Concreto Armado.

Ao longo do trabalho serão abordados pontos importantes a respeito das etapas do projeto, como os problemas encontrados e das dificuldades de lançamento da estrutura. Os cálculos e detalhamentos das estruturas serão feitos manualmente com a ajuda de planilhas eletrônicas no programa “Microsoft Excel”, também é utilizado outro programa, para o auxílio de análises de esforços e deslocamentos nos elementos, sendo esse o “ftool”. Para elaboração dos desenhos e suas edições será utilizado o “AutoCAD 2013”.

O projeto arquitetônico escolhido foi o de uma residência unifamiliar de classe média, localizada na cidade de Tijucas – SC. A partir da escolha do projeto arquitetônico se deu início as etapas do trabalho.

## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo geral

Desenvolvimento de um projeto estrutural parcial de uma residência unifamiliar.

### 1.1.2 Objetivos específicos

Lançamento ou concepção de um projeto estrutural em concreto armado de uma residência unifamiliar, considerando as condições definidas pelo projeto arquitetônico.

Aplicação do programa “ftool” de análise plana para a definição dos esforços solicitantes.

Uso de planilhas de cálculo para a definição do dimensionamento dos elementos estruturais como lajes.

Detalhamento das fôrmas e armaduras. De acordo com a normalização em vigor.

## **2 Revisão bibliográfica**

### 2.1 Concreto armado

#### 2.1.1 Introdução ao concreto armado

Os primeiros materiais utilizados nas construções foram a pedra natural e a madeira, sendo somente empregados o ferro e aço séculos depois. O concreto armado surgiu recentemente, por volta da metade do século XIX.

Para ser considerado um bom material de construção, este material deve possuir duas características básicas: resistência e durabilidade. A pedra natural apresenta resistência a compressão e durabilidade elevadas, porém tem baixa resistência a tração. A madeira tem razoável resistência, mas tem durabilidade limitada. O aço possui resistências elevadas, porém requer proteção contra a corrosão.

A fim de aliar as qualidades da pedra (resistência à compressão e durabilidade) com as do aço (resistências mecânicas), somando as vantagens da possibilidade de assumir qualquer forma, com rapidez e facilidade, e ainda proporcionar a proteção necessária ao aço contra a corrosão.

O concreto é um material composto, constituído por cimento, água, agregado miúdo, agregado graúdo, e ar. Podendo também conter adições e aditivos químicos que tem como finalidade melhorar ou modificar suas propriedades básicas.

## 2.1.2 Resistência a compressão

A característica mecânica mais importante do concreto é sua resistência à compressão denominada  $f_c$ . Sua determinação é usualmente realizada por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos aos 28 dias de idade, sendo estes ensaios padronizados por meio das normas NBR5738:94 e NBR5739:94.

Por meio de vários ensaios em corpos-de-prova é construído um gráfico de densidade de frequência onde são apresentados os valores  $f_c$  versus a resistência à compressão dos corpos-de-prova, onde é encontrada uma curva chamada Curva de Distribuição Normal ou Curva de Gauss. Por meio desta curva são encontrados dois valores de grande importância, o  $f_{cm}$ , que é a resistência média do concreto, sendo uma média aritmética dos valores  $f_c$  dos corpos-de-prova, e o  $f_{ck}$ , que é a resistência característica do concreto à compressão, sendo definido como a resistência que tem o quantil de apenas 5% de probabilidade de ser ultrapassada no sentido desfavorável. O valor de  $f_{ck}$  é definido pela equação 1:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65.s \quad (1)$$

Onde:

$s$ : é o desvio padrão e 1,65 o fator correspondente ao quantil de 5%.

Por segurança é utilizado o  $f_{cd}$ , que é a resistência de cálculo, que é o  $f_{ck}$  dividido por um coeficiente de minoração  $\gamma_c$ , que considera a variabilidade das resistências e a possível diferença apresentada em obra. Assim a resistência de cálculo é encontrada segundo a equação 2:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2)$$

### 2.1.3 Resistência à tração

A resistência à tração do concreto, deve ser encontrada de preferência por ensaios, sendo o mais comum no Brasil o ensaio de compressão diametral. Assim como à resistência a compressão apresenta variabilidade, portanto seu valor médio e característico são encontrados da mesma maneira.

Conforme apresentado na NBR6118:2014, na falta de ensaios, seu valor médio pode ser obtido em função da resistência característica do concreto à compressão, pelas seguintes relações:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (3)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (4)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (5)$$

Onde:

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

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

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

Sendo  $f_{ct,m}$  e  $f_{ck}$  em MPa.

### 2.1.4 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é um parâmetro relativo a deformação do concreto quando este é submetido a tensões. É encontrado por meio de um diagrama de tensão versus deformação, no ensaio de compressão centrada. O módulo de deformação tangente  $E_{ci}$ , depende do valor de resistência à compressão do concreto.

Quando não forem realizados ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, a NBR6118:2014

permite estimar o valor do módulo de elasticidade usando as seguintes relações:

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (6)$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci}, \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (7)$$

Onde:

$E_{ci}$ : módulo de elasticidade tangencial inicial do concreto;

$E_{cs}$ : módulo de elasticidade secante do concreto.

Sendo  $E_{ci}$  e  $f_{ck}$  em MPa

## 2.2 Aço

Como a resistência do concreto à tração é baixa, o aço é utilizado principalmente com a função de resistir a estes esforços.

Os aços utilizados para as vigas e pilares do projeto são o CA-50 e CA-60, onde o prefixo “CA” indica aço para concreto armado e os números indicam a tensão de escoamento do aço em kN/cm<sup>2</sup>.

Na ausência de resultados do fabricante o módulo de elasticidade do aço é considerado é 210.000 MPa.

## 2.3 Estados limites

A NBR6118:2014 define que os esforços e deformações causados por solicitações nas estruturas devem obedecer os Estados Limites Último e de Serviço. Sendo estes relacionados respectivamente a ruína da estrutura e a sua utilização.

### 2.3.1 Estado limite último

É o estado que é base do dimensionamento da estrutura. É caracterizado por:

- Resistência da estrutura ultrapassada;



- Perda de equilíbrio global ou parcial;
- Esgotamento da capacidade resistente considerando os efeitos de segunda ordem;
- Instabilidade dinâmica;
- Colapso progressivo;
- Exposição ao fogo;
- Ações sísmicas;
- Outros casos especiais.

O Estado-limite corresponde ao colapso, ou qualquer outro tipo de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

### 2.3.2 Estado limite de serviço

É o estado limite é relacionado ao conforto, aparência e funcionalidade da estrutura. A estrutura pode não chegar a ruptura ou colapso, porém, seu uso pode ficar inviabilizado por apresentação condições precárias.

É caracterizado com a apresentação de:

- Deformações excessivas;
- Vibrações excessivas;
- Aberturas de fissuras.

### 2.4 Ações

De acordo com a NBR8681:2003 “Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento”, as ações podem ser classificadas como permanentes (diretas e indiretas), variáveis e excepcionais.

#### 2.4.1 Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que podem ser consideradas constantes durante todo o tempo de utilização da estrutura. Elas podem ser diretas ou indiretas.

Dentro das ações permanentes diretas estão o peso próprio, o peso dos elementos fixos e instalações permanentes (equipamentos, revestimentos, telhados, etc) e também empuxos de terra permanentes.

As ações permanentes podem ser classificadas como indiretas quando são ocasionadas pelos deslocamentos sofridos pela estrutura, ou parte dela, por exemplo os deslocamentos devidos a retração, fluência do concreto, também dos deslocamentos dos apoios. Ainda são considerados os efeitos de imperfeições geométricas globais e locais, sendo que estes últimos influenciam respectivamente na estabilidade global da estrutura e no dimensionamento dos pilares.

#### 2.4.2 Ações variáveis

São aquelas cujo valor pode variar no decorrer do tempo dependendo da forma como a edificação é utilizada ou devido à imprevisibilidade de determinados eventos.

O peso de pessoas, ações do vento, móveis e veículos, ações de água e ações que atuam durante a construção, são considerados como cargas variáveis. Também em alguns casos devem ser consideradas as oscilações de temperatura e ações dinâmicas.

#### 2.4.3 Ações excepcionais

Consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, enchentes, choques de veículos, ou sismos excepcionais.

#### 2.4.4 Combinações de ações

Várias ações podem atuar simultaneamente sobre a estrutura em diferentes intensidades de forma que devem ser consideradas através de combinações de cálculo, que introduzem coeficientes probabilísticos e de segurança à soma das ações, assim, podem ser considerados os efeitos mais desfavoráveis a estrutura.

Dentro da NBR 8681:2003 são encontradas as formulações básicas para as combinações de ações. As verificações de segurança em relação aos estados limites devem ser realizadas em função das combinações últimas e de serviço.

As combinações últimas são classificadas como normais, especiais ou de construção, e excepcionais. Já as combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura, sendo assim, podem ser quase-permanentes, frequentes e raras.

Estas combinações, tanto as últimas quanto as de serviço, diferem quanto à forma como cada ação é considerada junto as demais, assim, aplicando diferentes coeficientes de ponderação para cada ação.

### **3 Método de trabalho**

A sequência do trabalho será desenvolvida seguindo as seguintes etapas:

#### **3.1 Definição do projeto arquitetônico**

A procura dos projetos arquitetônicos foi realizada pelo autor em uma imobiliária da cidade de São João Batista e uma construtora da cidade de Nova Trento, em Santa Catarina. Com a ajuda do professor orientador também foi possível mais uma opção de escolha para o aluno. Ao todo foram obtidos cinco projetos.

#### **3.2 Escolha do projeto arquitetônico**

Com os projetos em mãos, foi decidido pelo projeto que se encaixou melhor no tipo de residência que o representa diversos tipos comuns de problemas a serem resolvidos pelo projeto estrutural.

#### **3.3 Descrição da edificação**

A edificação escolhida possui dois pavimentos, sendo o pavimento térreo com pé direito de 2,90 m e composto por sala de estar, sala de jantar, cozinha, varanda, lavabo, bondoir, lavanderia, depósito e garagem com duas vagas para carros. O pavimento superior possui pé direito de 2,80 m e é composto por uma suíte, sacadas, closet, dois banheiros, escritório, dois dormitórios. As paredes internas e externas são de alvenaria com espessura de 15 cm, piso cerâmico e telhas também de cerâmica.

#### **3.4 Projeto arquitetônico e concepção estrutural**

Com o projeto arquitetônico é possível conhecer as finalidades de cada ambiente, o posicionamento e espessura das paredes, bem como geometria dos ambientes e tipos de revestimento, pode-se então

definir as dimensões e posições dos elementos estruturais, os quais terão a finalidade de suportar e transmitir as cargas até a fundação.

### 3.5 Critérios adotados

O projeto em questão será executado em concreto armado, as lajes adotadas serão maciças, estas lajes serão apoiadas em vigas e não será considerada a ação do vento na edificação por ser uma edificação de pequeno porte. Sendo assim, as cargas serão apenas verticais, decorrentes do peso próprio dos elementos e as ações variáveis de uso.

As verificações serão feitas com as combinações última normal e combinações de serviço.

Os valores de pesos específicos de materiais e cargas acidentais serão utilizados conforme prescritos na NBR6120:1980.

### 3.6 Definição da estrutura

#### 3.6.1 Lançamento inicial

A locação dos elementos estruturais foi feita com base no comportamento primário dos mesmos; assim, as lajes são posicionadas nos pisos dos compartimentos para transferir as cargas dos mesmo para as vigas; as vigas são utilizadas para transferir as reações das lajes juntamente com o peso das paredes de alvenarias e esquadrias para os pilares ou se necessário para outras vigas; e os pilares são utilizados para transferir as cargas das vigas para as fundações.

O pavimento térreo foi dimensionado como um pavimento normal com piso composto por laje e vigas de baldrame. O que é indicado quando há dificuldade em realizar aterros e sua devida compactação.

Assim, em todos os pavimentos, no forro e na cobertura as lajes foram posicionadas, assim como nos beirais, seguindo as definições do projeto arquitetônico.

Para as vigas foram posicionadas nas bordas das lajes e onde existem paredes. Em algumas situações não é possível apoiar as vigas diretamente sobre os pilares, assim, como é comum, algumas vigas apoiam-se sobre outras vigas. Casos particulares serão abordados dentro do trabalho para melhor entendimento dos mesmos. Por imposições do projeto arquitetônico algumas vigas possuem grandes vãos como por exemplo as vigas da garagem e da sala de estar.

Na escolha da posição dos pilares foram usados como parâmetros os encontros de vigas, espaçamento mínimo de 2 metros entre pilares, espaçamento máximo de 6 metros entre pilares, e também evitar de interferir no projeto arquitetônico. Considerando que a norma vigor exige uma dimensão mínima de 14 cm foi adotado 15 cm como menor dimensão dos pilares. Além disso foram posicionados os pilares na varanda e nas sacadas conforme define o projeto arquitetônico, respeitando assim as dimensões estabelecidas. Os pilares das sacadas não possuem continuidade até o térreo e são apoiados diretamente em vigas por conta da imposição do projeto arquitetônico conforme é possível ser visto na planta de fôrmas. Outros pilares que não possuem continuidade até o térreo por conta de imposições também do projeto arquitetônico há pilares que servem de apoio da caixa d'água.

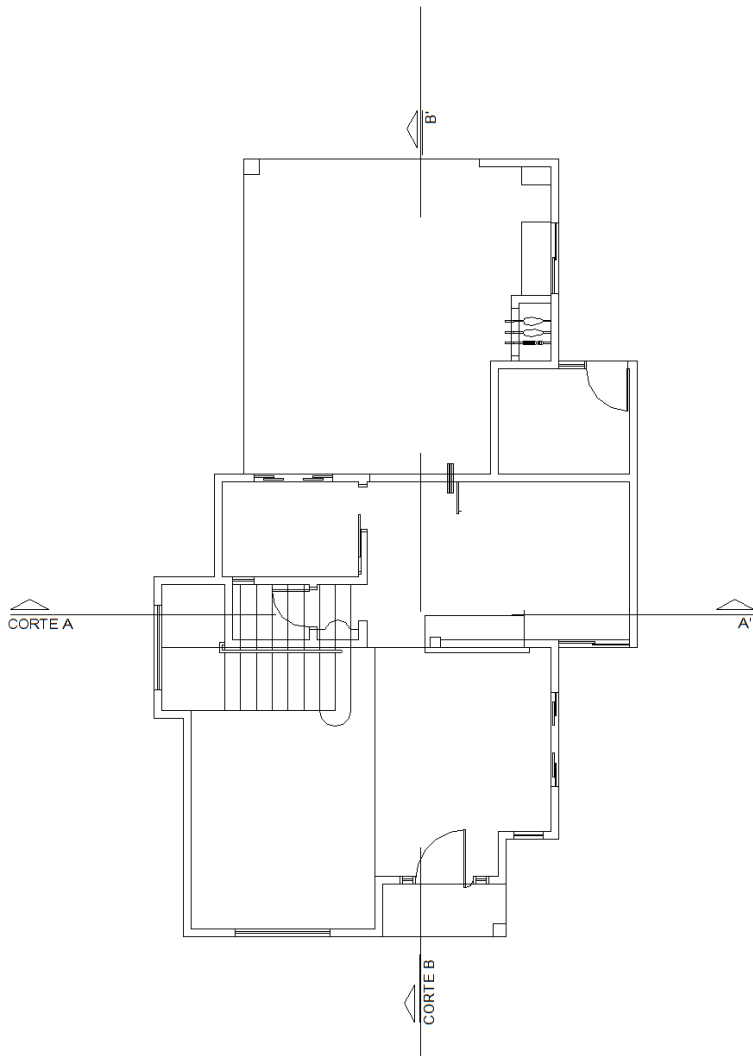
As dimensões dos elementos estruturais foram escolhidas de modo a se obter uma maior uniformidade de dimensões, facilitando assim a execução e permitindo o reaproveitamento das fôrmas. A largura das

vigas foram escolhidas afim de embuti-las dentro das paredes respeitando assim a estética do projeto arquitetônico.

### 3.6.2 Plantas de fôrmas

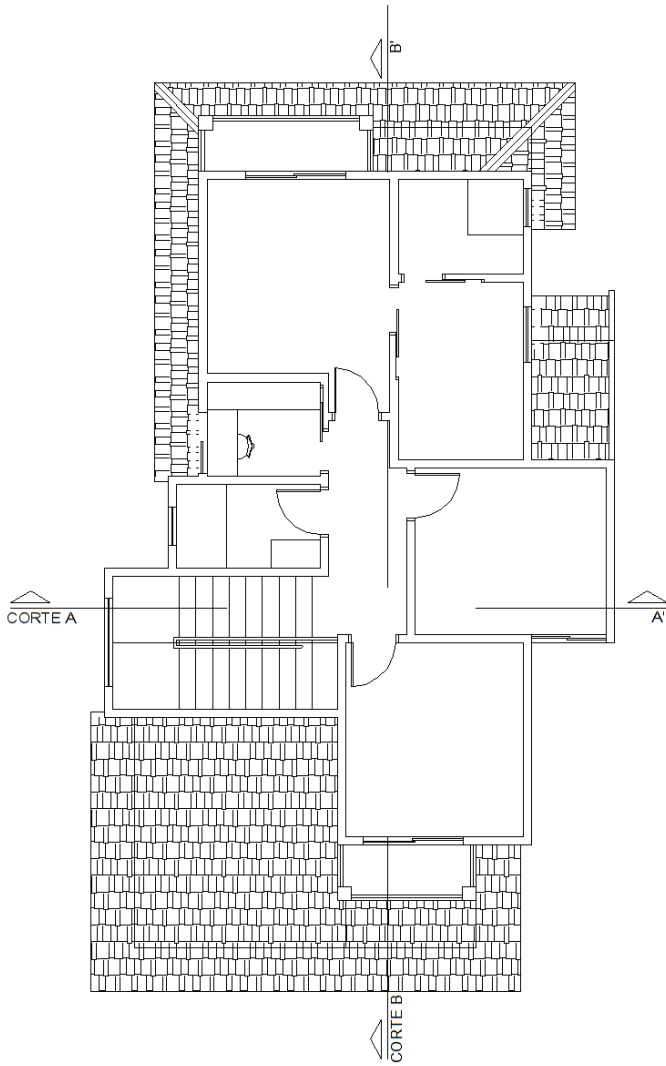
Utilizando as plantas baixas do projeto arquitetônico foram feitas as plantas de fôrmas para o projeto em questão. Estas plantas são mostradas a seguir, sendo apenas uma representação simplificada e sem escala, também são apresentadas em anexo com mais detalhes.

Figura 1 - Planta baixa pavimento térreo





*Figura 2 - Planta baixa pavimento superior*



Assim:

Figura 3 - Planta de fôrmas pavimento térreo (baldrame)

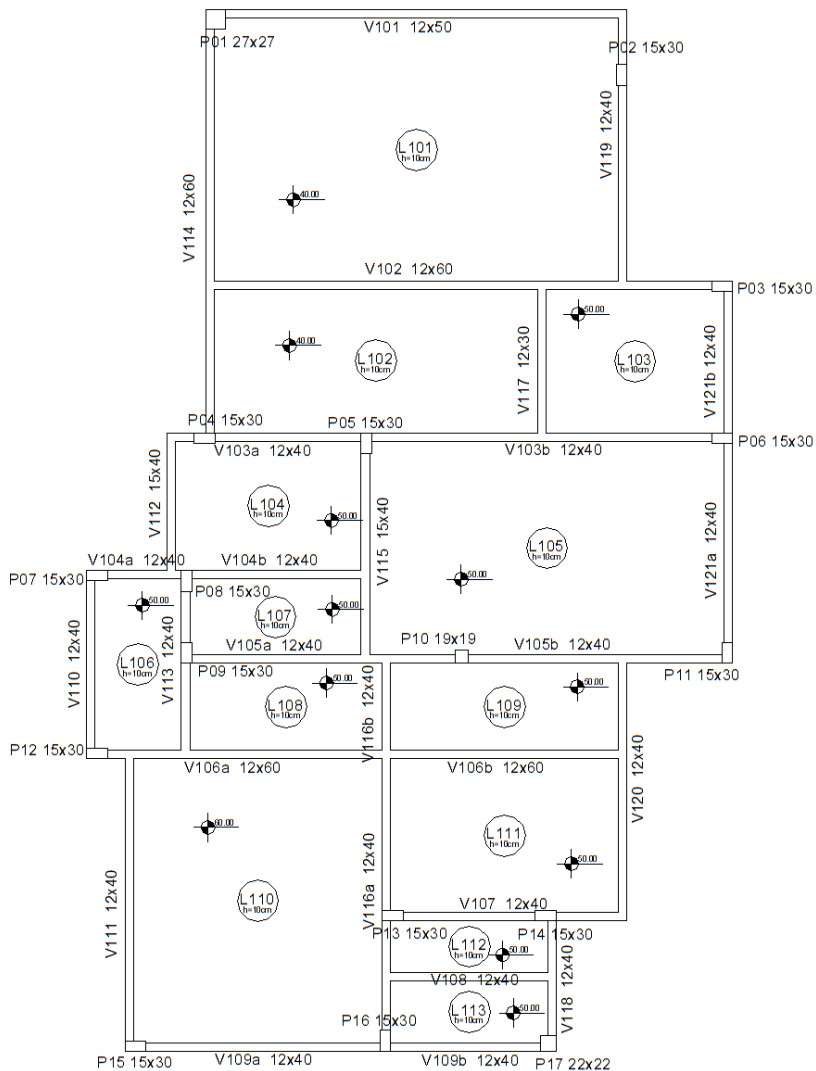


Figura 4 - Planta de fôrmas pavimento superior

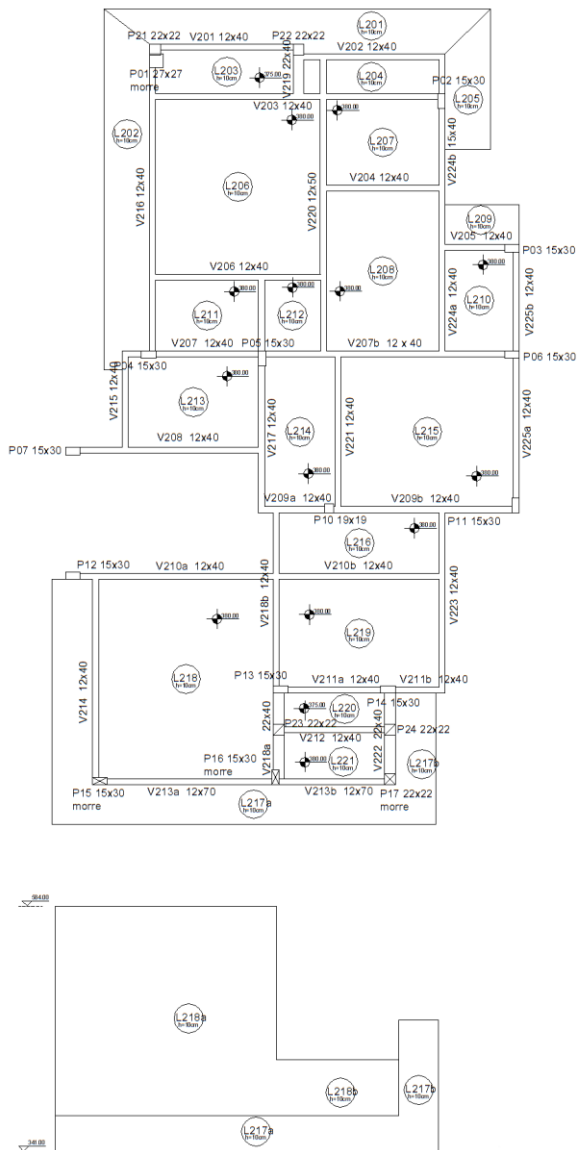


Figura 5 - Planta de fôrmas pavimento de forro

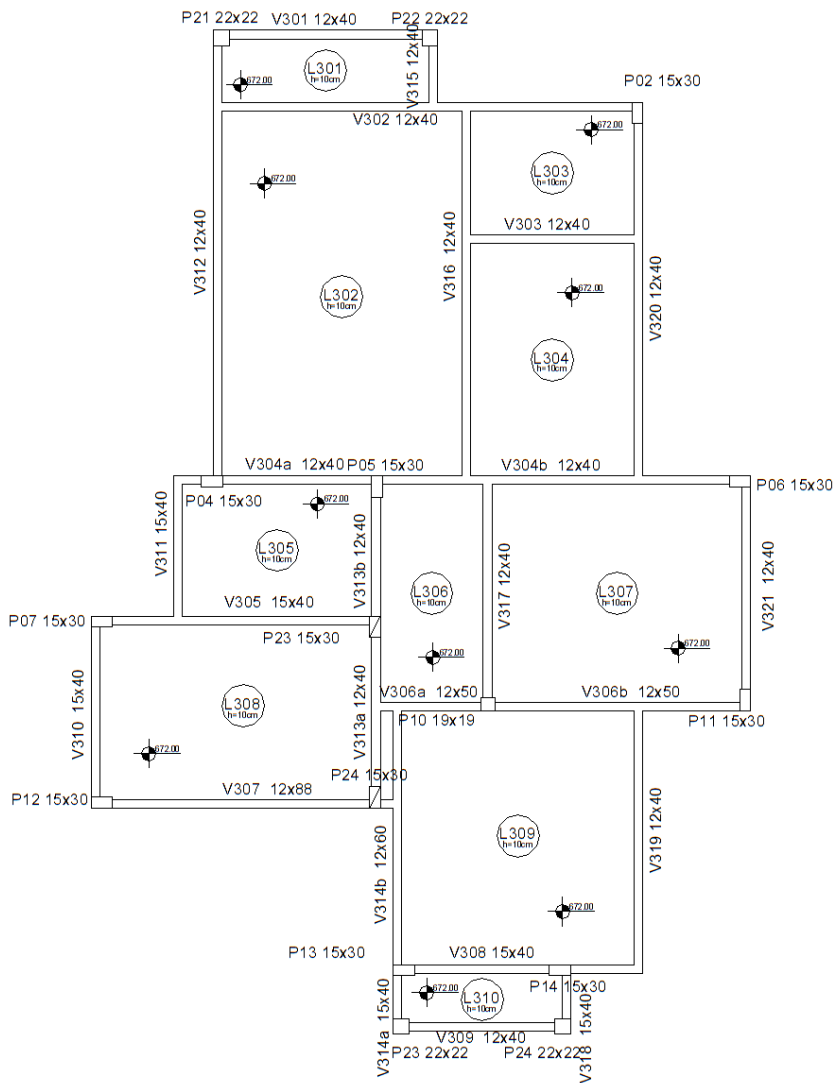
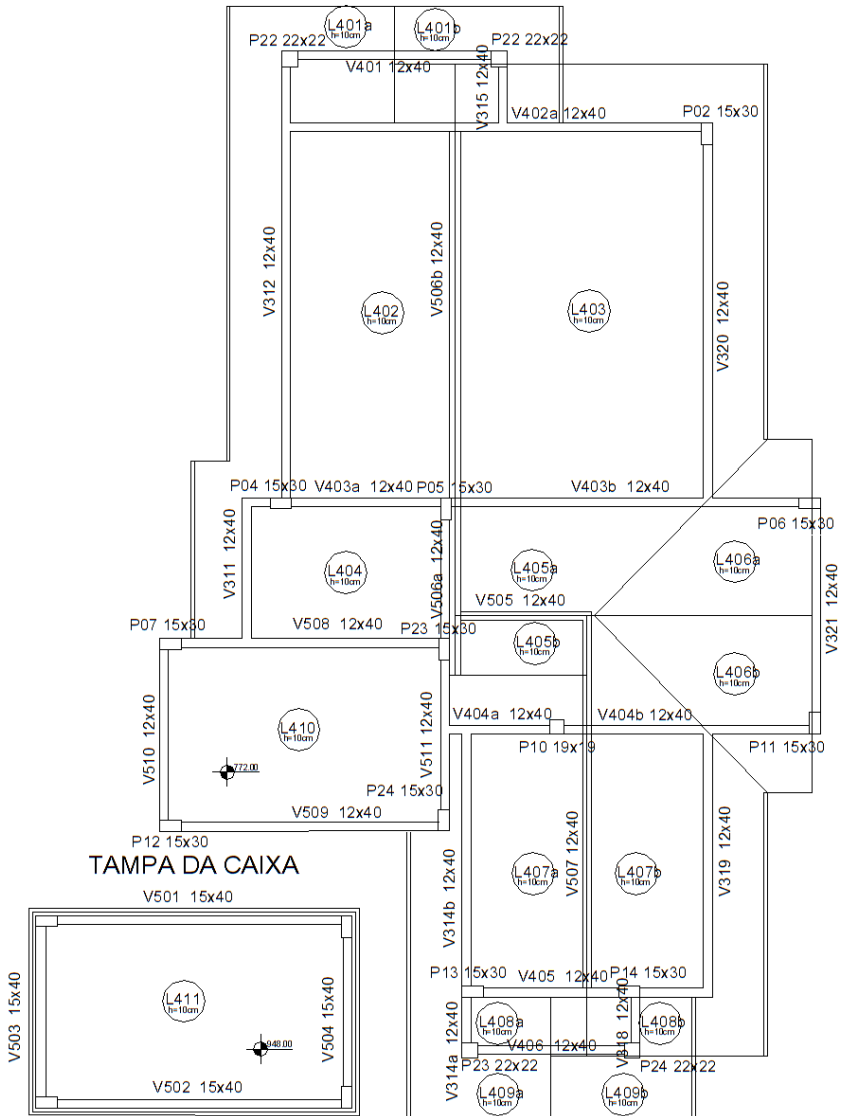


Figura 6 - Planta de fôrmas da cobertura



### 3.6.3 Requisitos de durabilidade

Conforme a NBR6118 “As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob às condições ambientais previstas na época de projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil”.

Foi necessário inicialmente definir as características do concreto em relação à durabilidade da estrutura, por se tratar de uma estrutura de concreto armado. Para garantir a durabilidade da estrutura, fatores como cobrimento da armadura, classe do concreto, relação água/cimento e controle de fissuração são importantes pois representam uma proteção da armadura contra a ação de agentes externos.

### 3.6.4 Classe de agressividade ambiental

Conforme a norma NBR 6118:2014, deve-se classificar o ambiente no qual a obra será feita de acordo com a tabela 1 – Classes de agressividade ambiental (tabela 6.1 da NBR 6118:2014).

*Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1 da NBR6118:2014)*

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

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

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

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

O local de execução da obra será considerado como zona urbana do município de Tijucas – SC, logo, será adotada a classe de agressividade ambiental II (Moderada), com pequeno risco de deterioração da estrutura.

### 3.6.5 Qualidade do concreto de cobrimento

Conforme a NBR 6118:2014 é necessário adotar alguns fatores para garantir a qualidade e durabilidade do concreto, segundo a tabela 2 (tabela 7.1 da NBR6118:2014).

*Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto (Tabela 7.1 da NBR6118:2014)*

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

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.  
<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.  
<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Assim, para o caso em questão a relação mínima de água/cimento é de 0,60 e a classe de concreto é C25.

Conforme a NBR 6118:2014 “Para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{min}$ ), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{nom}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido de tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Assim as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na tabela 3 (tabela 7.2 da NBR6118:2014), para  $\Delta c = 10 \text{ mm}$ ”.



*Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal (Tabela 7.2 da NBR6118:2014)*

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

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

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

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

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Assim o projeto em questão deverão ser respeitados os cobrimentos nominais para laje (25 mm) e para viga/pilar (30 mm) por conta de pertencer a classe de agressividade ambiental II.

Além disso deve-se respeitar a dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto, não podendo este superar 20% da espessura nominal do cobrimento, ou seja:

$$d_{m\acute{a}x} \leq 1,2 \text{ cnom.}$$

### 3.6.6 Materiais utilizados

Assim, foram considerados a adoção dos seguintes materiais.

- Concreto Armado:

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3.$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa.}$$

- Aços CA-50 e CA-60:

$$f_{yk} = 500 \text{ e } 600 \text{ MPa}$$

### 3.6.7 Dimensões mínimas

#### 3.6.7.1 Lajes

De acordo com a NBR6118:2014 as espessuras de lajes maciças devem respeitar os seguintes limites mínimos:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com proteção apoiadas em viga, com no mínimo  $l/42$  para lajes de piso biapoiadas e  $l/50$  para lajes de piso contínuas;

#### 3.6.7.2 Vigas

Para vigas a NBR 6118:2014 diz que: a seção transversal de vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm e das vigas-parede, menor que 15 cm. Estes limites podem ser reduzidos, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais. Casos estes descritos na norma. Assim a seção transversal adotada será de 12 cm para que deste modo as vigas fiquem embutidas dentro das paredes.

#### 3.6.7.3 Pilares

Segundo a NBR 6118:2014 a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode

apresentar dimensão menor que 19 cm. Excluindo os pilares definidos no projeto arquitetônico, para os demais pilares foram adotadas as seções 15x30 cm, fazendo assim a área da seção (450 cm<sup>2</sup>) respeitando a área mínima apresentada na norma (360 cm<sup>2</sup>) e posteriormente no dimensionamento multiplica-se as esforços solicitantes de cálculo pelo coeficiente  $\gamma_n = 1,20$  conforme a tabela 13.1 da norma ilustrada a seguir.

*Tabela 4 - Valores do coeficiente adicional para pilares (Tabela 13.1 da NBR6118:2014)*

$b$ cm	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
<p>onde</p> <p><math>\gamma_n = 1,95 - 0,05 b</math>;</p> <p><math>b</math> é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).</p> <p>NOTA O coeficiente <math>\gamma_n</math> deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.</p>						

## 4 Dimensionamento e verificação

### 4.1 Lajes

São elementos estruturais de superfície plana sujeitas preponderantemente a carregamentos verticais, onde a espessura do elemento é relativamente pequena quando comparada as demais dimensões.

No presente trabalho serão utilizadas lajes maciças, que são lajes com sua espessura total composta por concreto, contento armaduras longitudinais de flexão e eventualmente armaduras transversais. A escolha do tipo maciça em detrimento das opções pelas lajes pré-moldadas foi feita por ser mais representativa para o

cálculo manual dos esforços e no detalhamento das armaduras. Na grande maioria dos casos são usadas lajes pré-moldadas devido a economia proporcionada pela redução das fôrmas.

Serão apresentados os procedimentos de cálculo detalhamentos para lajes maciças. As lajes de concreto armado devem, segundo a norma, ser dimensionadas considerando os estados limites últimos e posteriormente devem ser efetuadas as verificações para o estado limites de serviço (deformações excessivas).

Para exemplificar a metodologia utilizada, será apresentada a sequência de cálculo de algumas lajes com todos os procedimentos utilizados para o dimensionamento. Esta metodologia foi utilizada para todas as lajes, assim serão apresentados somente os resultados.

#### 4.1.1 Vãos livres e vãos efetivos

O passo inicial para o dimensionamento das lajes é a determinação dos seus vãos livres e vão efetivos.

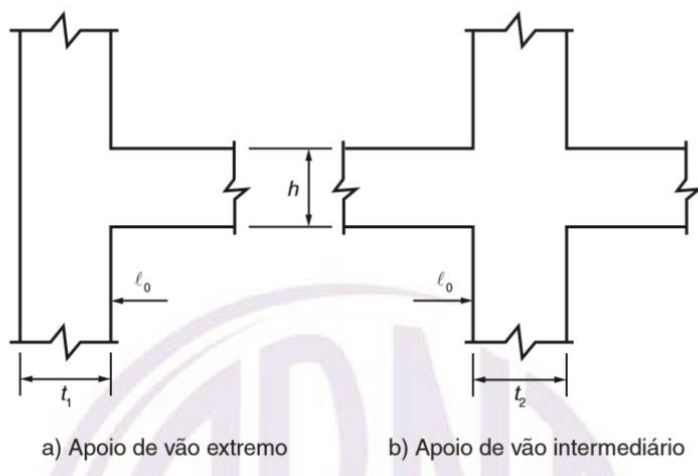
Os vão livres são determinados pela distância livre entre as faces dos apoios. No caso de balanços, é a distância da extremidade livre até a face do apoio.

Segundo a NBR6118:2014 quando os apoios puderem ser considerados suficientemente rígidos quanto à translação vertical, o vão efetivo deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (8)$$

Sendo  $a_1$  igual ao menor valor entre  $(t/2$  e  $0,3h)$  e  $a_2$  igual ao menor valor entre  $(t/2$  e  $0,3h)$ , conforme a figura a seguir.

Figura 7 - Vão efetivo (Figura 14.5 da NBR6118:2014)



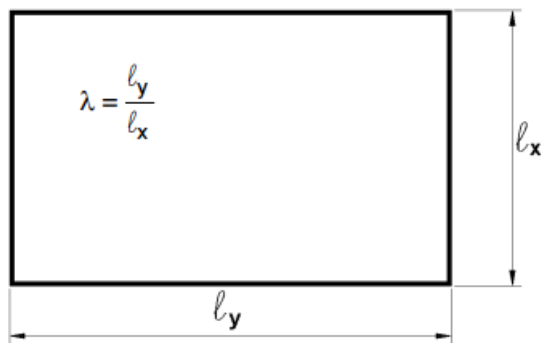
#### 4.1.2 Armaduras das lajes

As lajes podem ser armadas em apenas uma direção ou em duas. Sendo determinadas pela relação entre o maior vão e o menor vão ( $\lambda = l_y/l_x$ ):

$\lambda \leq 2 \rightarrow$  laje armada em duas direções (bidirecional);

$\lambda > 2 \rightarrow$  laje armada em uma direção (unidirecional).

Figura 8 - Vãos teóricos,  $l_x$  (menor vão) e  $l_y$  (maior vão)

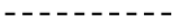
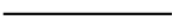



Nas lajes armadas em duas direções, as duas armaduras são calculadas para resistir os momentos fletores nessas direções. As lajes armadas em uma direção, na realidade, também possuem armaduras nas duas direções. A armadura principal, na direção do menor vão, é calculada para resistir o momento fletor nessa direção, obtido ignorando-se a existência da outra direção. Assim, a laje é calculada como se fosse um conjunto de vigas-faixa na direção do menor vão.

#### 4.1.3 Vinculação

Existem três tipos de vinculação para as bordas de uma laje: borda livre, borda engastada e borda simplesmente apoiada conforme ilustra a figura 3 a seguir.

*Figura 9 - Tipos de bordas (Pinheiro)*

Borda livre	Borda simplesmente apoiada	Borda engastada
		

A vinculação de cada borda depende da situação em que a laje se encontra em relação as suas adjacências.

A borda livre caracteriza-se pela ausência de apoio, assim, apresenta deslocamentos verticais. Já nos outros dois apoios não são considerados os deslocamentos verticais, pois as vigas são consideradas como apoio rígido (ind deslocável).

Nas bordas engastadas as rotações também são impedidas, este é o caso de lajes que apresentam continuidade, sendo o engastamento promovido pela laje adjacente. São consideradas bordas engastadas em situações onde as lajes possuem dimensões semelhantes, assim existirá uma maior rigidez nas suas ligações, gerando momentos fletores negativos na região de encontro das placas. Quando a extensão do bordo for maior que  $2/3$  da extensão da laje e estiver em continuidade com a laje adjacente, com a compatibilidade de rotação, ali haverá um engaste, caso contrário será considerado um apoio.

#### 4.1.4 Ações

As cargas atuantes nas lajes são classificadas como permanentes e acidentais.

#### 4.1.4.1 Cargas permanentes

Este tipo de carga é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes conforme prescreve a NBR6120:1980.

- Peso próprio: é calculado em função da altura da laje e do peso específico do concreto armado:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h$$

Onde:

$\gamma_{conc}$  → peso específico do concreto armado igual a 25 kN/m<sup>3</sup>;

$h$  → altura da laje em metros.

- Argamassa de nivelamento (contrapiso): utilizada para obter superfície plana e nivelada com espessura igual a 3cm.

$$g_{cp} = \gamma_{cp} \cdot e_{cp}$$

Onde:

$\gamma_{cp}$  → peso específico da argamassa igual a 19 kN/m<sup>3</sup>;

$e_{cp}$  → espessura da argamassa em metros.

- Argamassa de assentamento: argamassa

$$g_{arg} = \gamma_{arg} \cdot e_{arg}$$

Onde:

$\gamma_{arg}$  → peso específico da argamassa igual a 19 kN/m<sup>3</sup>;

$e_{arg}$  → espessura da argamassa em metros.

- Revestimento cerâmico: espessura de 1cm de revestimento cerâmico.

$$g_{rev} = \gamma_{rev} \cdot e_{rev}$$

Onde:

$\gamma_{rev}$  → peso específico do revestimento cerâmico igual a 18 kN/m<sup>3</sup>;



$e_{rev}$  → espessura do revestimento igual a 0,01 m.

- Paredes: a carga devido a paredes é avaliada através do volume da parede existente sobre a laje, multiplicado pelo peso específico da alvenaria de tijolos furados. Para obter as cargas de paredes, foram adotados os seguintes critérios de projeto:

Para lajes armadas em duas direções:

$$g_{par} = \frac{V_{par} \cdot \gamma_{par}}{lx \cdot ly}$$

Onde:

$V_{par}$  → Volume da parede;

$\gamma_{par}$  → Peso específico da parede igual a 13 kN/m<sup>3</sup>.

Para as lajes armadas em uma direção encontram-se duas situações:

- a parede tem a mesma direção da armadura principal e sua carga distribuída na largura de 0,5.lx ou
- a parede é perpendicular a direção principal e sua ação é considerada como uma carga concentrada.

$$g_{par} = \frac{V_{par} \cdot \gamma_{par}}{b \cdot ly}$$

Onde:

$$b = \frac{lx}{2}$$

#### 4.1.4.2 Carga acidental

Segundo a NBR6120:1980 as cargas acidentais são todas aquelas que podem atuar sobre a estrutura da edificação em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.).

Por se tratar de uma edificação residencial foi considerado para todas as lajes dos pavimentos térreo e superior uma carga acidental de 2 kN/m<sup>2</sup>, já nas lajes do telhado foi considerada uma

carga accidental de  $0,5 \text{ kN/m}^2$  como o peso de uma pessoa para devidas manutenções.

#### 4.1.5 Reações de apoio

Para o cálculo das reações de apoio das lajes maciças retangulares com carga uniforme a norma admite que sejam feitas as seguintes aproximações:

- As reações de cada apoio são as correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas, sendo que essas reações podem ser, de maneira aproximada, consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio;
- Quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices, com os seguintes ângulos:

-  $45^\circ$  entre dois apoios do mesmo tipo;

-  $60^\circ$  a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;

-  $90^\circ$  a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Para obter as reações nos apoios existem diversas tabelas, baseadas na teoria das charneiras plásticas. Serão utilizadas tabelas confeccionadas a fim de aplicar o processo descrito, com coeficientes de acordo com as vinculações das lajes e da relação entre vãos ( $\lambda$ ). As tabelas utilizadas no presente trabalho serão as tabelas adaptadas pelo Prof. Libânio (2006), onde as reações são encontradas através das seguintes fórmulas:

$$R_x = v_x \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} \quad R'_x = v'_x \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} \quad (9) \text{ e } (10)$$

$$R_y = v'_y \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} \quad R'_y = v_y \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} \quad (11) \text{ e } (12)$$

#### 4.1.6 Momentos fletores

Para obter os momentos fletores assim como na obtenção das reações nos apoios existem diversas tabelas. Também serão utilizadas as tabelas de Bares (1972). Em conjunto com as expressões a seguir, estas tabelas são utilizadas para a obtenção dos momentos fletores por unidade de largura.

Momentos máximos positivos nas direções x e y:

$$M_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad M_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (13) \text{ e } (14)$$

Momentos máximos negativos nas direções x e y:

$$M'_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad M'_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (15) \text{ e } (16)$$

Onde:

p → carregamento uniformemente distribuído sobre a laje;

l<sub>x</sub> → Menor vão da laje;

μ<sub>x</sub>, μ<sub>y</sub>, μ'<sub>x</sub>, μ'<sub>y</sub> → Coeficientes retirados das tabelas;

M<sub>x</sub> e M'<sub>x</sub> → Momentos fletores na direção do menor vão l<sub>x</sub> (kN.m/m);

M<sub>y</sub> e M'<sub>y</sub> → Momentos fletores na direção do maior vão l<sub>y</sub> (kN.m/m)

##### 4.1.6.1 Compatibilização e correção dos momentos fletores

Nos vãos e apoios são obtidos os momentos fletores de cada laje, considerada isolada com seus bordos apoiados ou engastados, que são os momentos positivos e negativos, respectivamente, sendo que para o cálculo desses momentos fletores, é considerado que as

vigas de apoios das lajes tem deslocamentos pequenos, porém, na realidade isto pode não ocorrer.

As lajes adjacentes, em geral, diferem nos vãos teóricos, nas condições de apoio, ou nos carregamentos, assim, no apoio comum os valores para o momento negativo são diferentes, tornando necessário compatibilizar os momentos negativos obtidos de cada laje.

O critério usual para a compatibilização desses momentos negativos é o de adotar o maior valor entre a média dos dois momentos e 80% do maior. Por consequência desta compatibilização dos momentos negativos, os momentos positivos na mesma direção devem ser analisados. Se esta correção tender a diminuir o valor do momento positivo, ignora-se a redução a favor da segurança, caso contrário, havendo um aumento no valor do momento positivo, a correção deverá ser feita, somando-se ao valor deste momento fletor a média das variações ocorridas nos momentos fletores negativos sobre os respectivos apoios das lajes. Caso a compatibilização resulte na diminuição do momento positivo de um lado e no aumento do outro, deve-se ignorar a diminuição e considerar somente o aumento.

#### 4.1.7 Verificações para o estado limite de serviço

##### 4.1.7.1 *Estado limite de deformação excessiva*

O ELS de deformação excessiva corresponde a verificar se o maior deslocamento ou flecha final do elemento estrutural não excede a um limite prescrito pela Tabela 13.3 da Norma, de acordo com o critério adotado.

#### 4.1.7.2 Definição do estágio

Nas estruturas de concreto onde existam tensões de tração resultantes de carregamento direto ou de restrição a deformações impostas, é inevitável que ocorram fissuras. A viga será admitida fissurada quando o momento atuante ultrapassar o valor do momento de fissuração, dado por:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (17)$$

Onde:

$\alpha = 1,5 \rightarrow$  Para seção retangular;

$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \rightarrow$  Para deformação excessiva;

$f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \rightarrow$  Para formação de fissuras;

$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow$  É o momento de inércia da seção retangular bruta do concreto;

$y_t = \frac{h}{2} \rightarrow$  É a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

Portanto, se:

$M_a < M_r \rightarrow$  Estádio I, sem fissuração;

$M_a > M_r \rightarrow$  Estádio II, com fissuração.

Existem duas hipóteses a considerar para o cálculo do momento de inércia e posterior verificação das flechas logo após a determinação do momento de fissuração:

- $M_a < M_r$ :

Quando o maior momento de serviço  $M_a$  atuante na laje é menor que o valor do momento de fissuração, admite-se que não há fissuras e a peça trabalha no estágio I, podendo ser usado o produto da rigidez o Estádio I apenas  $E_c \cdot I_c$ .

- $M_a > M_r$ :

Quando o momento atuante na laje é maior que o valor do momento de fissuração, considera-se que existam fissuras nas lajes e a mesma trabalha no estágio II, sendo assim necessário calcular o momento de inércia equivalente determinação a seguir:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot III \quad (18)$$

A posição da linha neutra no estágio II é dada por:

$$III = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 \quad (19)$$

Sendo  $\alpha e = \frac{E_s}{E_{cs}}$ ;

Onde:

$M_a$  → Momento fletor de serviço na seção crítica do vão considerado;

$I_c$  → Momento de inércia da seção bruta de concreto;

$d$  → Altura útil

$b = 1,00$  m (largura)

$A_s$  → Área de aço em  $\text{cm}^2/\text{m}$  (ELU);

$E_s$  → Módulo de elasticidade do aço

$E_{cs}$  → Módulo de elasticidade secante do concreto.

Na verificação das flechas de uma laje, se  $M_a > M_r$ , considera-se o Estádio II portanto a existência de fissuras, o momento de inércia, a flecha imediata, a flecha diferida e a flecha total, verificando se o valor dessa última não ultrapassa o limite estipulado pela norma para o caso considerado.

#### 4.1.7.2.1 Flechas

##### 4.1.7.2.1.1 Flecha Imediata

- **Lajes armadas em uma direção**

A flecha é determinada por:

$$f_0 = \frac{\alpha}{384} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot I} \quad (20)$$

Onde:

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

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

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

- **Lajes armadas em duas direções**

A flecha imediata pode ser obtida por:

$$f_0 = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot h^3} \quad (21)$$

Onde:

$\alpha$  = coeficiente adimensional tabelado, função do tipo de vinculação e do parâmetro  $\lambda$ ;

$p$  = carga com combinação quase permanente;

$l_x$  = menor vão da laje;

$E_c = E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$  = módulo de elasticidade secante do concreto

$h$  = altura da laje.

##### 4.1.7.2.1.2 Flecha diferida

É a flecha ao longo do tempo devida a fluência do concreto, decorrente de cargas de longa duração. Por aproximação pode ser determinada multiplicando a flecha imediata pelo fator  $\alpha f$ , onde:

$$\alpha f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (22)$$

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

Sendo:

$\rho' = \frac{A's}{b.d}$  taxa de armadura dupla;

$\xi$  é um coeficiente em função do tempo calculado pela seguinte expressão:

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

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

$t$  é o tempo em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

$t_0$  é a idade em meses relativa à data de aplicação da carga de longa duração

#### 4.1.7.2.1.3 Flecha total

O valor da flecha total é obtido multiplicando a flecha imediata pelo fator  $(1 + \alpha f)$ . Assim:

$$f_{\infty} = f_0.(1 + \alpha f) \quad (23)$$

#### 4.1.7.2.1.4 Flechas limites

Os valores das flechas obtidas não podem ultrapassar os valores limites estipulados pela norma. Para o projeto em questão estes valores são retirados da tabela 13.3 da NBR6118:2014:

- Aceitabilidade visual  $\rightarrow f_{lim} = \frac{lx}{250}$ , considerando a combinação quase permanente
- Aceitabilidade de vibrações  $\rightarrow f_{lim} = \frac{lx}{350}$ , considerando apenas a carga acidental.



#### 4.1.7.3 Verificação da abertura de fissuras

Deve-se garantir que as aberturas de fissuras fiquem dentro dos limites estabelecidos.

Para que a durabilidade e a aceitação visual não sejam comprometidas são impostos valores limites para a abertura de fissuras, esses valores limites dependem da agressividade do meio onde a estrutura está inserida. Assim, para o projeto em questão localizado em classe de agressividade II o valor limite para abertura de fissuras é 0,3mm.

O valor característico de abertura de fissuras  $w_k$  é o menor entre:

$$w_k = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot h_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (40)$$

$$w_k = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot h_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left( \frac{4}{\rho_r} + 45 \right) \quad (41)$$

Onde:

$\emptyset$  = diâmetro da barra

$\sigma_{si} = \frac{M_{serv}}{A_s \cdot (d - \frac{x_{II}}{3})}$  Tensão na armadura (Estádio II);

$x_{II} = \frac{\alpha \cdot A_s}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha \cdot A_s}} \right)$  Posição da linha neutra no estágio II;

$\alpha = \frac{E_s}{E_{cs}}$  Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto;

$h_1$  = Coeficiente de conformação superficial da armadura;

Acrítica =  $(c + \emptyset t + \frac{\emptyset}{2} + 7,5\emptyset) \cdot (c + \emptyset t + \emptyset + \frac{eh}{2})$ ;

$\rho_r = \frac{A_{\emptyset}}{A_{crítica}}$  Taxa de aço para a área crítica;

#### 4.1.8 Verificação ao cisalhamento

Em geral, nas lajes as forças cortantes são resistidas pelo concreto dispensando o emprego de armadura transversal. As recomendações encontram-se no item 19.4.1 da NBR6118:2014, onde se permite prescindir da armadura transversal para resistir aos esforços de tração devidos à força cortante, desde que os requisitos de ancoragem estejam satisfeitos conforme o item 9.4.5, se a força solicitante de cálculo  $V_{sd}$  for menor ou igual a resistência de cálculo ao cisalhamento:

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

Sendo que:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d \quad (24)$$

Onde:

$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{0,7 \cdot f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$  é a tensão resistente de cisalhamento;

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \leq 0,02$  sendo  $A_{s1}$  a área da armadura de tração;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$  é a tensão normal da seção, sendo  $N_{sd}$  a força longitudinal na seção;

$k = 1$ , para elementos onde 50% da armadura inferior não chega ao apoio;

$k = (1,6 - d) \geq 1$ , para os demais casos.

##### 4.1.8.1 Lajes Sem Armadura Para Esforço Cortante

Em elementos sem a necessidade de armadura transversal, a verificação é realizada compara a força solicitante de cálculo  $V_{sd}$  com a resistência de cálculo  $V_{Rd2}$ :

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

Sendo:

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \quad (25)$$

Onde:

$$\alpha_{v1} = \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200}\right) \leq 0,5, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

#### 4.1.9 Dimensionamento das armaduras à flexão simples

Após obtidos os valores dos momentos fletores atuantes na combinação última e já realizadas as compatibilizações, inicia-se então a estimativa da altura útil através das equações:

$$dx = h - c - \frac{\phi}{2} \quad (26)$$

$$dy = dx - 3 \cdot \phi / 2 \quad (27)$$

Posteriormente calcula-se a posição da linha neutra para a definição do domínio de deformação na qual a peça se encontra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot w \cdot d^2}}\right) \quad (28)$$

As lajes podem ser dimensionadas nos domínios 2 e 3, respeitando o limite  $x/d = 0,45$  que garante a ductilidade, e evita-se o uso da armadura dupla, por complicações que impõe na execução e concretagem da laje.

Confirmado o domínio 2 ou 3 até o limite  $x/d = 0,45$ , calcula-se a armadura por metro linear, dada pela expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} \quad (29)$$

#### 4.1.9.1 Detalhamento das armaduras

##### 4.1.9.1.1 Armaduras mínimas

A fim de controlar a fissuração e melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão são necessários valores mínimos de armadura passiva definidos na tabela 19.1 da NBR6118:2014 ilustrada a seguir:

*Tabela 5 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes (Tabela 19.1 da NBR6118:2014)*

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

Sendo o valor de  $\rho_{\min}$  encontrado na tabela 17.3 da NBR6118:2014 conforme ilustrado a seguir:

Tabela 6 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas (Tabela 17.3 da NBR6118:2014)

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

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

#### 4.1.9.1.2 Diâmetro máximo das barras

O valor máximo recomendado pela norma referente a qualquer barra é de:

$$\phi \leq \frac{h}{8}$$

#### 4.1.9.1.3 Espaçamento máximo entre barras

O espaçamento máximo entre as barras da armadura principal de flexão, na região dos maiores momentos fletores, deve respeitar simultaneamente os limites:

$$s \leq 20 \text{ cm e } 2.h$$

Já a armadura secundária de flexão pode possuir um espaçamento máximo de 33 cm entre barras.

#### 4.1.9.1.4 Armadura Positiva

As barras deverão penetrar nos apoios o maior valor entre  $10 \phi$  e 6 cm, sendo o comprimento total calculado por:

$$l = l_0 + 2 \cdot (10 \cdot \phi) \quad (30)$$

Onde:

$10 \rightarrow$  Vão livre na direção considerada.

#### 4.1.9.1.5 Armadura Negativa

O comprimento das barras negativas deve ser determinado com base no diagrama de momentos fletores negativos na região dos apoios, porém, na falta do diagrama, de maneira aproximada, para lajes retangulares, pode-se utilizar um diagrama triangular de momentos já deslocados de base igual a  $0,25.l_{máx}$ , com  $l_{máx}$  dado pelo maior entre os menores vãos das lajes adjacentes, quando ambas forem engastadas neste apoio ou o menor vão da laje engastada, quando a outra for considerada apoiada.

### 4.2 Vigas

São elementos lineares onde a flexão é preponderante.

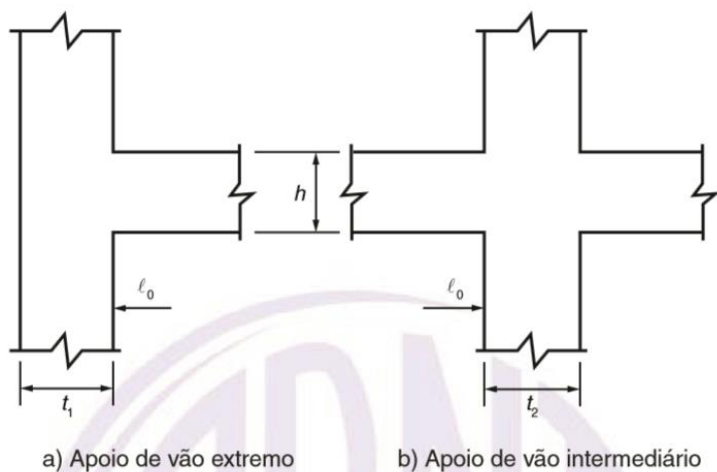
#### 4.2.1 Vãos teóricos

O vão efetivo (teórico) das vigas pode ser calculado conforme:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (31)$$

Sendo  $a_1$  igual ao menor valor entre  $(t_1/2$  e  $0,3h)$  e  $a_2$  igual ao menor valor entre  $(t_2/2$  e  $0,3h)$ , conforme a figura a seguir.

Figura 10 - Vão teórico de vigas (NBR6118:2014)



#### 4.2.2 Dimensionamento à flexão

Em uma viga de concreto armado, de acordo com a solicitação dos esforços, podem existir três estádios de deformações. Os estádios I e II correspondem às situações de serviço e o estágio III corresponde ao estado limite último, que só ocorreria em situações extremas, onde as ações atuem com seus valores majorados e os materiais com resistências minoradas.

O dimensionamento da estrutura é feito no estado limite último (estádio III), pois o principal objetivo é projetar estruturas que resistam de forma segura e econômica aos esforços sem chegar ao colapso.

A situação de ruína na seção transversal para qualquer tipo de flexão no estado limite último é caracterizada pelas deformações específicas de cálculo do concreto e do aço, quando estas

deformações atingem os valores máximos das deformações específicas convencionais destes materiais.

O dimensionamento à flexão de peças de concreto armado usando armadura simples é baseado na equação geral de equilíbrio:

$$M_d = R_{cc}.z = 0,68.f_{cd}.b_w.x.(d - 0,4.x)$$

Para verificar o domínio que a seção se encontra é feita a determinação da altura da linha neutra  $x$ , obtida da equação de equilíbrio, pela expressão mostrada a seguir:

$$x = 1,25.d.(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425.b_w.d^2.f_{cd}}}) \quad (32)$$

Onde os limites dos domínios de deformação para o aço utilizado CA-50 são:

$$\text{Domínio 2} \rightarrow x \leq x_{23} = 0,259.d$$

$$\text{Domínio 3} \rightarrow x_{23} \leq x \leq x_{34} = 0,628.d$$

$$\text{Domínio 4} \rightarrow x > x_{34} \text{ (peça superarmada)}$$

A situação mais adequada para o dimensionamento são as peças que se encontram no domínio 3, pois garantem a durabilidade e segurança além de aproveitar a capacidade de resistência de ambos os materiais. No domínio 4 o aço não encontra-se em escoamento e o concreto encontra-se na sua compressão máxima podem levar a ruptura frágil da peça, esta situação deve ser evitada, utilizando como artifício o aumento da seção ou da utilização de armadura de compressão (armadura dupla) se for necessário manter as dimensões da peça por motivos construtivos ou outro. Já peças no domínio 2 não representam a situação ideal por não aproveitarem a capacidade resistente de compressão do concreto.



A última revisão da NBR6118 em julho de 2014, exige que a altura relativa ( $x/d$ ) da linha neutra respeite o valor máximo de 0,45.

A partir do equilíbrio de forças atuantes na seção é feito o cálculo da armadura longitudinal, considerando o  $f_{ck}$  do concreto, a tensão no aço, as dimensões da seção e a altura da linha neutra, resultando na área de aço necessária para resistir aos esforços.

Utilizando armadura simples, para o domínio 2 e 3 e com  $\sigma_s = f_{yd}$ , do equilíbrio da seção resulta:

$$A_s = \frac{Md}{(d-0,4x).f_{yd}} \quad (33)$$

#### 4.2.2.1 Armadura mínima para vigas

Segundo a NBR6118:2014 a armadura mínima de tração para as vigas deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15%:

$$M_{d,min} = 0,8.W_0.f_{ctk,sup} \quad (34)$$

Onde:

$W_0$  é o módulo de resistência da seção transversal bruta do concreto, relativo a fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$  é a resistência característica superior do concreto à tração.

Alternativamente, a armadura mínima pode ser considerada atendida se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura da tabela 17.3 da NBR6118:2014 ilustrada a seguir.

Tabela 7 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas (Tabela 17.3 da NBR6118:2014)

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

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

#### 4.2.2.2 Armadura de pele

A armadura de pele serve para minimizar problemas causados pela fissuração, variação de temperatura e retração, também tem a função de diminuir a abertura de fissuras de flexão na alma das vigas. A Norma NBR6118:2014 indica que a armadura mínima lateral (armadura de pele) deve ser 0,10% da  $A_{c,alma}$  em cada face da alma da viga e que seja composta de barras de CA-50 ou CA-60, com espaçamento não superior a 20 cm e que seja devidamente ancorada nos apoios, não sendo necessária uma armadura superior a 5 cm<sup>2</sup>/m por face.

Em vigas com altura igual ou superior a 60 cm, não é obrigatória a armadura de pele.

#### 4.2.3 Carregamentos verticais das vigas

As cargas verticais que atuam nas vigas são determinadas pela superposição das reações das lajes, peso das paredes e do peso próprio das vigas sendo consideradas uniformemente distribuídas, também podem atuar de forma concentrada cargas vindas de outras vigas ou pilares, como no caso de vigas de transição. No cálculo do

peso das paredes deve-se descontar a parte da viga embutida na mesma.

#### 4.2.4 Momentos fletores

Após definidos os carregamentos, é possível calcular as solicitações das vigas, este cálculo será efetuado utilizando como ferramenta o software “ftool” para posteriormente ser feito o dimensionamento à flexão.

#### 4.2.5 Dimensionamento da armadura transversal

Para o cálculo da armadura transversal são admitidos dois modelos baseados no princípio da treliça de Morsch. O modelo I é admitido diagonais de compressão com 45° de inclinação em relação ao eixo longitudinal da viga, e a parcela complementar  $V_c$  tem valor constante, que não depende de  $V_{sd}$ . No modelo II admite diagonais de compressão entre 30° e 45° e a parcela  $V_c$  não é constante e sim depende de  $V_{sd}$ .

No presente trabalho será adotado o modelo II com a consideração de estribos verticais e ângulo  $\theta = 30^\circ$ . Pois sempre resulta em menor armadura que o Modelo I.

##### 4.2.5.1 Verificação das diagonais de compressão

É a verificação feita em relação à ruína das diagonais comprimidas:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

Onde:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2\theta (\cot\alpha + \cot\theta) \quad (35)$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

#### 4.2.5.2 Parcela resistida pelo concreto

A diferença entre a força cortante solicitante de cálculo ( $V_{sd}$ ) e a parcela de força cortante resistida pelo concreto ( $V_{c1}$ ) é a parcela de força cortante a ser resistida pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ), sendo:

$$V_{c1} = V_{c0} \cdot \frac{(VRd2 - VSd)}{(VRd2 - Vc0)} \quad (36)$$

Onde:

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

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c}, f_{ctd} \rightarrow \text{resistência à tração do concreto de cálculo;}$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}, f_{ctm} \rightarrow \text{resistência à tração direta do concreto.}$$

#### 4.2.5.3 Calculo da armadura transversal

Tendo a função de resistir aos esforços de cisalhamento os estribos verticais ( $\alpha = 90^\circ$ ) são distribuídos ao longo do vão das vigas e são calculados conforme o esforço cortante na seção através da expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg\theta)} \quad (37)$$

Onde:

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

$A_{sw} \rightarrow$  Área dos ramos da armadura transversal.

#### 4.2.5.4 Armadura transversal mínima

Segundo o item 17.4.1.1.1 da NBR6118:2014 todos os elementos lineares submetidos a força cortante, com exceção dos casos indicados no item 17.4.1.1.2, devem possuir armadura

transversal mínima constituídas por estribos distribuídos em toda sua extensão com a seguinte taxa geométrica:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{bw.s.\text{sen}\alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad (38)$$

Onde:

$A_{sw}$  → Área da seção transversal dos estribos;

$s$  → espaçamento entre estribos em relação ao eixo longitudinal da viga

$\alpha$  → inclinação dos estribos;

$f_{ywk}$  → resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal

#### 4.2.5.5 *Espaçamento mínimo e máximo entre estribos*

O espaçamento mínimo dos estribos deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento da massa.

Já o espaçamento máximo deve atender as seguintes condições:

Se  $V_d \leq 0,67 \cdot V_{Rd2}$ , então  $s_{t,máx} = 0,6 \cdot d \leq 300\text{mm}$ ;

Se  $V_d > 0,67 \cdot V_{Rd2}$ , então  $s_{t,máx} = 0,3 \cdot d \leq 200\text{mm}$ .

#### 4.2.6 Estado limite de serviço

Tem como finalidade garantir o conforto do usuário, as condições de durabilidade, funcionalidade da estrutura, e busca relacionar valores máximo de deformações e aberturas de fissuras.

Assim, a viga é admitida como fissurada quando o momento atuante ultrapassa o valor do momento de fissuração:

$$M_r = \frac{a \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (39)$$

Então:

$M_a < M_r \rightarrow$  Estádio I, sem fissuração;

$M_a > M_r \rightarrow$  Estádio II, com fissuração.

#### 4.2.6.1 Estado limite de abertura de fissuras

Para que a durabilidade e a aceitação visual não sejam comprometidas são impostos valores limites para a abertura de fissuras, esses valores limites dependem da agressividade do meio onde a estrutura está inserida. Assim, para o projeto em questão localizado em classe de agressividade II o valor limite para abertura de fissuras é 0,3mm.

O valor característico de abertura de fissuras  $w_k$  é o menor entre:

$$w_k = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot h_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (40)$$

$$w_k = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot h_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4}{\rho_r} + 45 \right) \quad (41)$$

Onde:

$\emptyset$  = diâmetro da barra

$\sigma_{si} = \frac{M_{serv}}{A_s \cdot (d - \frac{x_{II}}{3})}$  Tensão na armadura (Estádio II);

$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right)$  Posição da linha neutra no estágio II;

$\alpha = \frac{E_s}{E_{cs}}$  Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto;

$h_1$  = Coeficiente de conformação superficial da armadura;

$A_{crítica} = \left( c + \emptyset t + \frac{\emptyset}{2} + 7,5 \emptyset \right) \cdot \left( c + \emptyset t + \emptyset + \frac{ch}{2} \right)$ ;

$\rho_r = \frac{A \emptyset}{A_{crítica}}$  Taxa de aço para a área crítica;

#### 4.2.6.2 Estado limite de deformação excessiva

Para que não ocorram deslocamentos excessivos nos elementos estruturais, que podem, por exemplo, comprometer a estética da edificação, são impostos valores limites recomendados. A combinação utilizada para cálculo de flechas será a quase permanente.

##### 4.2.6.2.1 Flecha imediata

É o valor de deslocamento obtido no instante de aplicação da carga (não considera a parcela referente a deformação por fluência do concreto). Seu valor é obtido assim como feito para lajes. No presente trabalho este valor será obtido com o auxílio do programa de análise de estruturas planas ftool (2012).

Quando os momentos atuantes são maiores que o de fissuração, a peça encontra-se no Estádio II, onde é necessário o cálculo da inércia equivalente, e posteriormente, a altura equivalente da peça com rigidez semelhante. Quando isto ocorrer, os mesmos carregamentos serão introduzidos no software, porém com a mudança no valor da inércia equivalente da seção considerada, para que então ser encontrado o devido valor da flecha imediata.

Então:

$M_a < M_r \rightarrow$  Estádio I, sem fissuração;

$M_a > M_r \rightarrow$  Estádio II, com fissuração;

Quando estiver no Estádio II:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{III} \quad (42)$$

Onde:

Ma = Momento de serviço atuante com a combinação quase permanente;

Mr = Momento de fissuração;

$III = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2$  Momento de inércia no Estádio II;

$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}}\right)$  Posição da linha neutra no Estádio II

#### 4.2.6.2.2 Flecha diferida

É a flecha adicional referente a cargas de longa duração em função da fluência concreto. De maneira aproximada pode ser calculada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator  $\alpha_f$ , sendo:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (43)$$

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

Onde:

$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d}$  taxa de armadura dupla;

$\xi$  é um coeficiente em função do tempo calculado pela seguinte expressão:

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

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

$t$  é o tempo em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

$t_0$  é a idade em meses relativa à data de aplicação da carga de longa duração.

#### 4.2.6.2.3 Flecha total

O valor da flecha total é dado por:

$$f_{\infty} = f_0 \cdot (1 + \alpha_f)$$

(44)



#### 4.2.6.2.4 Flechas limites

Após ser feita a determinação da flecha total, deve-se verificar se esta atende o limite prescrito pela norma (tabela 13.3 da NBR6118:2014), considerando a razão da limitação visual, não pode ultrapassar o valor de:

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

#### 4.2.7 Aderência e ancoragem

A aderência entre o concreto e o aço representa o princípio básico do funcionamento do concreto armado. Sem a aderência o aço e concreto teriam funcionamentos diferentes e a transmissão de esforços internos entre a armadura e o concreto não seria possível.

No caso de ancoragem por aderência, as tensões que o aço está submetido são repassadas para o concreto através de um comprimento adicional chamado de comprimento de ancoragem.

##### 4.2.7.1 *Comprimento de ancoragem*

Todas as barras deverão ser ancoradas a fim de transferir integralmente os esforços a que estejam submetidos para o concreto, essa transmissão pode ser feita por meio de aderência, de dispositivos mecânicos, ou pela combinação dos dois. Na ancoragem por aderência os esforços devem ser transmitidos por meio de um comprimento reto ou com grande raio de curvatura, seguido ou não de gancho. Sendo que:

- Para barras que tenham alternância de solicitações, como tração e compressão, não haverá gancho;
- Para barras lisas o uso de gancho é obrigatório

- Para barras comprimidas a ancoragem deve ser feita sem uso de ganchos
- Para os demais casos não há restrições.

#### 4.2.7.2 Comprimento de ancoragem básico

É definido como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força-limite  $A_s \cdot f_{yd}$  nessa barra, admitindo-se, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a  $f_{bd}$ . O comprimento de ancoragem básico é dado por:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25\phi \quad (45)$$

Onde:

$f_{yd}$  → Resistência de cálculo ao escoamento do aço;

$f_{bd}$  → Resistência de aderência de cálculo, determinada por:

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

$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c}$  → Resistência de cálculo à tração do concreto;

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

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

$\eta_1 = 2,25$  → Para barras de alta aderência (CA-50);

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

$\eta_2 = 0,7$  → Para situações de boa aderência;

$\eta_3 = 1,0$  → Para  $\phi < 32\text{mm}$ ;

$\eta_3 = \frac{132-\phi}{100}$  → Para  $\phi \geq 32\text{mm}$ ;

$\phi$  → diâmetro da barra

Pode-se considerar boa aderência os trechos das barras com inclinação maior que 45° sobre a horizontal, também para os trechos com inclinação menor de vigas com altura menor que 60 cm, os trechos que estejam localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima. Em trechos das barras localizadas no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou junta de concretagem mais próxima, para elementos estruturais com altura maior que 60 cm, também é considerada boa situação. Já para os demais casos, considera-se má situação de aderência.

#### 4.2.7.3 Comprimento de ancoragem necessário

Quando a área da armadura efetiva  $A_{s,ef}$  é maior que a área calculada  $A_{s,cal}$ , a tensão na barra diminui e assim o comprimento de ancoragem pode ser diminuído. A presença de gancho também permite a diminuição do comprimento de ancoragem, que é determinado por:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (46)$$

Onde:

$\alpha = 1,0 \rightarrow$  Barras sem gancho;

$\alpha = 0,7 \rightarrow$  Barras tracionadas com gancho;

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot L_b \\ 10 \cdot \emptyset \\ 10cm \end{cases} \quad (47)$$

#### 4.2.7.4 Ganchos de ancoragem

São previstos na NBR6118:2014 para ancoragem das barras tracionadas possibilitando a diminuição do comprimento de ancoragem.

Os ganchos podem ser:

- Semicirculares com ponta reta de comprimento não inferior a  $2\phi$ ;
- Em ângulo de  $45^\circ$  (interno), com ponta reta e de comprimento não inferior a  $4\phi$ ;
- Em ângulo reto com ponta reta de comprimento não inferior a  $8\phi$ .

O diâmetro interno da curvatura dos ganchos deve ser no mínimo igual os estabelecidos pela norma, conforme a tabela a seguir:

*Tabela 8 - Diâmetro dos pinos de dobramento (Tabela 9.1 da NBR6118:2014)*

Bitola mm	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 $\phi$	5 $\phi$	6 $\phi$
$\geq 20$	5 $\phi$	8 $\phi$	—

O comprimento gasto para executar o gancho é encontrado somando o trecho curvo retificado com a ponta reta.

#### 4.2.7.5 Ancoragem nos apoios

Os esforços de tração junto aos apoios de vigas devem ser resistidos por armaduras longitudinais que satisfaçam as seguintes condições:

- Armadura necessária para ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força  $R_{st}$  dada por:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d + N_d \quad (48)$$

Onde:

$a_l \rightarrow$  Valor do deslocamento do diagrama de momentos fletores;

$V_d \rightarrow$  Força cortante no apoio;

$N_d \rightarrow$  Força de tração eventualmente existente.

- Armadura mínima nos apoios:

Em apoios extremos e intermediários, uma parte da armadura de tração do vão, correspondente ao máximo momento positivo do tramo, deve ser estendida até o apoio de modo que:

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3} \rightarrow \text{Se o momento no apoio for nulo ou negativo}$$

de valor absoluto  $\leq 0,5 \cdot M_{v\tilde{a}o}$ ;

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{4} \rightarrow \text{Momento do apoio for negativo e de valor}$$

absoluto  $> 0,5 \cdot M_{v\tilde{a}o}$ .

#### 4.2.7.5.1 Ancoragem mínima em apoios extremos

Em apoios extremos as barras das armaduras de tração devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

$$\begin{cases} lb, nec \\ r + 5,5 \cdot \emptyset, \text{ para o caso de barras com gancho} \\ 60 \text{ mm} \end{cases}$$

#### 4.2.7.5.2 Ancoragem em apoios intermediários

Nos apoios intermediários o comprimento de ancoragem pode ser igual a  $10.\emptyset$ , desde que não haja qualquer possibilidade de ocorrência de momentos positivos, provocados por recalques ou vento, por exemplo. Quando esta possibilidade existir, as barras devem ser contínuas ou emendadas sobre o apoio.

Quando o diagrama de momentos fletores de cálculo não atingir a face do apoio, as barras prolongadas até o apoio devem ter o comprimento de ancoragem no mínimo  $10.\emptyset$  a partir da face do apoio.

### 4.3 Pilares

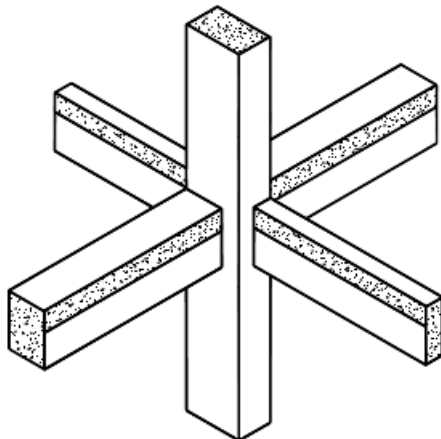
São definidos pela NBR6118:2014 como elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.

Apresentam geralmente seção transversal retangular, quadrada ou circular. Tem como função receber as ações de diversos níveis da estrutura e conduzi-las até as fundações.

#### 4.3.1 Pilar intermediário

São os pilares localizados no interior da edificação. As vigas e lajes que se apoiam sobre estes tem continuidade nas duas direções. É considerado apenas o carregamento vertical atuante das vigas, admite-se que as reações sejam centradas e que os momentos fletores transmitidos a ele são pequenos, podendo assim ser desprezados, tendo solicitação de compressão simples.

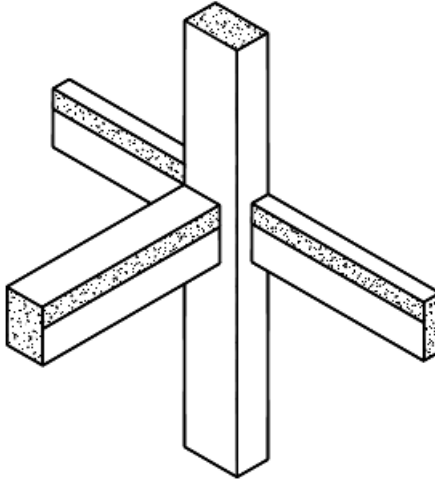
*Figura 11 - Pilar intermediário*



#### 4.3.2 Pilar de extremidade

Também conhecidos como pilares de borda, correspondem ao apoio extremo de uma viga, gerando um carregamento excêntrico em um dos eixos principais do pilar onde o momento fletor deverá ser considerado, devendo assim, ser dimensionado a flexo-compressão.

*Figura 12 - Pilar de extremidade*

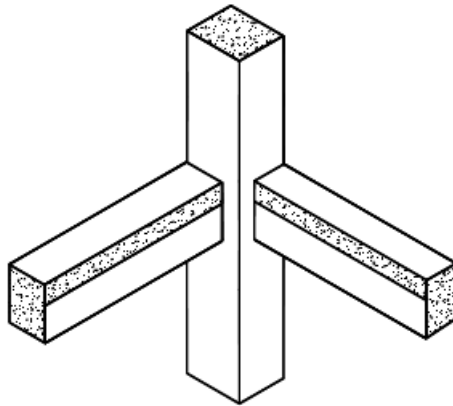


#### 4.3.3 Pilar de canto

São os quais ficam dispostos no apoio extremo de duas vigas, tendo assim, além do esforço normal, também momentos fletores e excentricidades iniciais nas duas direções, devendo assim, ser dimensionado a flexão composta oblíqua.



*Figura 13 - Pilar de canto*



#### 4.3.4 Carregamento vertical dos pilares

As cargas verticais que atuam nos pilares são decorrentes do carregamento vertical atuante nas vigas. Para a determinação destas cargas bastam serem resolvidas as vigas e obter suas reações de apoio. Somando as reações das vigas que se apoiam em determinado pilar, obtém-se a carga transmitida ao pilar pelo pavimento em análise. Estas cargas devem ser acumuladas desde o topo da edificação até o nível das fundações.

O peso próprio dos pilares se obtém da seguinte equação:

$$\gamma_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h \cdot A_{seção}$$

Onde:

$\gamma_{conc}$  → Peso específico do concreto armado igual a 25kN/m<sup>3</sup>;

$h$  → Altura do pilar;

$A_{seção}$  → Área da seção de concreto do pilar.

#### 4.3.5 Comprimento equivalente

É o menor dos valores:

$$le \leq \begin{cases} l_0+h \\ l \end{cases} \quad (49)$$

Onde:

$l_0$  → Distância entre as faces dos elementos estruturais que vinculam o pilar;

$h$  → Altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

$l$  → Distância entre eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

#### 4.3.6 Índice de Esbeltez

É o índice que mede a capacidade de um pilar resistir ou não a flambagem. Quanto maior a esbeltez do pilar, maior a possibilidade de ocorrer flambagem. O índice de esbeltez é dada pela expressão:

$$\lambda = \frac{le}{i} \quad (50)$$

Sendo  $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Onde:

$le$  → Comprimento equivalente do pilar;

$i$  → Raio de giração do pilar;

$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$  → Momento de inércia da seção retangular de concreto na direção analisada;

$A = b \cdot h$  → Área da seção transversal de concreto.

Conhecendo o comprimento equivalente para cada direção, o índice de esbeltez para seções retangulares pode ser encontrado diretamente por:

$$\lambda = \frac{le}{i} = \frac{3,46.le}{h} \quad (51)$$

#### 4.3.6.1 *Esbeltez limite*

Corresponde a um valor do qual há uma redução da capacidade resistente do pilar, devido aos efeitos de 2ª ordem. Os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite ( $\lambda_1$ ), onde este é calculado por:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha b} \quad (52)$$

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

Onde:

$e_1$  → Excentricidade de 1ª ordem;

$h$  → Altura da seção na direção considerada;

$\alpha b$  → Coeficiente dado em função da vinculação e do carregamento atuante.

Sendo o valor  $\alpha b$  obtido conforme a seguir:

- Pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha b = 1,0$$

- Pilares biapoiados ou em balanço com momentos fletores menores que o momento mínimo:

$$\alpha b = 1,0$$

- Pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A}, \text{ com } 0,40 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

Onde:

MA → Momento fletor de 1ª ordem no extremo A do pilar (maior valor absoluto ao longo do pilar biapoado);

MB → Momento fletor de 1ª ordem no extremo B do pilar (torna-se para MB o sinal positivo se tracionar a mesma face que MA e negativo caso contrário).

#### 4.3.6.2 *Índice de Esbeltez Máximo*

A NBR6118:2014 não recomenda o projeto e construção de pilares com índice de esbeltez maior que 200.

#### 4.3.6.3 *Classificação quanto a esbeltez*

Os pilares podem ser classificados em relação ao seu índice de esbeltez como:

- Pilares Curtos ( $\lambda < \lambda_1$ ): os efeitos locais de 2ª ordem podem ser desprezados, pois o índice de esbeltez é menor que o limite.
- Pilares Medianamente Esbeltos ( $\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$ ): os efeitos de 2ª ordem podem ser considerados adotando-se métodos aproximados como o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada ou com curvatura;
- Pilares Esbeltos ( $90 < \lambda \leq 140$ ): os efeitos de 2ª ordem podem ser avaliados aplicando o método do pilar padrão acoplado a diagramas M, N,  $1/r$  para a curvatura crítica. O efeito da fluência deve ser considerado.

- Pilares Muito Esbeltos ( $140 < \lambda \leq 200$ ): os efeitos de 2ª ordem devem ser avaliados pelo método geral e levando em conta a fluência.

#### 4.3.7 Momento mínimo

Segundo a NBR6118:2014 o efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído, em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem dado por:

$$M_{1d,mín} = N_d \cdot (0,015 + 0,03h) \quad (53)$$

Onde:

$h \rightarrow$  é a altura total da seção transversal na direção considerada, expressa em metros (m).

Quando existir a necessidade do cálculo dos efeitos de 2ª ordem e caso o momento mínimo seja maior que o momento de 1ª ordem, o momento mínimo deve ser acrescido aos momentos de 2ª ordem.

#### 4.3.8 Determinação dos efeitos de 2ª ordem

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes destes deslocamentos são chamados de efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo então efeitos locais de 2ª ordem que afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.

As estruturas são consideradas para efeito de cálculo como nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, e os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10%

dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nestas estruturas, basta considerar os efeitos locais de 2ª ordem.

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e em decorrência deste fato os efeitos globais de 2ª ordem são importantes. Nestas estruturas tanto os esforços de 2ª ordem globais como locais devem ser considerados.

Os efeitos de 2ª ordem locais para pilares com índice de esbeltez menor que 90 e com armadura simétrica, podem ser determinados através de métodos aproximados, no presente trabalho o método utilizado será o Método do Pilar Padrão com curvatura aproximada. Este método considera a curvatura da seção crítica. A superposição dos efeitos de 1ª e 2ª ordem resulta em um momento total máximo no pilar:

$$M_{d,total} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{le^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (54)$$

Onde:

$N_d$  → Força normal de cálculo

$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$  → Curvatura da seção crítica;

$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$  → Força normal adimensional;

$h$  → Altura considerada;

$M_{1d,A}$  → Maior valor absoluto de momento de 1ª ordem ao longo do pilar

#### 4.3.9 Dimensionamento da armadura longitudinal

As armaduras longitudinais colaboram para resistir à compressão e por consequência diminuem a seção do pilar, e também resistem às tensões de tração.

Podem ser obtidas por meio de ábacos, onde estes ábacos fornecem coeficientes adimensionais  $\omega$  em função da distribuição das barras longitudinais, dos esforços atuantes e das dimensões da seção, representados pelos coeficientes adimensionais  $\mu_d$  e  $v_d$ .

Coefficiente  $\mu_d$  para utilização dos ábacos:

$$\mu_d = \frac{M_d}{A_{seção} \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (55)$$

Extraídos os coeficientes  $\omega$  do ábaco, a área de aço é calculada por:

$$A_s = \omega \cdot A_{seção} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (56)$$

##### 4.3.9.1 Armadura longitudinal mínima

Conforme o item 17.3.5.3.1 da NBR6118:2014, a armadura longitudinal mínima de pilares deve ser:

$$A_{s,min} = \left(0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}}\right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad (57)$$

Além da área mínima exigida por norma, deve-se respeitar a exigência do item 18.4.2.1 que diz que o diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10 mm.

##### 4.3.9.2 Armadura longitudinal máxima

A armadura longitudinal máxima permitida em pilares de acordo com o item 17.3.5.3.2 da NBR6118:2014 é de:

$$A_{s,máx} = 0,08 \cdot A_c \quad (58)$$

Este valor deve também respeitar as regiões de emenda. Além disso a norma estabelece no item 18.4.2.1 que o diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8 da menor dimensão transversal.

#### 4.3.9.3 *Distribuição das barras*

As armaduras longitudinais devem ser dispostas na seção transversal de forma a garantir a adequada resistência do elemento estrutural. Em seções poligonais deve existir pelo menos uma barra em cada vértice.

#### 4.3.9.4 *Espaçamento das Barras*

##### 4.3.9.4.1 *Espaçamento Mínimo*

O espaçamento mínimo livre entre faces das barras medido no plano da seção transversal, fora da região de emendas, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

$$s_{\text{mín}} \geq \begin{cases} 20\text{mm} \\ \emptyset\text{barra} \\ 1,2 \cdot \emptyset\text{agregadograúdo} \end{cases}$$

##### 4.3.9.4.2 *Espaçamento máximo*

O espaçamento máximo entre eixos de barras deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado, sem exceder 400 mm.

#### 4.3.10 *Dimensionamento da Armadura Transversal*

Os estribos tem como função de garantir o posicionamento e impedir a flambagem das barras longitudinais, obtenção de uma peça mais resistente pelo confinamento do concreto. A armadura



transversal deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com lajes e vigas.

#### 4.3.10.1 *Diâmetro dos estribos*

Conforme prescreve a NBR6118:2014 o diâmetro dos estribos nos pilares não deve ser menor que o maior dos valores:

$$\varnothing t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\varnothing t}{4} \end{cases}$$

#### 4.3.10.2 *Espaçamento dos estribos*

O espaçamento longitudinal dos estribos deve ser o menor dos seguintes valores:

$$s_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\varnothing t \rightarrow \text{Para CA-50} \end{cases}$$

#### 4.3.10.3 *Estribos suplementares*

A verificação da necessidade de estribos suplementares é feita medindo a distância entre o eixo do estribo e as barras longitudinais, e este valor não deve superar 20 vezes o diâmetro do estribo.

## 5 **Exemplos de Cálculo**

### 5.1 Exemplo de cálculo - laje L215

#### *Altura das lajes*

A altura adotada das lajes será de 10 cm para todas as lajes de modo a proporcionar melhor isolamento térmico e acústico.

#### *Vãos efetivos*

Os vãos efetivos são calculados segundo a expressão:

$$l_{ef} = 10 + a_1 + a_2,$$

Onde:

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} \\ 0,3 * h \end{cases} \quad a_2 \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} \\ 0,3 * h \end{cases}$$

$$a_1 = a_2 \leq \begin{cases} \frac{12}{2} = 6 \\ 0,3 * 10 = 3 \end{cases}$$

$a_1 = a_2 = 3$  cm, para ambos os vãos;

Assim:

$$l_x = 302 + 3 + 3 = 308 \text{ cm};$$

$$l_y = 348 + 3 + 3 = 354 \text{ cm}.$$

### ***Tipo de armação***

Armada em uma direção:  $\lambda = \frac{L_y}{L_x} > 2$

Armada em duas direções:  $\lambda = \frac{L_y}{L_x} \leq 2$

$\lambda = \frac{354}{308} = 1,15 \rightarrow$  Armada em duas direções.

### ***Vinculações***

Analisando o posicionamento das lajes na planta de fôrmas e de acordo com as lajes vizinhas, para as lajes em questão tem-se:

Figura 14 - Vinculação L215



Assim:

Laje 215 → Caso 3.

### ***Carregamentos***

#### ***Cargas permanentes***

O cálculo das cargas permanentes é igual para todas as lajes pois todas possuem as mesmas configurações (peso próprio, contrapiso, argamassa de assentamento, revestimento cerâmico e ausência de paredes apoiadas diretamente nas lajes).

#### ***Peso próprio:***

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h = 25 \cdot 0,1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

#### ***Peso contrapiso:***

$$g_{cp} = \gamma_{cp} \cdot e_{cp} = 19 \cdot 0,03 = 0,57 \text{ kN/m}^2$$

#### ***Peso argamassa de assentamento:***

$$g_{arg} = \gamma_{arg} \cdot e_{arg} = 19 \cdot 0,01 = 0,19 \text{ kN/m}^2$$

#### ***Peso revestimento cerâmico:***

$$g_{rev} = \gamma_{rev} \cdot e_{rev} = 18 \cdot 0,01 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

### ***Peso das paredes:***

O posicionamento das vigas foi feito afim de não deixarem paredes apoiadas diretamente nas lajes, assim  $g_{par} = 0$ .

### ***Carga permanente total:***

$$g = g_{pp} + g_{cp} + g_{rev} + g_{arg} + g_{par} = 2,5 + 0,57 + 0,19 + 0,18 + 0 = 3,44 \text{ kN/m}^2$$

### ***Carga Acidental***

A carga acidental é definida em função da utilização das lajes, como a edificação é de uso residencial a norma estabelece os valores de 1,5 e 2,0 kN/m<sup>2</sup> dependendo do uso dentro da edificação, no entanto será adotado o valor 2,0 para quase todas as lajes (excluindo as lajes do telhado). Então:

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

### ***Cálculo das Reações***

Utilizando a tabela de Pinheiro, com a definição do tipo de apoio nos bordos e a relação  $L_y/L_x$ , foram encontrados os coeficientes para o cálculo das reações:

#### **Laje 215 ( $\lambda = 1,15$ , Caso 3)**

$$\nu_x = 2,45 \quad \nu'_x = 3,58 \quad \nu_y = 2,17 \quad \nu'_y = 3,17$$

Assim:

$$R_x = 2,45 \cdot \frac{5,44 \cdot 3,08}{10} = 4,10 \text{ kN/m}$$

$$R'_x = 3,58 \cdot \frac{5,44 \cdot 3,08}{10} = 6,00 \text{ kN/m}$$

$$R_y = 2,17 \cdot \frac{5,44 \cdot 3,08}{10} = 3,64 \text{ kN/m}$$

$$R'_y = 3,17 \cdot \frac{5,44 \cdot 3,08}{10} = 5,31 \text{ kN/m}$$

### ***Verificação ao Cisalhamento***

$$VRd1 = [\tau R_d \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d$$

Onde:

$$\tau R_d = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{0,7 \cdot f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,25 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 0,321 \text{ MPa} = 321$$

kN/m<sup>2</sup>

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$$

$$k = (1,6 - d) \geq 1$$

A reação de apoio mais crítica é  $R'x = 6,00$  kN/m.

Então:

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,073 = 1,527$$

$$\rho_1 = \frac{5,0,196}{100,7,3} = 0,0013 \text{ (barras de 5,0 mm, na qual a área da seção é}$$

0,196 cm<sup>2</sup>, a cada 20 cm, resultando 5 barras por metro)

$\sigma_{cp} = 0$ , pois não há força normal atuando na seção

$$VRd1 = [321 \cdot 1,527 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0013) + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,0 \cdot 0,073 = 44,8 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 6,00 \text{ kN} \leq VRd1 = 44,8 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok !}$$

Como a condição é satisfeita, não existe a necessidade de armadura transversal.

### ***Verificação da compressão diagonal do concreto***

$$\alpha_{v1} = (0,7 - \frac{25}{200}) = 0,58 > 0,5 \rightarrow \alpha_{v1} = 0,5$$

$$VRd2 = 0,5 \cdot 0,5 \cdot \frac{25}{1,4} \cdot 1000 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,073 = 293,3 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 6,00 \text{ kN} \leq VRd2 = 293,3 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok !}$$

Sendo a condição satisfeita, não há problema de compressão excessiva das bielas de concreto.

### ***Momentos Fletores – Estado Limite Último (ELU)***

A combinação utilizada para o ELU é a combinação última normal. Os coeficientes foram retirados da tabela 11.1 da NBR6118:2014.

$$p = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q = 1,4 \cdot g + 1,4 \cdot q$$

$$p = 1,4 \cdot 3,44 + 1,4 \cdot 2,0 = 7,62 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = 3,42 \cdot \frac{7,62 \cdot 3,08^2}{100} = 2,47 \text{ kN.m/m}$$

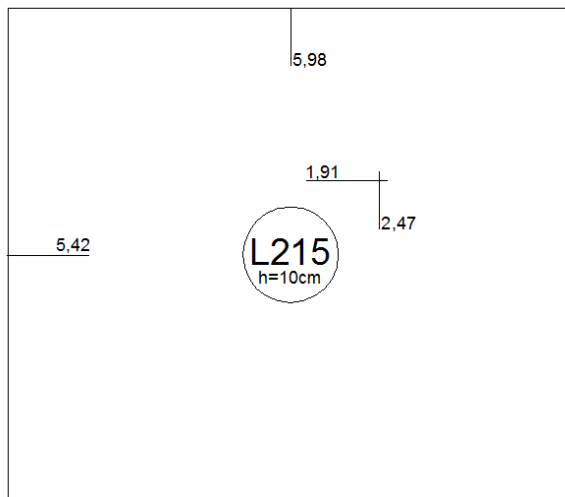
$$M'_x = 8,28 \cdot \frac{7,62 \cdot 3,08^2}{100} = 5,98 \text{ kN.m/m}$$

$$M_y = 2,65 \cdot \frac{7,62 \cdot 3,08^2}{100} = 1,91 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_y = 7,50 \cdot \frac{7,62 \cdot 3,08^2}{100} = 5,42 \text{ kN.m/m}$$

Resultando assim os momentos:

Figura 15 - Momentos fletores (ELU)



### Compatibilização dos momentos

#### Momentos Negativos

O novo valor do momento negativo final será o maior entre a média dos momentos fletores das lajes isoladas no mesmo bordo ou 80% do maior valor.

A laje 215 irá compatibilizar momentos negativos com as lajes 208, 210, e 214 e 216.

$$\mathbf{215-208} \therefore M^? \geq \begin{cases} \frac{M1+M2}{2} = \frac{5,98+2,39 = 4,18}{2} \rightarrow 4,78 \text{ kN.m/m} \\ 0,8.M_{\text{maior}} = 0,8 \cdot 5,98 = 4,78 \end{cases}$$

$$\mathbf{215-210} \therefore M^? \geq \begin{cases} \frac{M1+M2}{2} = \frac{5,98+0,95 = 3,47}{2} \rightarrow 4,78 \text{ kN.m/m} \\ 0,8.M_{\text{maior}} = 0,8 \cdot 5,98 = 4,78 \end{cases}$$

$$\mathbf{215-214} \therefore M^? \geq \begin{cases} \frac{M1+M2}{2} = \frac{5,42+2,11 = 3,76}{2} \rightarrow 4,34 \text{ kN.m/m} \\ 0,8.M_{\text{maior}} = 0,8 \cdot 5,42 = 4,34 \end{cases}$$

$$215-216 \therefore M' \geq \begin{cases} \frac{M1+M2}{2} = \frac{0,00+2,11}{2} = 1,06 \\ 0,8.M_{\text{maior}} = 0,8 \cdot 2,11 = 1,67 \end{cases} \rightarrow 1,67 \text{ kN.m/m}$$

### ***Correção dos Momentos Positivos***

Com a compatibilização dos momentos negativos, os momentos positivos necessitam ser corrigidos. Assim:

Em x:

$$M_{xd} = 2,47 + \frac{5,98-4,78}{2} + \frac{0,00-1,67}{2} = 2,23 \text{ kN.m/m}$$

Como o momento diminuiu, o valor obtido não é adotado, assim:  $M_{xd} = 2,47 \text{ kN.m/m}$ .

Em y:

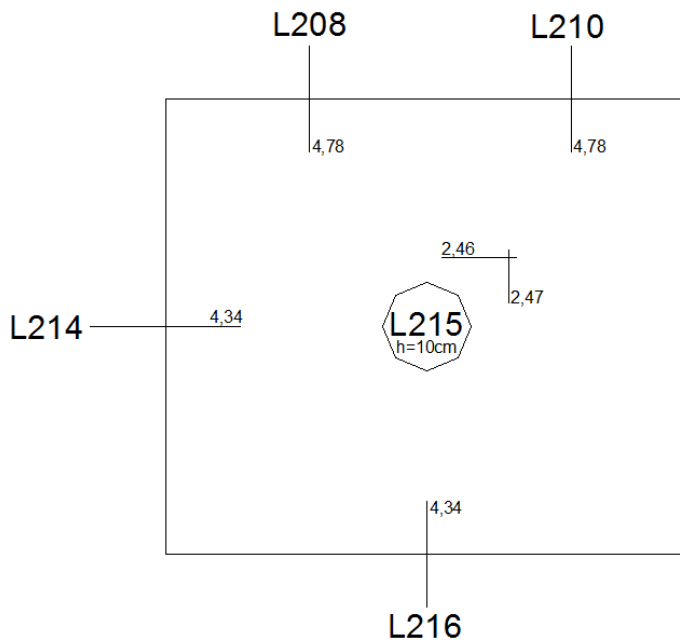
$$M_{yd} = 1,92 + \frac{5,42-4,34}{2} = 2,46 \text{ kN.m/m}$$

Como o momento aumentou, o novo valor será adotado, assim:  $M_{yd} = 2,46 \text{ kN.m/m}$ .

Resultando assim os momentos negativos compatibilizados e os momentos positivos corrigidos:



Figura 16 - Momentos fletores corrigidos



### ***Cálculo das Armaduras***

#### ***Dimensionamento da Armadura Positiva:***

*Na direção x (menor vão):*

Primeiramente deve ser estimado o diâmetro da barra ou fio a ser usado, em função do diâmetro máximo recomendado pela NBR6118:2014:

$$\phi_{\text{máx}} = \frac{h}{8} = \frac{10}{8} = 1,25 \text{ cm} = 12,5 \text{ mm.}$$

A bitola mais usual para armaduras positivas é a de 5,0 mm do CA-60.

$$dx = h - c - \frac{\phi}{2} = 10 - 2,5 - \frac{0,50}{2} = 7,3 \text{ cm}$$

$$M_{xd} = 2,47 \text{ kN.m/m} = 247 \text{ kN.cm/m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,4} = 17,86 \text{ MPa} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

*Cálculo da linha neutra:*

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 7,3 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{247}{0,425 \cdot 1,786 \cdot 100 \cdot 7,3^2}} \right) = 0,28 \text{ cm}$$

*Verificação do Domínio de deformação:*

$$\frac{x}{d} = \frac{0,28}{7,3} = 0,04 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

*Cálculo da área de aço:*

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{600}{1,15} = 521,7 \text{ MPa} = 52,17 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{247}{52,17 \cdot (7,3 - 0,4 \cdot 0,28)} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

*Verificação da área de aço mínima:*

Para lajes bidirecionais e com uso de aço CA-60,  $\rho_s = 0,67 \cdot \rho_{\text{mín}}$ , sendo  $\rho_{\text{mín}} = 0,15\%$ .

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq 0,67 \cdot \frac{0,15}{100}$$

$$A_s \geq 0,67 \cdot \frac{0,15}{100} \cdot 100 \cdot 10 = 1,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$0,66 \text{ cm}^2/\text{m} < 1,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo será utilizada  $A_s = 1,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

*Na direção y (maior vão):*

Adotando a bitola de 5,0 mm.

$$d_y = h - c - \phi x - \frac{\phi y}{2} = 10 - 2,5 - 0,50 - \frac{0,50}{2} = 6,8 \text{ cm}$$

$$M_{yd} = 2,46 \text{ kN.m/m} = 246 \text{ kN.cm/m}$$

*Cálculo da linha neutra:*

$$x = 1,25 \cdot 6,8 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{246}{0,425 \cdot 1,786 \cdot 100 \cdot 6,8^2}}\right) = 0,31 \text{ cm}$$

*Verificação do Domínio de deformação:*

$$\frac{x}{d} = \frac{0,31}{6,8} = 0,05 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

*Cálculo da área de aço:*

$$A_s = \frac{246}{52,17 \cdot (6,8 - 0,4 \cdot 0,31)} = 0,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

*Verificação da área de aço mínima:*

$$A_s \geq 0,67 \cdot \frac{0,15}{100} \cdot 100 \cdot 10 = 1,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$0,85 \text{ cm}^2/\text{m} < 1,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo será utilizada  $A_s = 1,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

### ***Dimensionamento da Armadura Negativa***

No apoio de duas lajes adjacentes, deve ser usada a menor espessura entre elas para os cálculos, pois é a mais crítica. Como as lajes possuem a mesma espessura, então:

$$\phi_{\text{máx}} = \frac{h}{8} = \frac{10}{8} = 1,25 \text{ cm} = 12,5 \text{ mm.}$$

Porém pelos valores dos momentos serem pequenos as bitolas adotadas serão 5,0 mm.

A tabela 7.2 da NBR6118:2014, diz que para face superior de lajes e vigas que serão revestidas, permite-se a redução do cobrimento, respeitando um mínimo de 15 mm. Logo:

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 10 - 1,5 - \frac{0,50}{2} = 8,2 \text{ cm}$$

Entre L210 e L215

$$MSd = 4,78 \text{ kN.m/m} = 478 \text{ kN.cm/m}$$

Cálculo da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 8,3 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{478}{0,425 \cdot 1,786 \cdot 100 \cdot 8,3^2}}\right) = 0,49 \text{ cm}$$

Verificação do Domínio de deformação:

$$kx = \frac{x}{d} = \frac{0,49}{8,3} = 0,06 < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

Cálculo da área de aço:

$$As = \frac{478}{52,17 \cdot (8,3 - 0,40,49)} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificação da área de aço mínima:

De acordo com a tabela 19.1 da NBR6118:2014, para armaduras negativas  $\rho_s \geq \rho_{\text{mín}}$ .

$$\frac{As}{b \cdot h} \geq \frac{0,15}{100}$$

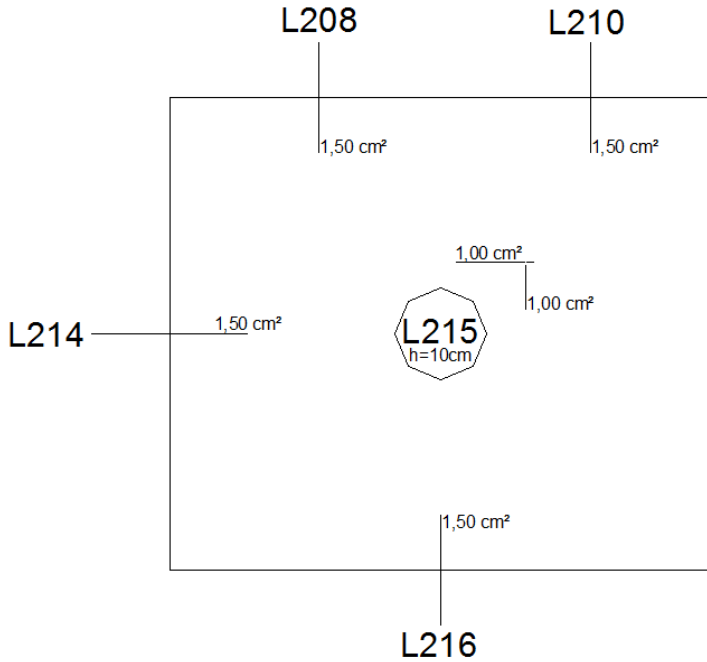
$$As \geq \frac{0,15}{100} \cdot 100 \cdot 10 = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1,13 \text{ cm}^2/\text{m} < 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo será utilizada  $As = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Para as demais adjacências o processo se repete. Resultando assim:

Figura 17 - Áreas de aço



### ***Detalhamento das Armaduras***

#### ***Detalhamento das Armaduras Positivas***

*Na direção x:*

Do dimensionamento temos:

$$As/m = 1,00 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ e } \phi = 5,0 \text{ mm}$$

*O número de barras por metro é:*

$$n = \frac{As/m}{As,uni}$$

Onde  $As,uni$  é a área da seção de uma barra.

$$As,uni = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,50^2}{4} = 0,196 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{1,00}{0,196} = 5,1 \text{ barras/m}$$

*O espaçamento é dado por:*

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{5,1} = 19,6 \text{ cm}$$

Porém, o espaçamento máximo é dado por:

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 10 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$19 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok !}$$

*Quantidade de barras:*

$$Q = \frac{\text{livre}}{s} - 1$$

O vão livre é de 348 cm para esta direção, sendo assim:

$$Q = \frac{348}{19} - 1 = 17,3 \text{ barras}$$

O número de barras deve ser sempre arredondado para cima, portanto temos 18 barras.

*Comprimento da armadura:*

A armadura positiva será efetuada por meio de armadura corrida, com as barras colocadas em todo o vão, onde estas barras devem entrar nos apoios com um comprimento de  $10 \cdot \phi$  ou 6 cm, pegando o maior entre estes valores. Sendo assim:

$$\begin{cases} 10 \cdot \phi = 10 \cdot 0,50 = 5,0 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{cases}$$

Não podendo esquecer que deve ser respeitado o cobrimento. Como as vigas possuem 12 cm de largura, o cobrimento está sendo respeitado. Logo:

$$C_x = 6 + 302 + 6 = 314 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 18  $\phi 5,0$  c19 – 314

*Na direção y:*

Do dimensionamento temos:

$$A_s/m = 1,00 \text{ cm}^2/m \text{ e } \phi = 5,0 \text{ mm.}$$

$$n = \frac{1,00}{0,196} = 5,1 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{4,34} = 19,6 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 10 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

*Quantidade de barras:*

O vão livre é de 302 cm para esta direção, sendo assim:

$$Q = \frac{302}{19} - 1 = 14,9 \text{ barras}$$

*Comprimento da armadura:*

$$\begin{cases} 10 \cdot \phi = 10 \cdot 0,63 = 5,0 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C_x = 6 + 348 + 6 = 360 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 15  $\phi 5,0$  c19 – 360.

### ***Detalhamento das Armaduras Negativas***

*Entre L210 e L215*

Do dimensionamento temos:

$$A_s/m = 1,50 \text{ cm}^2/m \text{ e } \phi = 5,0 \text{ mm}$$

*O número de barras por metro é:*

$$n = \frac{1,50}{0,195} = 7,65 \text{ barras/m}$$

*O espaçamento é dado por:*

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{7,65} = 13,07 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx}} = \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 10 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$13 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok !}$$

*Quantidade de barras:*

$$Q = \frac{\text{livre}}{s} - 1$$

O vão livre é de 138 cm para esta direção, sendo assim:

$$Q = \frac{138}{13} - 1 = 9,6 \text{ barras}$$

*Comprimento da armadura:*

$$c = g_e + 2 \cdot (0,25 \cdot L_{x,\text{máx}} + 10 \cdot \phi) + g_d$$

Onde:

$$g_e = h_e - c_s - c_i = 10 - 1,5 - 2,5 = 6$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i = 10 - 1,5 - 2,5 = 6$$

$$L_{x,\text{máx}} = 141 \text{ cm}$$

$$c = 6 + 2 \cdot (0,25 \cdot 141 + 10 \cdot 0,50) + 6 = 93 \text{ cm}$$

Com detalhamento final de 10  $\phi$ 5,0 c13 - 93

O processo se repete para as outras adjacências.

### ***Detalhamento Final***

Para todas as outras lajes da edificação foram executados os mesmos procedimentos através de planilhas eletrônicas no “excel”, a seguir as figuras mostram os detalhamentos das armaduras positiva e negativa do pavimento térreo com as tabelas e resumos das armaduras, dados obtidos através das planilhas, mais detalhes estão no apêndice no final deste trabalho.



Figura 18 - Detalhamento da armadura positiva do pavimento térreo com a tabela e resumo das armaduras

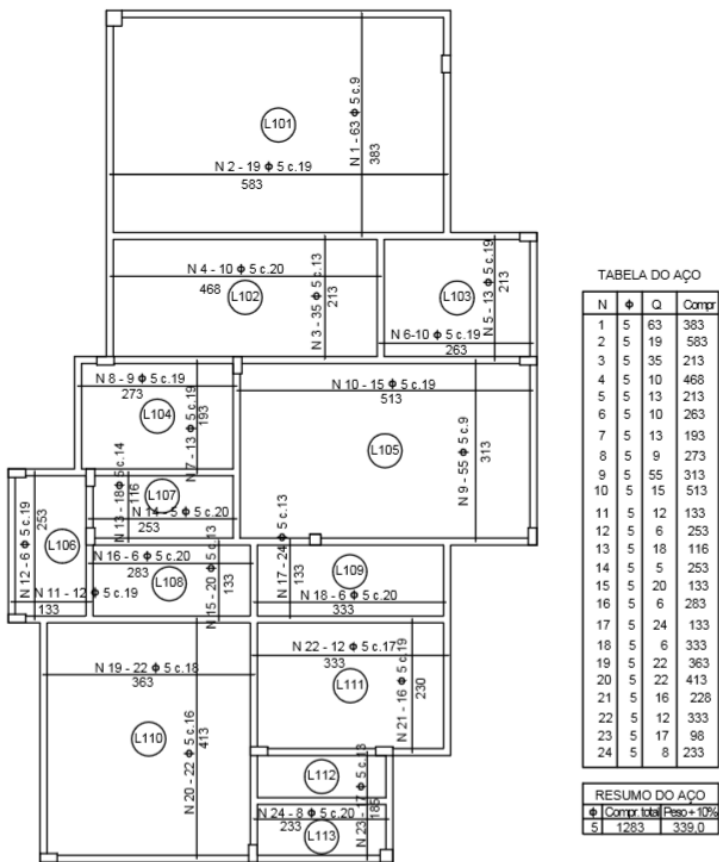
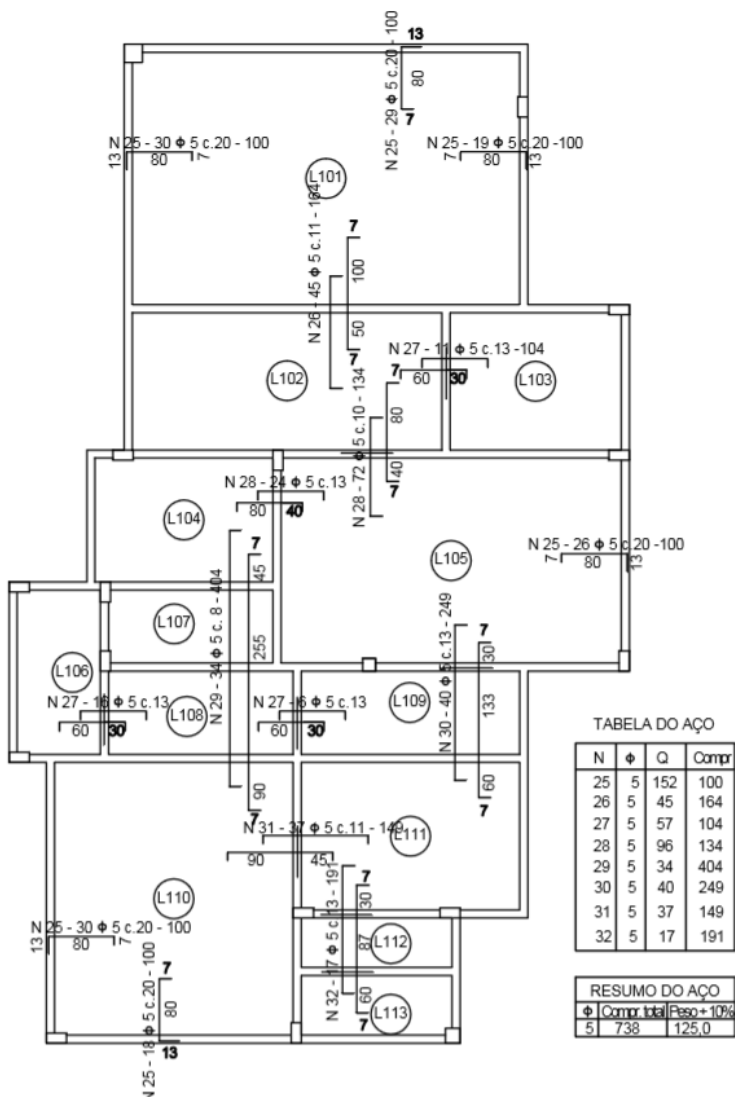


Figura 19 - Detalhamento da armadura negativa do pavimento térreo com a tabela e resumo das armaduras



## ***Estado Limite de Deformação Excessiva***

### ***Cálculo dos momentos de serviço***

Foram utilizadas as tabelas de Bares (1972) para encontrar os coeficientes necessários para o cálculo dos momentos fletores.

Assim:

**Laje 215** (Caso 3,  $\lambda = 1,15$ )

$$\mu_x = 3,42 \quad \mu'_x = 8,28 \quad \mu_y = 2,65 \quad \mu'_y = 7,50$$

### ***Carregamentos:***

Por ser uma verificação de serviço a combinação usada para o cálculo dos momentos atuantes é a quase-permanente, onde:

$$p_{serv} = g + \psi_2 \cdot q$$

O coeficiente  $\psi_2$  é retirado da tabela 11.2 da NBR6118:2014 e para edifícios residenciais:

$$\psi_2 = 0,3$$

Logo:

$$p_{serv} = 3,44 + 0,3 \cdot 2,0 = 4,04 \text{ kN/m}^2;$$

Assim:

$$M_x = 3,42 \cdot \frac{4,04 \cdot 3,08^2}{100} = 1,31 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_x = 8,28 \cdot \frac{4,04 \cdot 3,08^2}{100} = 3,17 \text{ kN.m/m}$$

$$M_y = 2,65 \cdot \frac{4,04 \cdot 3,08^2}{100} = 1,02 \text{ kN.m/m}$$

$$M'_y = 7,50 \cdot \frac{4,04 \cdot 3,08^2}{100} = 2,87 \text{ kN.m/m}$$

### ***Verificação do Estádio***

$$MR = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t}$$

$\alpha = 1,5 \rightarrow$  Para seção retangular;

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,6 \text{ MPa} = 0,26 \text{ kN/cm}^2.$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 10^3}{12} = 8333,33 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$MR = \frac{1,5 \cdot 0,26 \cdot 8333,33}{5} = 649,9 \text{ kN.cm} = 6.499 \text{ kN.m}$$

Como os momentos de serviço são menores que o de fissuração, as lajes encontram-se no Estádio I, não fissuradas, podendo assim ser consideradas as inércias das seções brutas de concreto e mantida as alturas adotadas.

### *Verificação das flechas*

#### **Laje 215 (Bidirecional)**

#### *Cálculo da Flecha Imediata*

$$\text{Caso 3, } \lambda = 1,15 \rightarrow \alpha = 3,18$$

$$p = 4,04 \text{ kN/m}^2$$

$$l_x = 3,08 \text{ m}$$

$$E_c = E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{25} = 23800 \text{ MPa}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$f_0 = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot h^3}$$

$$f_0 = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_c \cdot h^3} = \frac{3,18}{100} \cdot \frac{4,04 \cdot 3,08^4}{23800000 \cdot 0,10^3} = 0,049 \text{ cm}$$

#### *Cálculo da Flecha Diferida*

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

$$\rho' = 0 \text{ (não existe armadura de compressão)}$$

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

$\xi(t) = 2$ , para  $t > 70$  meses (Tabela 17.1 NBR6118:2014), pois deseja-se conhecer a flecha total

No caso de considerar o primeiro carregamento somente aos 21 dias:

$$t_0 = \frac{21}{30} = 0,7$$

$$\xi(t_0) = 0,68 \cdot (0,996^{0,7}) \cdot 0,7^{0,32} = 0,605$$

$$\alpha f = \frac{(2-0,605)}{1+50 \cdot 0} = 1,395$$

### ***Cálculo da Flecha Total***

$$f_{\infty} = f_0 \cdot (1 + \alpha f)$$

$$f_{\infty} = 0,049 \cdot (1 + 1,395) = 0,116 \text{ cm}$$

### ***Flecha Limite (Aceitabilidade Sensorial)***

*Visual*

$$f_{\infty} = 0,079 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l x}{250} = \frac{308}{250} = 1,232 \text{ cm}$$

$$0,116 \text{ cm} \leq 1,232 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

*Vibrações*

Para tal verificação utiliza-se apenas a carga acidental.

$$f_0(q) = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{p \cdot l x^4}{E \cdot c \cdot h^3} = \frac{3,18}{100} \cdot \frac{2,0 \cdot 3,08^4}{23800000 \cdot 0,1^3} = 0,024 \text{ cm}$$

$$f_0(q) \leq f_{adm} = \frac{l x}{350} = \frac{308}{350} = 0,88 \text{ cm}$$

$$0,024 \text{ cm} \leq 0,88 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

Como os valores das flechas são muito pequenos os limites foram respeitados.

Exemplo de cálculo – viga V121

### ***Dimensionamento da viga V121***

***Carregamentos:***

- Peso próprio da viga:  $p_{pvig} = \gamma_{conc} \cdot h \cdot b = 25,0 \cdot 4,0 \cdot 12 = 1,20$  kN/m;
- Peso próprio da alvenaria:  $p_{palv} = \gamma_{alv} \cdot h \cdot b = 13,2 \cdot 9,0 \cdot 12 = 4,52$  kN/m;

Foi desconsiderada a existência de aberturas nas alvenarias.

- Carregamentos provenientes das lajes:

Os carregamentos foram obtidos como apresentado no capítulo de lajes, porém as cargas permanentes e acidentais foram separadas para que sejam realizadas as combinações de acordo com o estado limite que será verificado em cada tópico. Sendo L103 e L105 as lajes que apoiam na V121, então:

Lajes	Permanente	Acidental	Reações permanentes (kN/m)				Reações acidentais (kN/m)			
	g (kN/m <sup>2</sup> )	q (kN/m <sup>2</sup> )	R <sub>x</sub>	R' <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	R' <sub>y</sub>	R <sub>x</sub>	R' <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>	R' <sub>y</sub>
105	3,44	2	0,00	4,70	2,31	3,37	0,00	2,73	1,34	1,96
103	3,44	2	1,87	2,73	1,56	2,28	1,09	1,59	0,91	1,33

As reações de interesse destas lajes na V121 são:

$$L105: \begin{cases} g = R_y = 2,31 \text{ kN/m} \\ q = R_y = 1,34 \text{ kN/m} \end{cases} \quad \text{e} \quad L103: \begin{cases} g = R_y = 1,56 \text{ kN/m} \\ q = R_y = 0,91 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- Carregamento total distribuído por trecho:

V121a:

$$g = 1,20 + 4,52 + 2,31 = 8,03 \text{ kN/m}$$

$$q = 1,34 \text{ kN/m}$$

V121b:

$$g = 1,20 + 4,52 + 1,56 = 7,28 \text{ kN/m}$$

$$q = 0,91 \text{ kN/m}$$

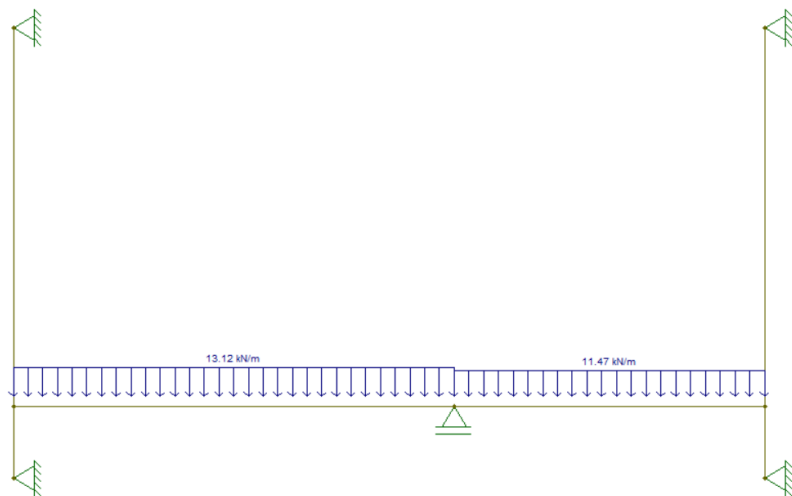
### **Esforços solicitantes (ELU)**

$$V121a: p = 1,4 \cdot (8,03 + 1,34) = 13,12 \text{ kN/m}$$

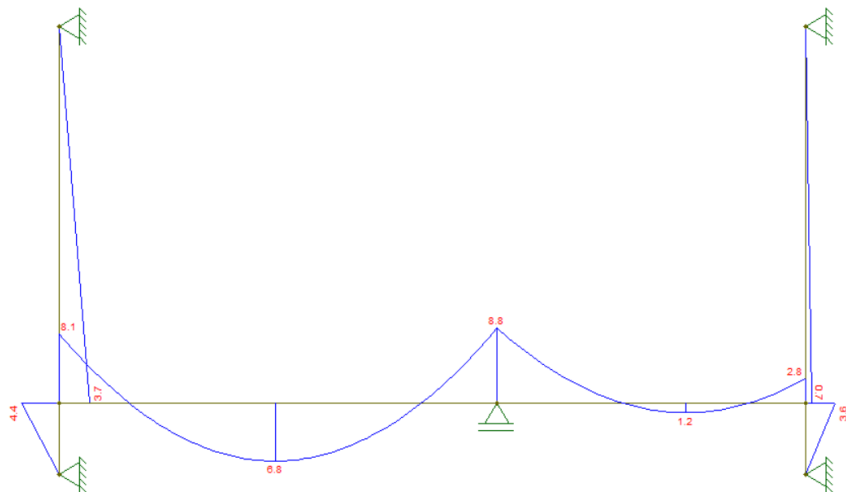
$$V121b: p = 1,4 \cdot (7,28 + 0,91) = 11,47 \text{ kN/m}$$

Com as cargas já obtidas é utilizado o programa ftool para auxiliar na obtenção dos esforços, conforme as figuras a seguir:

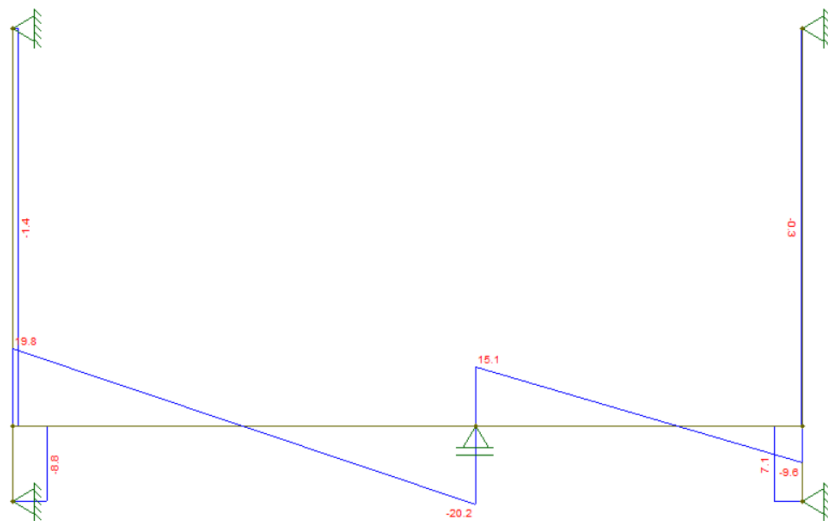
*Figura 20 - Carregamentos (ELU) na V121*



*Figura 21 - Diagrama de momentos fletores (ELU) na V121*



*Figura 22 - Diagrama de esforço cortante (ELU) na V121*



### ***Dimensionamento das Armaduras Longitudinais***



## ***Armadura Positiva***

### **Trecho a**

#### *Cálculo de d*

O valor de d corresponde à distância do centro de gravidade da armadura tracionada à fibra mais comprimida da seção transversal da viga.

Primeiramente deve-se estimar o valor de d, uma vez que, não se conhece o número de barras necessárias na seção, e, conseqüentemente a posição do centro de gravidade das armaduras.

#### *Estimativa de d*

$$d = h - c_{\text{nom}} - \phi_t - \frac{\phi}{2} = 40 - 3 - 0,5 - \frac{0,8}{2} = 36,1 \text{ cm}$$

Onde:

h → altura da viga;

$c_{\text{nom}}$  → cobrimento nominal;

$\phi_t$  → bitola do estribo;

$\phi$  → bitola estimada.

#### *Posição da linha neutra*

$$\phi = 8 \text{ mm (A}\phi 8 = 0,503 \text{ cm}^2)$$

$$c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$$

$$d = 36,1 \text{ cm}$$

$$f_{\text{cd}} = \frac{f_{\text{ck}}}{1,4} = \frac{25}{1,4} = 17,85 \text{ MPa}$$

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

$$M_d = 6,8 \text{ kN.m} = 680 \text{ kN.cm}$$

#### *Linha neutra*

$$x = 1,25 \cdot 36,1 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{680}{0,425 \cdot 12 \cdot 36,1^2 \cdot 1,785}}\right) = 1,31 \text{ cm}$$

### Domínio de deformação

Com a posição da linha neutra definida, pode-se avaliar em que domínio de deformação a peça se encontra, de acordo com a seguinte relação:

$$\text{Para CA-50} \rightarrow \text{Domínio} \begin{cases} 2, \text{ se } \frac{x}{d} < 0,259 \\ 3, \text{ se } 0,259 \leq \frac{x}{d} < 0,628 \\ 4, \text{ se } \frac{x}{d} \geq 0,628 \end{cases}$$

Com  $\frac{x}{d} = \frac{1,31}{36,1} = 0,036$ , portanto se encontra no domínio 2.

### Obtenção da área de aço

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,7 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{680}{(36,1 - 0,4 \cdot 1,31) \cdot 43,47} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Deve-se comparar o resultado encontrado com o valor de taxa de armadura mínima recomendada pela NBR6118:2014:

$$A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot h$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,0015 \cdot 12 \cdot 40 = 0,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_s < A_{s,\text{mín}}$ , deve ser utilizada a área de aço mínima.

### Obtenção do número de barras

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 8}} = \frac{0,72}{0,503} = 1,43 \text{ barras} \rightarrow 2 \text{ barras.}$$

### Número de barras em cada camada

O número de barras que cabem em uma camada é obtido pela expressão:

$$n_1 = \frac{b - 2c - 2\emptyset t + ah}{\emptyset + ah}$$

Onde:

b → valor da base = 12 cm

$c \rightarrow$  cobrimento = 3 cm

$\emptyset_t \rightarrow$  diâmetro do estribo = 5 mm

$ah \rightarrow$  espaçamento livre entre as faces da barras medido horizontalmente

O item 18.3.2.2 da NBR6118:2014 diz que  $ah$  é o maior entre os 3 seguintes valores:

$$ah \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \emptyset_{\text{barra}} = 0,8 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot d_{\text{máx, agregado}} = 1,2 \cdot 19 = 23 \text{ mm} \end{cases}$$

Logo,  $ah = 23 \text{ mm} = 2,3 \text{ cm}$ .

Assim:

$$n_1 = \frac{12 - 2,3 - 2,0,5 + 2,3}{0,8 + 2,3} = 2,35 \rightarrow \text{cabem 2 barras}$$

Será adotada uma camada com 2 barras.

## Trecho b

$M_d = 1,2 \text{ kN.m} = 120 \text{ kN.cm}$

*Estimativa de  $d$*

$$d = h - c_{\text{nom}} - \emptyset_t - \frac{\emptyset}{2} = 40 - 3 - 0,5 - \frac{0,8}{2} = 36,1 \text{ cm}$$

*Obtenção da linha neutra*

$$x = 1,25 \cdot 36,1 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{120}{0,425 \cdot 12 \cdot 36,1^2 \cdot 1,785}}\right) = 0,23 \text{ cm}$$

*Domínio de deformação*

$$\frac{x}{d} = \frac{0,23}{36,1} = 0,006 \rightarrow \text{Domínio 2.}$$

*Obtenção da área de aço*

$$A_s = \frac{120}{(36,1 - 0,4 \cdot 0,23) \cdot 43,47} = 0,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,0015 \cdot 12 \cdot 40 = 0,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_s < A_{s,\text{mín}}$ , deve ser utilizada a área de aço mínima.

*Obtenção do número de barras*

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 8}} = \frac{0,72}{0,503} = 1,43 \text{ barras} \rightarrow 2 \text{ barras.}$$

Será feita uma camada com 2 barras.

$$d = h - d_2 = 40 - 3,9 = 36,1 \text{ cm}$$

***Armadura negativa***

**Apoio P11:**

$$M_d = 8,1 \text{ kN.m} = 810 \text{ kN.cm}$$

O mesmo processo é repetido e assim resulta em: uma camada com 2 barras de  $\emptyset = 8\text{mm}$ .

**Apoio P06:**

$$M_d = 8,8 \text{ kN.m} = 880 \text{ kN.cm}$$

Também resultou uma camada com 2 barras de  $\emptyset = 8\text{mm}$ .

**Apoio P03:**

$$M_d = 2,8 \text{ kN.m} = 280 \text{ kN.cm}$$

Uma camada com 2 barras de  $\emptyset = 8\text{mm}$ .

***Dimensionamento da armadura transversal***

$$\text{Trecho a} \rightarrow V_{sd} = 20,2 \text{ kN}$$

$$\text{Trecho b} \rightarrow V_{sd} = 15,1 \text{ kN}$$

*Dados*

$$\emptyset_t \rightarrow \text{bitola do estribo} = 5,0 \text{ mm} (A_{\emptyset 5} = 0,20 \text{ cm}^2)$$

Número de ramos  $\rightarrow 2$ .

*Verificação da compressão diagonal do concreto*

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,9$$

$$VR_{d2} = 0,54 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2\theta \cdot (\text{cotg}\alpha + \text{cotg}\theta)$$

$$VRd2 = 0,54 \cdot 0,9 \cdot 1,785 \cdot 12,36 \cdot 1 \cdot \text{sen}^2 30^\circ \cdot (\text{cotg} 90^\circ + \text{cotg} 30^\circ) = 162,7$$

kN

$$V_{sd} < VRd2$$

$$20,2 \text{ kN} < 162,7 \text{ kN}$$

e

$$15,1 \text{ kN} < 162,7 \text{ kN}$$

A verificação demonstra que não ocorrerá o esmagamento das bielas de compressão.

*Cálculo da armadura transversal*

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{cotg} \alpha + \text{cotg} \theta) \cdot \text{sen} \alpha$$

$$V_c = V_{c1} = V_{c0} \cdot \left(\frac{V_{Rd2} - V_{sd}}{V_{Rd2} - V_{c0}}\right)$$

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

Então:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot 1282,0 \cdot 12,0 \cdot 361 = 33,3 \text{ kN}$$

Trecho a

$$V_c = V_{c1} = 33,3 \cdot \left(\frac{162,7 - 20,2}{162,7 - 33,3}\right) = 36,7 \text{ kN}$$

Trecho b

$$V_c = V_{c1} = 33,3 \cdot \left(\frac{162,7 - 15,1}{162,7 - 33,3}\right) = 38,0 \text{ kN}$$

Como  $V_c$  é maior que  $V_{sd}$  para ambos os trechos, isso significa que a parcela resistida pelo concreto é suficiente para resistir ao esforço cortante máximo. No entanto a NBR6118:2014 prescreve que deve-se conter armadura transversal mínima com taxa geométrica:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b.s.sen\alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywK}}$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b.s.sen\alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{0,3.25^{\frac{2}{3}}}{500}$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b.s.sen\alpha} \geq 0,001026$$

Assim:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,001026 \cdot 12 \cdot 100 = 1,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O espaçamento máximo entre estribos é calculado em função da relação entre a força cortante de cálculo e a parcela da força  $V_{Rd2}$ , resultando:

$$V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2}, \text{ então } s_{\text{máx}} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 36,1 = 21,66 \cong 21 \text{ cm} < 30 \text{ cm.}$$

Como a bitola mínima a ser usada para estribo é 5 mm temos também a imposição de uma armadura mínima de  $\emptyset 5$  c. 20 cm equivalente a área de  $2,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ , pois  $A_{\emptyset 5} = 0,2 \text{ cm}^2$  e  $\frac{A_s}{s} = \frac{2 \cdot A_{\emptyset 5}}{0,2} = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Adotando a maior área, relativa ao espaçamento, temos  $\emptyset 5$  c. 20 cm ( $\frac{A_s}{s} = 2 \text{ cm}^2/\text{s}$ ).

#### *Estado Limite de Serviço*

Para o ELS as verificações são realizadas com o carregamento das combinações de serviço.

No estado limite de abertura de fissuras é usada a combinação frequente, já para o estado limite de deformações excessivas é utilizada a combinação quase permanente.

#### *Estado Limite de Abertura de Fissuras*

#### *Carregamento*

$$p = g + 0,4.q$$

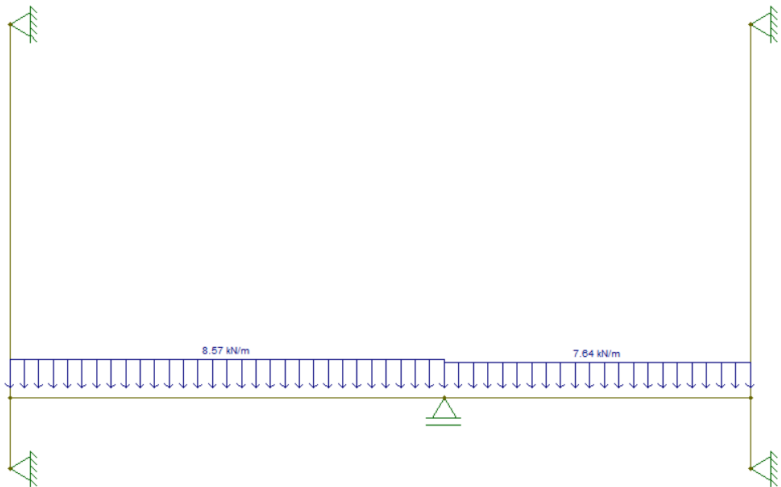
Assim:

$$V121a: p = 8,03 + 0,4.1,34 = 8,57 \text{ kN/m}$$

$$V121b: p = 7,28 + 0,4.0,91 = 7,64 \text{ kN/m}$$

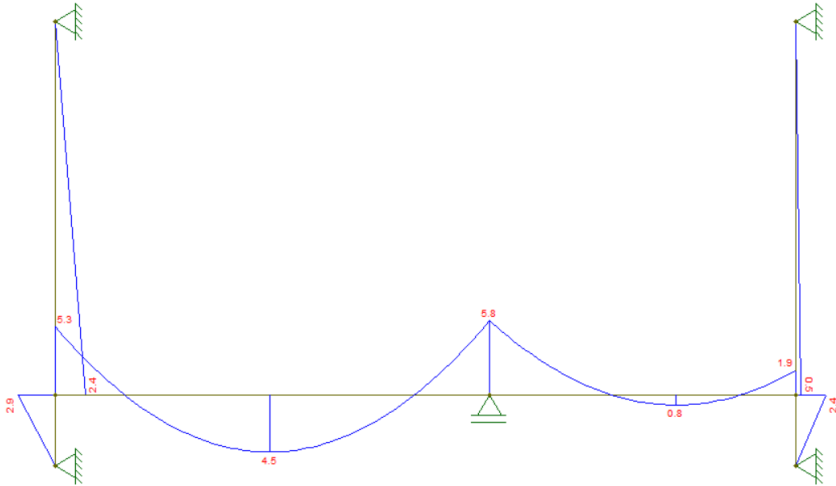
Resultando:

*Figura 23 - Carregamentos (ELS-W) na V121*



Assim, é encontrado o diagrama de momentos fletores:

Figura 24 - Diagrama de momentos fletores (ELS-W) na VI21



$$A_{crítica} = (c + \phi_t + \frac{\phi}{2} + 7,5\phi) \cdot (c + \phi_t + \phi + \frac{eh}{2}) = (3+0,5+\frac{0,8}{2}+7,5 \cdot 0,8) \cdot (3+0,5+0,8+\frac{3,14}{2}) = 58,11 \text{ cm}^2$$

Taxa de armadura para área crítica

$$\rho = \frac{A_{\phi 8,0}}{A_{crítica}} = \frac{0,502}{58,11} = 0,009$$

Relação entre o módulo de elasticidade do concreto e aço:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{23800} = 8,82$$

Tensão na armadura:

$$x_{II} = \frac{\alpha \cdot A_s}{b} \cdot (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha \cdot A_s}}) = \frac{8,82 \cdot 1,01}{12} \cdot (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 12 \cdot 36,1}{8,82 \cdot 1,01}}) = 6,6 \text{ cm}$$

$$\sigma_{si} = \frac{M_{serv}}{A_s \cdot (d - \frac{x_{II}}{3})} = \frac{580}{1,01 \cdot (36,1 - \frac{6,6}{3})} = 169,4 \text{ MPa}$$

$\eta_1 = 2,25 \rightarrow$  barras nervuradas

$$w_k = \frac{\phi}{12,5 \cdot h^1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} = \frac{8}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{169,4}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 169,4}{2,56} = 0,04 \text{ mm}$$



$$w_k = \frac{\sigma}{12,5 \cdot h^3} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4}{\rho_r} + 45 \right) = \frac{8}{12,5 \cdot 2,25^3} \cdot \frac{169,4}{210000} \cdot \left( \frac{4}{0,009} + 45 \right) = 0,11 \text{ mm}$$

Para classe de agressividade II o limite de abertura de fissuras é de 0,3 mm. Assim:

$$w_k = 0,04 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

*Estado Limite de Deformação Excessiva*

*Carregamento*

$$p = g + 0,3 \cdot q$$

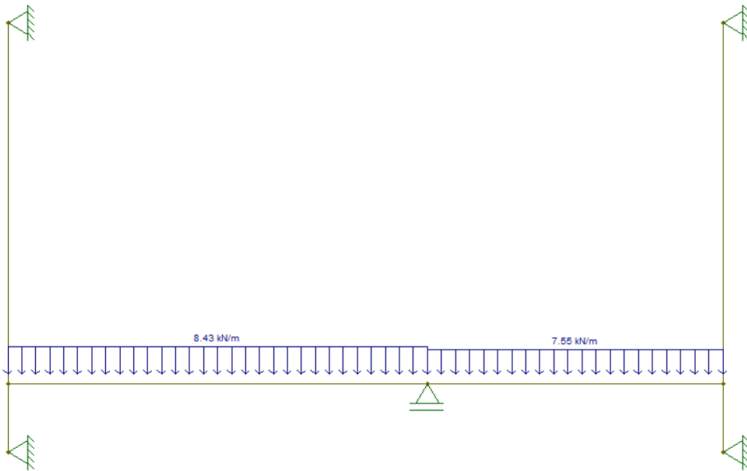
Assim:

$$V121a: p = 8,03 + 0,3 \cdot 1,34 = 8,43 \text{ kN/m}$$

$$V121b: p = 7,28 + 0,3 \cdot 0,91 = 7,55 \text{ kN/m}$$

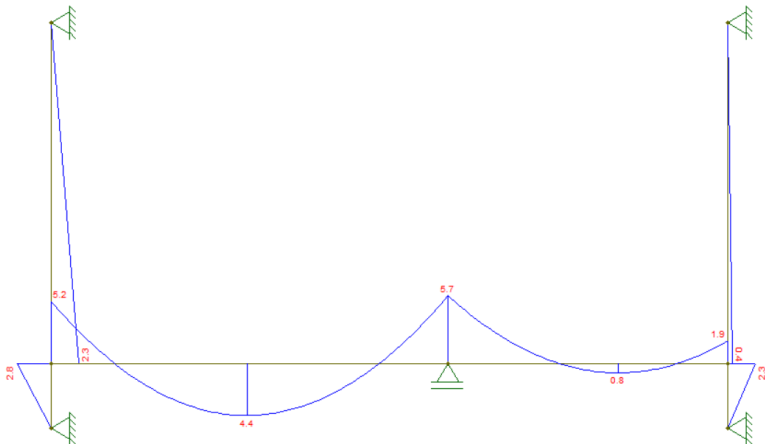
Resultando:

Figura 25 - Carregamentos (ELS-F) na V121



Resultando no seguinte diagrama de momento fletores:

Figura 26 - Diagrama de momentos fletores (ELS-F) na V121



Momento de fissuração

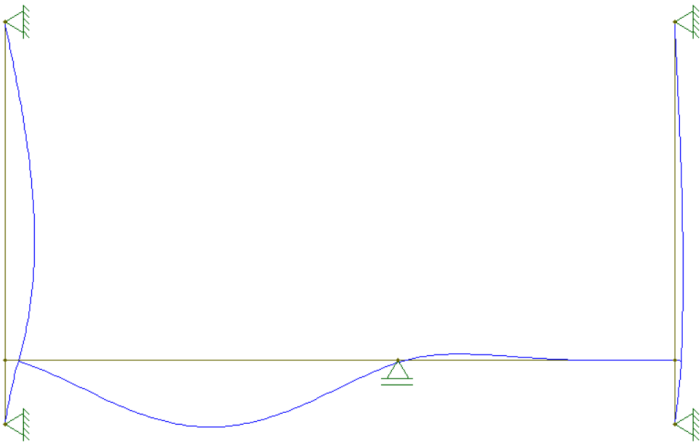
$$MR = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t}$$

$$MR = \frac{1,5 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2} \cdot 1000 \cdot \frac{0,12 \cdot 0,4^3}{12}}{\frac{0,40}{2}} = 12,31 \text{ kN.m}$$

Como o momento de fissuração é maior que os momentos solicitantes de cálculo, a viga está no Estádio I, não fissurada.

Com o auxílio do ftool temos:

*Figura 27 - Deformações (ELS-F) na V121*



*Flecha imediata*

Valores obtidos pelo programa ftool

Trecho a

$f_0 = 0,002 \text{ cm}$

Trecho b

$f_0 = 0,0002 \text{ cm}$

*Flecha diferida*

$$\alpha f = \frac{\Delta \xi}{1+50,0\rho'}$$

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

$\xi(t) = 2$ , para  $t > 70$  meses (Tabela 17.1 NBR6118:2014), pois deseja-se conhecer a flecha total

No caso de considerar o primeiro carregamento somente aos 21 dias:

$$t_0 = \frac{21}{30} = 0,7$$

$$\xi(t_0) = 0,68 \cdot (0,996^{0,7}) \cdot 0,7^{0,32} = 0,605$$

$$\alpha f = \frac{(2-0,605)}{1+50,0} = 1,395$$

*Cálculo da Flecha Total*

$$f_{\infty} = f_0 \cdot (1 + \alpha f)$$

Trecho a

$$f_{\infty} = 0,002 \cdot (1 + 1,395) = 0,005 \text{ cm}$$

$$f_{\text{lim}} = \frac{305}{250} = 1,22 \text{ cm}$$

$$0,005 \text{ cm} \leq 1,18 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok !}$$

Trecho b

$$f_{\infty} = 0,0002 \cdot (1 + 1,395) = 0,0005 \text{ cm}$$

$$f_{\text{lim}} = \frac{215}{250} = 0,86 \text{ cm}$$

$$0,0005 \text{ cm} \leq 0,86 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok !}$$

Como os vãos dos trechos e os carregamentos são pequenos os valores das flechas também foram pequenos e assim as flechas limites foram verificadas.

### ***Detalhamento das armaduras***

*Deslocamento do diagrama de momentos fletores – cálculo de “al”*

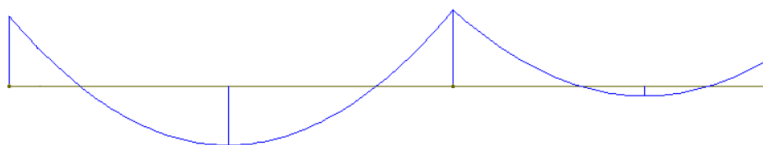
Os comprimentos das barras devem ser acrescidos de um comprimento  $a_l$ . Este acréscimo se deve ao fato de que a armadura longitudinal é calculada a partir da consideração de que a viga está submetida à flexão simples. Mas deve-se considerar, também, o efeito do cisalhamento devido à força cortante. Este efeito é considerado, fazendo-se uma analogia com o modelo de treliça de Morsch, que requer que o diagrama de momentos seja trasladado no sentido mais desfavorável.

Para o Modelo de Cálculo II, com  $\theta = 30^\circ$

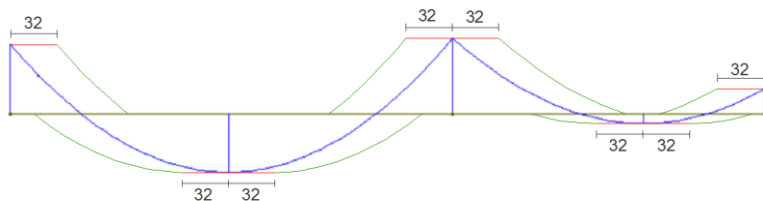
$$a_l = 0,5 \cdot \cotg(\theta) \cdot d = 0,5 \cdot \cotg(30^\circ) \cdot d = 32 \text{ cm}$$

O diagrama de momentos fletores é extraído do ftool e com o auxílio do AutoCAD em escala e é decalado o diagrama no sentido desfavorável.

*Figura 28 - Diagrama de momentos fletores antes da decalagem*



*Figura 29 - Diagrama decalado*



## *Armadura no apoio extremo P11*

### *Armadura positiva*

#### *Lado esquerdo*

Armadura para ancoragem do tirante horizontal da treliça.

$$R_{st} = \frac{al}{d} \cdot V_d + N_d = \frac{32}{36,1} \cdot 1,4 \cdot 19,8 = 24,57 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{24,57}{43,47} = 0,565 \text{ cm}^2$$

#### *Armadura mínima*

$$A_{s,\text{apoio}} \geq \frac{A_{s,\text{vão}}}{4} \rightarrow |M_{\text{apoio}}| > 0,5 \cdot M^+_{\text{vão}}$$

$$A_{s,\text{apoio}} \geq \frac{0,72}{4} \geq 0,18 \text{ cm}^2$$

Portanto são levadas até o apoio duas barras ( $2 \text{ } \emptyset 8 \rightarrow A_s = 1,01 \text{ cm}^2$ ).

#### *Comprimento de ancoragem básico ( $l_b$ )*

Além do valor de  $al$  que será acrescido ao comprimento inicial das barras longitudinais, também deve ser adicionado um comprimento que possibilite a transferência das tensões que a armadura está submetida, ao concreto. Dado por:

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

Onde:

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

Com:

$\eta_1 = 2,25$  (barras nervuradas);

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

$\eta_2 = 0,7$  (situações de má aderência);

$\eta_3 = 1,0$  ( $\emptyset < 32$  mm)

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 2,88 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{0,8}{4} \cdot \frac{500}{2,88} = 30,19 \text{ cm}$$

*Comprimento de ancoragem necessário:*

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

Onde:

$\alpha = 1,0$  → Barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$  → Barras tracionadas com gancho;

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \emptyset \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 30,19 = 12,9 \text{ cm} \\ 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,mín} = 12,9 \text{ cm}$$

Assim:

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 30,19 \cdot \frac{0,565}{1,01} = 11,82 \text{ cm}$$

*Ancoragem mínima em apoios externos*

$$\geq \begin{cases} l_{b,nec} = 11,82 \text{ cm} \\ r + 5,5\emptyset = 3 + 5,5 \cdot 0,8 = 7,4 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{cases}$$

*Detalhamento do gancho*

$$l_g = \frac{\pi \cdot (5 \cdot \emptyset + \emptyset)}{4} + 8\emptyset = \frac{\pi \cdot (5 \cdot 0,8 + 0,8)}{4} + 8 \cdot 0,8 = 10,17 \text{ cm}$$

*Tamanho mínimo da ancoragem com gancho*

$$l_t = l_b + l_g = 11,82 + 10,17 = 21,99 \text{ cm.}$$

O comprimento disponível no P3 é  $30 - 3 = 27$  cm, portanto a ancoragem consistirá em 27 cm de trecho reto entrando no pilar de apoio esquerdo, mais um gancho a  $90^\circ$  com projeção de comprimento reto de 11 cm.

### ***Lado direito***

No pilar extremo à direita P3 o comprimento disponível é de  $15 - 3 = 12$  cm.

Armadura para ancoragem da diagonal de compressão:

$$R_{st} = \frac{al}{d} \cdot V_d + N_d = \frac{32}{36,1} \cdot 1,4.7,1 = 8,81 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{8,81}{43,47} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,cal}/A_{s,efe} = 0,2/1,01 = 0,2 < 0,3 \text{ adota-se } 0,3$$

Assim:

$$l_{b,nec} = 0,7.30,19.0,3 = 6,34 \text{ cm}$$

Portanto a ancoragem consistirá em 12 cm de trecho reto entrando no pilar de apoio direito P3, mais um gancho a  $90^\circ$  com projeção de comprimento reto de 11 cm.

### ***Armadura negativa***

As armaduras negativas correspondentes ao momento entre a viga e o pilar de extremidade deve ter um trecho reto paralelo a armadura longitudinal do pilar de  $25\phi$  Portanto serão ancoradas no apoio ( $2\phi 8 \rightarrow A_s = 1,01 \text{ cm}^2$ ) com comprimento de 20 cm.

Portanto a ancoragem consiste em  $30 - 3 = 27$  cm de trecho reto entrando no pilar de apoio esquerdo, mais o trecho vertical de 20



cm. E de  $15 - 3 = 12$  cm entrando no pilar do lado direito, mais o trecho vertical de 20 cm.

### ***Resumo das ancoragens das armaduras nos apoios extremos***

**P03** → Armadura positiva: 2 barras com  $\varnothing 8,0$  com ancoragem de 12 cm de trecho reto mais um gancho de  $90^\circ$  com comprimento de 11 cm.

→ Armadura negativa: 2 barras com  $\varnothing 8,0$  com ancoragem de 12 cm de trecho reto mais um gancho de  $90^\circ$  com comprimento de 20 cm.

**P06** → Armadura positiva: 2 barras com  $\varnothing 8,0$  com ancoragem de 27 cm de trecho reto mais um gancho de  $90^\circ$  com comprimento de 11 cm.

→ Armadura negativa: 2 barras com  $\varnothing 8,0$  com ancoragem de 27 cm de trecho reto mais um gancho de  $90^\circ$  com comprimento de 20 cm.

### ***Detalhamento das armaduras***

Como existem partes da viga sem armadura é comum usar duas barras de porta-estribo, com bitola de 6,3, mas como tanto para os momentos negativos como positivos o número de barras é idêntico (2N  $\varnothing 8,0$ ) optou-se por barras inteiras em todo o vão da viga.

*Figura 30 - Detalhamento armadura longitudinal V121*

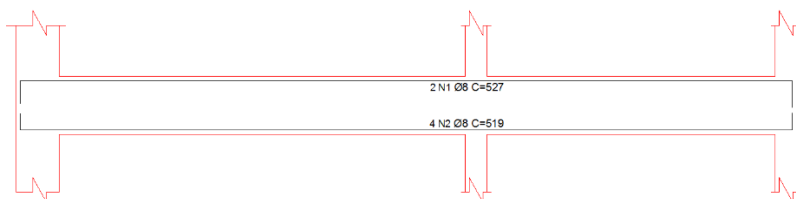
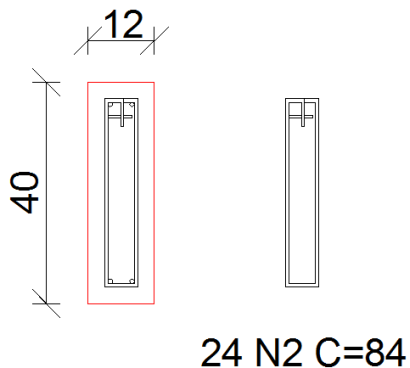


Figura 31 - Detalhamento estribos V121

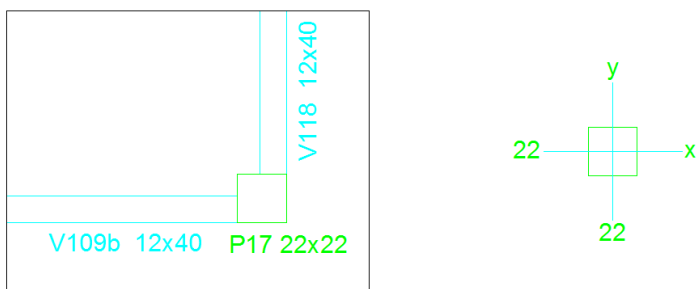


## 5.2 Exemplo de cálculo – pilar P17

### **Pilar P17 (Pilar de canto)**

Pilar posicionado na varanda do pavimento térreo, possui dimensões pré-determinadas e não tem continuidade no pavimento superior por imposições do projeto arquitetônico.

Figura 32 - Pilar P17 (Pilar de canto)



### **Carregamentos**

Como o pilar tem sua menor dimensão maior que 19 cm,  $\gamma_n$  não é necessário.

Peso próprio:

$$\gamma_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h \cdot A_{seção} = 25 \cdot 2,40 \cdot 0,22 \cdot 0,22 = 2,9 \text{ kN}$$

Carregamento vindo das vigas:

Os esforços foram obtidos através do programa ftool. A seguir um resumo da força normal em cada lance:

- Pavimento superior: V222 = 16,1 kN e V213 = 18,1 kN
- Pavimento térreo: V109 = 20,7 kN e V118 = 16,8 kN

Assim, a carga total é  $N_d = 1,4 \cdot (2,9 + 16,1 + 18,1 + 20,7 + 16,8) = 104,4 \text{ kN}$

### ***Momentos iniciais (pilar-viga)***

Para obtenção do momento atuante no pilar será utilizada a consideração da solidariedade dos pilares com as vigas, será utilizado o programa ftool para tal processo de obtenção como mostrado a seguir. Este modelo é um modelo simplificado e não é considerado a ação do vento. Estes momentos não são os momentos de cálculo pois não foram multiplicados pelo fator de majoração.

Figura 33 - Momentos em X

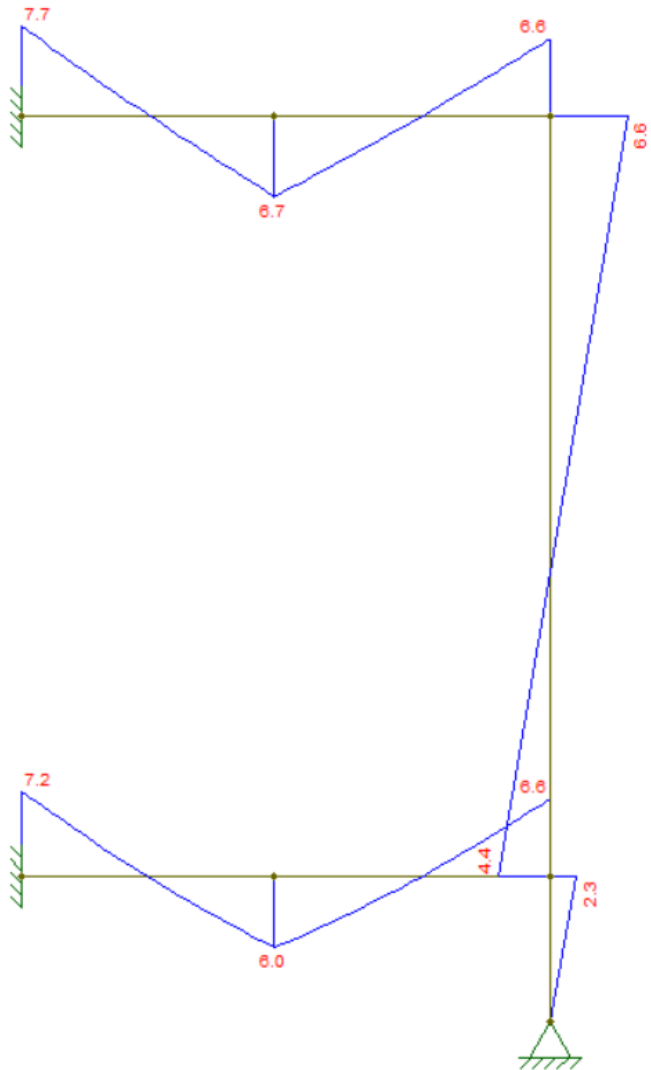
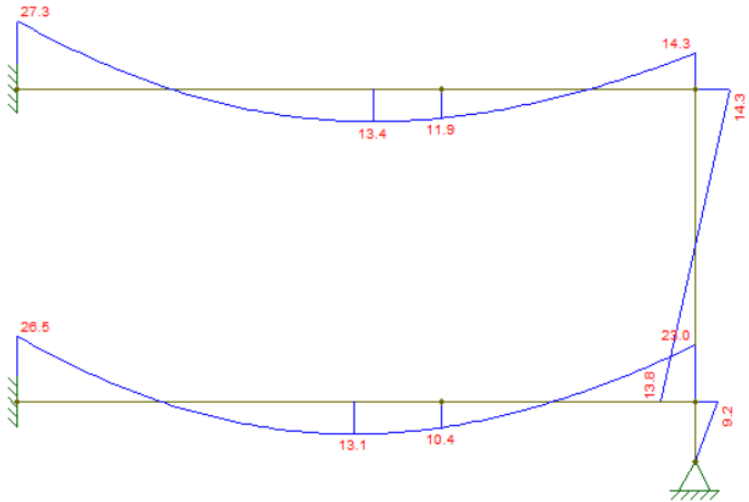


Figura 34 - Momentos em Y



**Esforços solicitantes iniciais**

$$N_d = 104,4 \text{ kN}$$

Topo

$$M_{1dx} = 1,4.M_x = 1,4.6,6 = 920 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1dy} = 1,4.M_y = 1,4.14,3 = 2000 \text{ kN.cm}$$

Base

$$M_{1dx} = 1,4.M_x = 1,4.4,4 = 616 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1dy} = 1,4.M_y = 1,4.13,8 = 1932 \text{ kN.cm}$$

**Momentos mínimos**

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

$$M_{1dx} = 104,4.(0,015 + 0,03.0,22) = 2,26 \text{ kN.m} = 226 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1dy} = 104,4.(0,015 + 0,03.0,22) = 2,26 \text{ kN.m} = 226 \text{ kN.cm}$$

**Comprimento equivalente**

$$l_e \leq \begin{cases} 10+h \\ l \end{cases}$$

Como  $h_x = h_y$ , então  $l_{ex} = l_{ey}$ .

$$l_e \leq \begin{cases} 2,90+0,22 = 3,12 \text{ m} \\ 3,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$l_{ex} = l_{ey} = 3,12 \text{ m}$$

### ***Índice de esbeltez***

$$\lambda = \frac{le}{i} = \frac{3,46.le}{h}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{3,46.le}{h} = \frac{3,46.3,12}{0,22} = 49,07$$

### ***Esbeltez limite***

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

$$\alpha b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{Mb}{Ma} \rightarrow 0,40 \leq \alpha b \leq 1,0$$

$$e_1 = \frac{M_1 d}{N d}$$

Eixo x=y

$$\alpha b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{-6,16}{9,24} = 0,33 \rightarrow \alpha b x = 0,40$$

$$e_1 = \frac{M_1 d}{N d} = \frac{226}{104,4} = 2,16 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha b} = \frac{25 + 12,5 \cdot (\frac{2,16}{22})}{0,40} = 65,57$$

Como  $\lambda < \lambda_1$ , o pilar é considerado curto e os efeitos locais de 2ª ordem podem ser desconsiderados, pois o índice de esbeltez é menor que o limite

Para  $M_{\min}$ :

$$\alpha b = 1,0 \text{ e } e_1 = 2,16 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{2,16}{22}\right)}{1,00} = 26,23$$

Assim, vai haver efeitos de 2ª ordem para momentos mínimos.

$$M_{d,\text{total}} = \alpha_b \cdot M_{1d} + N_d \cdot \frac{le^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d}$$

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

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,22 \cdot (0,12+0,5)} \leq \frac{0,005}{0,22}$$

$$\frac{1}{r} = 0,38 \leq 0,02 \rightarrow 0,02$$

$$M_{d,\text{total}} = 1,0 \cdot 2,26 + 104,4 \cdot \frac{3,12^2}{10} \cdot 0,02 \geq 2,26$$

$$M_{d,\text{total}} = 4,30 \geq 2,26$$

Como o valor do momento mínimo considerando efeitos de 2ª ordem ainda é menor que os momentos solicitantes, estes serão utilizados para o dimensionamento.

### ***Dimensionamento da armadura longitudinal***

#### *Estimativa de d'*

Supondo  $\rightarrow \emptyset_l = 8 \text{ mm}$  e  $\emptyset_t = 5 \text{ mm}$

E sabendo que o cobrimento é de 3,0 cm.

$$d' = c + \emptyset_t + \frac{\emptyset_l}{2} = 3,0 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 4,13 \text{ cm}$$

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{d'}{h_y} = \frac{4,13}{22} = 0,19$$

#### *Coefficientes para utilizar os ábacos*

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{104,4}{(0,22 \cdot 0,22) \cdot \left(\frac{25 \cdot 10^3}{1,4}\right)} = 0,12$$

$$\mu_{xd} = \frac{M_{xd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{9,24}{(0,22 \cdot 0,22) \cdot \left(\frac{25 \cdot 10^3}{1,4}\right) \cdot 0,22} = 0,05$$

$$\mu_{yd} = \frac{M_{yd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_y} = \frac{20,02}{(0,22 \cdot 0,22) \cdot \left(\frac{25 \cdot 10^3}{1,4}\right) \cdot 0,22} = 0,11$$

Os valores dos coeficientes são baixos por conta das dimensões do pilar, impostas pelo projeto arquitetônico.

Utilizando o ábaco 20A (Pinheiro)

$$\omega = 0,16.$$

### ***Detalhamento da armadura longitudinal***

$$A_s = \omega \cdot \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0,16 \cdot \frac{22 \cdot 22 \cdot \frac{25}{1,4}}{\frac{500}{1,15}} = 4,15 \text{ cm}^2$$

### ***Armadura mínima***

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

$$A_{s\text{mín}} = 0,15 \cdot \frac{104,4}{\frac{50}{1,15}} = 0,36 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \cdot 22 \cdot 22 = 1,94 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s\text{mín}} \rightarrow \text{Ok !}$$

### ***Número de barras***

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\text{uni}}} = \frac{4,15}{1,23} = 3,4 \rightarrow 4 \text{ barras}$$

Como era esperado o número de barras é pequeno por conta do valor baixo de sollicitação do pilar e de suas dimensões.

### ***Espaçamento máximo***

$$S_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 2 \cdot b = 2 \cdot 22 = 44 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Com a seção possuindo 22 cm e descontando o valor do cobrimento e estribos, o espaçamento entre barras fica no valor de 13,5 cm  $\rightarrow$  Ok!

### ***Comprimento de ancoragem para emendas por traspasse***

#### ***Tensão de aderência da ancoragem***



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

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 2,88 \text{ MPa}$$

*Comprimento de ancoragem básico*

$$l_b = \frac{\emptyset \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0,8 \cdot \frac{500}{1,15}}{4 \cdot 2,88} = 30,19 \text{ cm}$$

*Comprimento de ancoragem necessário:*

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

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b \\ 15 \cdot \emptyset \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot 30,19 = 18,1 \text{ cm} \\ 15 \cdot 1,25 = 18,8 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,mín} = 20 \text{ cm}$$

Assim:

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 30,19 \cdot \frac{4,15}{4,91} = 25,5 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok!}$$

*Comprimento de traspasse*

$$l_{oc} = l_{b,nec}$$

O comprimento será o valor de 26 cm.

***Detalhamento da armadura transversal***

*Diâmetro dos estribos*

$$\emptyset_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\emptyset l}{4} = \frac{12,5}{4} = 3,1 \text{ mm} \end{cases}$$

Serão adotados estribos de 5 mm de diâmetro.

*Espaçamento dos estribos:*

$$s_{máx} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 22 \text{ cm} \\ 12 \cdot \emptyset l = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

O espaçamento adotado entre estribos será de 15 cm.

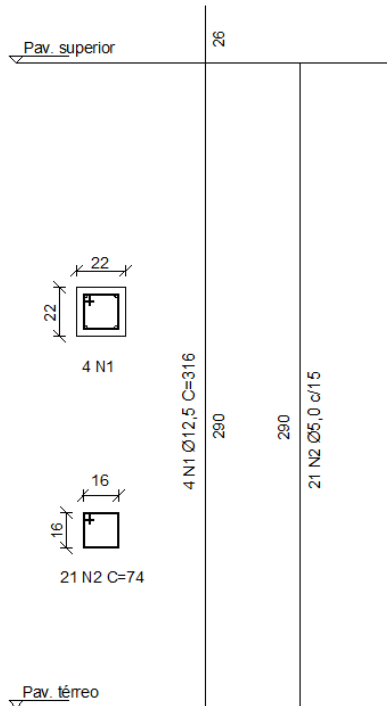
*Quantidade de estribos*

$$n = \frac{h}{s} + 1 = \frac{290}{15} + 1 = 21 \text{ estribos}$$

*Estribos suplementares*

Pela configuração da armadura não há necessidade de estribos suplementares.

*Figura 35 - Detalhamento P17*



## **6 Conclusão**

Os valores encontrados no dimensionamento dos elementos mostrou que para uma residência comum os esforços solicitantes são pequenos e por isso resultaram na sua grande maioria armaduras mínimas e flechas pequenas. Além disso foram satisfeitas as condições de cisalhamento com folga.

Por conta de imposições do projeto arquitetônico alguns elementos foram superdimensionados, já outros necessitaram de um estudo mais detalhado para resistir as solicitações impostas.

A elaboração e o desenvolvimento deste trabalho mostrou ao aluno que o conteúdo aprendido dentro da graduação pode ser desenvolvido de maneira prática, além de resultar numa maior compreensão do assunto. Foi constatado através das pesquisas sobre o tema que existe um grande número de bibliografias e que a engenharia estrutural é muito ampla e de extrema complexidade.

Com o dimensionamento manual dos elementos o aluno foi adquirindo uma melhor percepção do funcionamento de uma estrutura e alguma sensibilidade aos resultados obtidos, notando assim que a experiência realmente é um grande diferencial.

Tomando em consideração o grande trabalho que o processo manual demanda, fica evidente o quanto os softwares são importantes para que se possa tornar mais ágil e prático o processo. Mas fica ressaltada a necessidade de conhecer e seguir as prescrições normativas e os devidos procedimentos de segurança e durabilidade.

Por fim, conclui-se que o resultado de todo este trabalho foi satisfatório, apesar das dificuldades encontradas.

## 7 Referências Bibliográficas

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, NBR6118:2014.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** Cargas para o Cálculo De Estruturas e Edificações, NBR6120:1980

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento, NBR8681:2004.

Carvalho R. Chust & Figueiredo Filho, J. R.

**Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto armado,**

Editora da UFSCar, São Carlos, vol I 2<sup>a</sup>. Ed. 2004.

Carvalho R. Chust & Pinheiro L. M. Vol II, 2009 E. PINI

Pinheiro, L. M. Apostilas

<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/>

Marcellino, N. A. Notas de aula <http://www.narbal.ecv.ufsc.br>

## APÊNDICE

As planilhas mostradas a seguir possuem os elementos necessários para a determinação dos momentos nas lajes isoladas.

*Planilha 1 - Planilha para cálculo dos momentos fletores nas lajes do pavimento de cobertura*

Laje	L0x	L0y	h	Apoio	a1	a2	Lx	Ly	λ	Caso	mx	m'x	my	m'y	Mxd	M'xd	Myd	M'yd
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm							kN.m/m	kN.m/m	kN.m/m	kN.m/m
411	243	413	10	12	3	3	249	419	1,68	1	8,74	0	3,58	0	2,99	0,00	1,22	0,00
410	243	413	10	12	3	3	249	419	1,68	1	8,74	0	3,58	0	2,99	0,00	1,22	0,00
409b	87	200	10	12	3	3	93	206	2,22	balanço					0	2,39	0	0
409a	87	200	10	12	3	3	93	206	2,22	balanço					0,00	2,39	0,00	0,00
408a	68	250	10	12	3	3	74	256	3,46	5B	4,17	8,33	0,88	5,64	0,13	0,25	0,03	0,17
408b	68	250	10	12	3	3	74	256	3,46	3	7,03	12,5	1,6	8,2	0,21	1,51	0,25	0,25
407a	250	353	10	12	3	3	256	359	1,40	4B	4,17	8,33	0,76	0	1,51	3,01	0,27	0,00
407b	250	353	10	12	3	3	256	359	1,40	4B	4,17	8,33	0,76	0	1,51	3,01	0,27	0,00
406a	245	302	10	12	3	3	251	308	1,23	1	6,1	0	4,17	0	2,12	0,00	1,45	0,00
406b	245	302	10	12	3	3	251	308	1,23	1	6,1	0	4,17	0	2,12	0,00	1,45	0,00
405a	245	434	10	12	3	3	251	440	1,75	1	0,5	0,82			0,17	0,28	0,00	0,00
405b	83	184	10	12	3	3	89	190	2,13	3	5,63	11,78	1,63	8,19	0,25	0,51	0,07	0,36
404	183	276	10	12	3	3	189	282	1,49	5B	3,74	8	1,35	5,72	0,74	1,58	0,27	1,13
403	408	508	10	12	3	3	414	514	1,24	6	2,97	6,67	1,83	5,64	2,81	6,31	1,73	5,33
402	334	508	10	12	3	3	340	514	1,51	6	12,5	0	3,16	0	7,97	0,00	2,01	0,00
401b	62	223	10	12	3	3	68	229	3,37	balanço					0,00	1,28	0,00	0,00
401a	62	223	10	12	3	3	68	229	3,37	balanço					0,00	1,28	0,00	0,00

*Planilha 2 - Planilha para cálculo dos momentos fletores nas lajes do pavimento de forros*

Laje	L0x	L0y	h	Apoio	a1	a2	Lx	Ly	λ	Caso	mx	m'x	my	m'y	Mxd	M'xd	Myd	M'yd
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm							kN.m/m	kN.m/m	kN.m/m	kN.m/m
310	73	223	10	12	3	3	79	229	2,90	2B	7,03	12,5	1,48	0	0,24	0,43	0,05	0,00
309	323	353	10	12	3	3	329	359	1,09	2A	3,61	0	3,74	9,18	2,16	0,00	2,23	5,48
308	243	378	10	12	3	3	249	384	1,54	3	4,86	10,62	2,16	8,09	1,66	3,63	0,74	2,77
307	303	348	10	12	3	3	309	354	1,15	2A	3,98	0	3,74	9,18	2,10	0,00	1,97	4,83
306	143	303	10	12	3	3	149	309	2,07	6	4,17	8,33	0,96	5,72	0,51	1,02	0,12	0,70
305	183	263	10	12	3	3	189	269	1,42	5B	3,59	7,82	1,47	5,74	0,71	1,54	0,29	1,13
304	228	323	10	12	3	3	234	329	1,41	5B	3,59	7,82	1,47	5,74	1,18	2,36	0,44	1,73
303	173	228	10	12	3	3	179	234	1,31	3	4,06	9,37	2,5	7,81	0,72	1,66	0,44	1,38
302	333	508	10	12	3	3	339	514	1,52	3	4,73	10,41	2,25	8,06	3,00	6,60	1,43	5,11
301	88	288	10	12	3	3	94	294	3,13	2B	7,03	12,5	1,48	0	0,34	0,61	0,07	0,00

Planilha 3 - Planilha para o cálculo dos momentos fletores nas lajes do pavimento superior

Laje	L0x	L0y	h	Apóio	a1	a2	Lx	Ly	λ	Caso	mx	m'x	my	m'y	M'xd	M'xd	M'yd	M'yd
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm							kN.m/m	kN.m/m	kN.m/m	kN.m/m
221	68	203	10	22	3	3	74	74	2,82	3	7,03	12,5	1,6	8,2	0,29	0,36	0,05	0,34
220	93	203	10	22	3	3	99	209	2,11	5B	4,17	8,33	0,88	5,64	0,31	0,45	0,05	0,42
219	218	323	10	12	3	3	224	329	1,47	5B	3,67	7,91	1,41	5,73	1,40	2,19	0,39	2,19
218a	423	448	10	12	3	3	429	454	1,06	1	4,62	0	4,25	0	6,48	0,00	4,31	0,00
218b	113	247	10	12	3	3	119	253	2,13	2A	12,5	0	3,36	12,2	1,35	0,00	0,26	1,32
217b	80	270	10	12	3	3	86	276	3,21	balanço					0,00	2,04	0,00	0,00
217a	72	695	10	12	3	3	78	701	8,99	balanço					0,00	1,68	0,00	0,00
216	123	323	10	12	3	3	129	329	2,55	4B	4,17	8,33	0,76	0	0,53	1,06	0,10	0,00
215	302	348	10	12	3	3	308	354	1,15	3	3,42	8,28	2,65	7,5	2,47	5,98	1,91	5,42
214	143	303	10	12	3	3	149	309	2,07	3	7,03	12,5	1,6	8,2	1,19	2,11	0,27	1,39
213	183	263	10	12	3	3	189	269	1,42	3	4,42	9,93	2,39	7,94	1,20	2,70	0,65	2,16
212	113	143	10	12	3	3	119	149	1,25	6	2,97	6,67	1,83	5,64	0,32	0,72	0,20	0,61
211	143	208	10	12	3	3	149	214	1,44	5B	3,67	7,91	1,41	5,73	0,62	1,34	0,24	0,97
210	141	203	10	12	3	3	147	209	1,42	3	4,48	10,03	2,36	7,96	0,53	1,20	0,28	0,95
209	80	150	10	12	3	3	86	156	1,81	balanço					0,00	2,04	0,00	0,00
208	228	323	10	12	3	3	234	329	1,41	5B	3,59	7,82	1,47	5,74	1,50	3,26	0,61	2,39
207	173	228	10	12	3	3	179	234	1,31	6	3,06	6,9	1,77	5,68	0,75	1,68	0,43	1,39
206	333	353	10	12	3	3	339	359	1,06	5B	2,7	6,47	1,97	5,56	2,36	5,66	1,72	4,87
205	92	285	10	12	3	3	98	291	2,97	balanço					0,00	2,65	0,00	0,00
204	68	273	10	12	3	3	74	279	3,77	6	4,17	8,33	0,96	5,72	0,17	0,35	0,04	0,24
203	88	278	10	22	3	3	94	284	3,02	6	4,17	8,33	0,96	5,72	0,28	0,56	0,06	0,38
202	92	790	10	12	3	3	98	796	7,51	balanço					0,00	2,65	0,00	0,00
201	92	790	10	12	3	3	98	796	8,02	balanço					0,00	2,65	0,00	0,00

Planilha 4 - Planilha para o cálculo dos momentos fletores das lajes do pavimento térreo

Laje	L0x	L0y	h	Apóio	a1	a2	Lx	Ly	λ	Caso	mx	m'x	my	m'y	M'xd	M'xd	M'yd	M'yd
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm							kN.m/m	kN.m/m	kN.m/m	kN.m/m
113	88	223	10	12	3	3	94	229	2,44	3	7,03	12,5	1,6	8,2	0,47	0,11	0,55	0,55
112	88	223	10	12	3	3	94	229	2,44	5B	4,17	8,33	0,88	5,64	0,28	0,06	0,38	0,38
111	218	323	10	12	3	3	224	329	1,47	3	4,58	10,17	2,32	7,94	1,75	0,89	3,03	3,03
110	353	403	10	12	3	3	359	409	1,14	3	3,42	8,28	2,65	7,5	3,36	2,60	7,36	7,36
109	123	323	10	12	3	3	129	329	2,55	5B	4,17	8,33	0,88	5,64	0,53	0,11	0,71	0,71
108	123	273	10	12	3	3	129	279	2,16	6	4,17	8,33	0,96	5,72	0,53	0,12	0,72	0,72
107	108	243	10	12	3	3	114	249	2,18	6	4,17	8,33	0,96	5,72	0,41	0,10	0,57	0,57
106	123	243	10	12	3	3	129	249	1,93	2B	5,9	12,08	1,54	0	0,75	0,20	0,00	0,00
105	303	503	10	12	3	3	309	509	1,65	3	5,1	10,99	1,99	8,14	3,71	1,45	5,92	5,92
104	183	263	10	12	3	3	189	269	1,42	5B	3,59	7,82	1,47	5,74	0,98	0,40	1,56	1,56
103	203	253	10	12	3	3	209	259	1,24	3	3,86	9,03	2,56	7,72	1,28	0,85	2,57	2,57
102	203	458	10	12	3	3	209	464	2,22	5B	4,17	8,33	0,88	5,64	1,39	0,29	1,88	1,88
101	373	573	10	12	3	3	379	579	1,53	2B	5,34	11,23	2,04	0	5,84	2,23	0,00	0,00

As planilhas a seguir apresentam as compatibilizações e correções dos momentos negativos e positivos das lajes respectivamente.

*Planilha 5 - Compatibilização dos momentos negativos das lajes do pavimento de cobertura*

	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>0,8.Mmaior</b>	<b>Mmédio</b>	<b>M<sup>*</sup></b>
<b>401a-401b</b>	1,28	1,28	1,02	1,28	1,28
<b>401a-402</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>402-403</b>	0,00	5,33	4,27	2,67	4,27
<b>402-404</b>	1,28	1,13	1,02	1,20	1,20
<b>403-405a</b>	6,31	0,36	5,04	3,33	5,04
<b>404-405a</b>	1,58	0,28	1,26	0,93	1,26
<b>405b-407a</b>	0,36	3,01	2,41	1,68	2,41
<b>405a-406a</b>	0,51	0,00	0,41	0,26	0,41
<b>406a-406b</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>406b-407b</b>	0,00	3,01	2,41	1,51	2,41
<b>407a-407b</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>407a-408a</b>	3,01	0,17	2,41	1,59	2,41
<b>407b-408b</b>	3,01	0,25	2,41	1,63	2,41
<b>408a-408b</b>	1,51	0,25	1,21	0,88	1,21
<b>408a-409a</b>	0,17	0,00	0,14	0,09	0,14
<b>409a-409b</b>	2,39	2,39	1,91	2,39	2,39

*Planilha 6 - Compatibilização dos momentos negativos das lajes do pavimento de forros*

	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>0,8.Mmaior</b>	<b>Mmédio</b>	<b>M<sup>*</sup></b>
<b>301-302</b>	0,61	5,11	4,09	2,86	4,09
<b>302-303</b>	6,60	1,38	5,28	3,99	5,28
<b>302-304</b>	6,60	2,36	5,28	4,48	5,28
<b>302-305</b>	5,11	1,54	4,09	3,33	4,09
<b>302-306</b>	5,11	0,70	4,09	2,90	4,09
<b>303-304</b>	1,66	2,36	1,89	2,01	2,01
<b>304-306</b>	1,73	0,70	1,39	1,22	1,39
<b>304-307</b>	1,73	0,00	1,39	0,87	1,39
<b>305-306</b>	1,13	1,02	0,90	1,08	1,08
<b>305-308</b>	1,54	3,63	2,91	2,59	2,91
<b>306-307</b>	1,02	4,83	3,87	2,93	3,87
<b>306-308</b>	1,02	2,77	2,21	1,89	2,21
<b>306-309</b>	0,70	5,48	4,38	3,09	4,38
<b>307-309</b>	0,00	5,48	4,38	2,74	4,38
<b>308-309</b>	2,77	0,00	2,21	1,38	2,21
<b>309-310</b>	5,48	0,43	4,38	2,96	4,38

*Planilha 7 - Compatibilização dos momentos negativos das lajes do pavimento superior*

	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>0,8.Mmaior</b>	<b>Mmédio</b>	<b>M1*</b>
<b>203-204</b>	0,38	0,24	0,31	0,31	0,31
<b>203-206</b>	0,56	4,87	3,89	2,71	3,89
<b>204-206</b>	0,35	4,87	3,89	2,61	3,89
<b>204-207</b>	0,35	1,68	1,35	1,02	1,35
<b>206-207</b>	5,66	1,39	4,53	3,52	4,53
<b>206-208</b>	5,66	3,26	4,53	4,46	4,53
<b>206-211</b>	4,87	1,34	3,89	3,10	3,89
<b>206-212</b>	4,87	0,61	3,89	2,74	3,89
<b>207-208</b>	1,68	2,39	1,91	2,04	2,04
<b>208-212</b>	3,26	0,72	2,61	1,99	2,61
<b>208-210</b>	3,26	1,20	2,61	2,23	2,61
<b>208-214</b>	2,39	1,39	1,91	1,89	1,91
<b>208-215</b>	2,39	5,98	4,79	4,19	4,79
<b>210-215</b>	0,95	5,98	4,79	3,47	4,79
<b>211-212</b>	0,97	0,72	0,78	0,84	0,84
<b>211-213</b>	1,34	2,70	2,16	2,02	2,16
<b>212-214</b>	0,61	1,39	1,11	1,00	1,11
<b>213-214</b>	2,16	2,11	1,73	2,14	2,14
<b>214-215</b>	2,11	5,42	4,33	3,77	4,33
<b>214-216</b>	1,39	1,06	1,11	1,22	1,22
<b>215-216</b>	5,98	1,06	4,79	3,52	4,79
<b>216-219</b>	1,06	2,19	1,75	1,62	1,75
<b>217a-217b</b>	0,00	2,04	1,63	1,02	1,63
<b>217a-218a</b>	1,68	0,00	1,34	0,84	1,34
<b>217a-218b</b>	1,68	0,00	1,34	0,84	1,34
<b>217b-218b</b>	2,04	1,32	1,63	1,68	1,68
<b>218a-218b</b>	0,00	1,32	1,05	0,66	1,05
<b>219-220</b>	2,19	0,45	1,75	1,32	1,75
<b>220-221</b>	0,45	0,38	0,36	0,41	0,41



*Planilha 8 - Compatibilização dos momentos negativos das lajes do pavimento térreo*

	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>0,8.Mmaior</b>	<b>Mmédio</b>	<b>M1*</b>
<b>101-102</b>	2,23	0,29	1,79	1,26	1,79
<b>101-103</b>	2,23	0,85	1,79	1,54	1,79
<b>102-103</b>	1,88	2,57	2,05	2,22	2,22
<b>102-104</b>	1,88	1,56	1,50	1,72	1,72
<b>102-105</b>	0,29	1,45	1,16	0,87	1,16
<b>103-105</b>	2,57	5,92	4,74	4,24	4,74
<b>104-105</b>	1,56	5,92	4,74	3,74	4,74
<b>104-106</b>	0,40	0,00	0,32	0,20	0,32
<b>104-107</b>	0,40	0,10	0,32	0,25	0,32
<b>105-107</b>	5,92	0,57	4,74	3,24	4,74
<b>105-108</b>	1,45	0,12	1,16	0,78	1,16
<b>105-109</b>	1,45	0,11	1,16	0,78	1,16
<b>106-107</b>	0,20	0,57	0,45	0,38	0,45
<b>106-108</b>	0,20	0,72	0,58	0,46	0,58
<b>106-110</b>	0,00	7,36	5,89	3,68	5,89
<b>107-108</b>	0,10	0,12	0,10	0,11	0,11
<b>108-109</b>	0,72	0,71	0,58	0,72	0,72
<b>108-110</b>	0,12	7,36	5,89	3,74	5,89
<b>109-111</b>	0,11	0,89	0,71	0,50	0,71
<b>110-111</b>	2,60	3,03	2,43	2,82	2,82
<b>110-112</b>	2,60	0,38	2,08	1,49	2,08
<b>110-113</b>	2,60	0,55	2,08	1,58	2,08
<b>111-112</b>	0,89	0,06	0,71	0,47	0,71
<b>112-113</b>	0,06	0,11	0,09	0,08	0,09

Planilha 9 - Correção dos momentos positivos das lajes do pavimento de cobertura

	<b>Mxd</b>	<b>Myd</b>	<b>Mxd*</b>	<b>Myd*</b>
<b>411</b>	2,99	1,22	2,99	1,22
<b>410</b>	2,99	1,22	2,99	1,22
<b>409b</b>	0,00	0,00	0,06	0,16
<b>409a</b>	0,00	-0,07	0,08	0,23
<b>408a</b>	-0,35	-1,08	0,12	0,35
<b>408b</b>	0,36	-0,83	0,36	0,23
<b>407a</b>	2,11	0,27	2,11	0,97
<b>407b</b>	2,11	0,27	2,11	1,19
<b>406a</b>	1,91	1,45	1,91	1,45
<b>406b</b>	0,92	1,45	0,92	1,45
<b>405a</b>	0,11	-2,52	0,11	0,10
<b>405b</b>	0,25	-0,95	0,25	0,59
<b>404</b>	0,89	0,23	0,89	2,15
<b>403</b>	3,44	1,20	3,44	1,20
<b>402</b>	7,37	-0,12	7,37	0,11
<b>401a</b>	0,00	0	0,00	0,01
<b>401b</b>	0,00	0,00	0,06	0,17

Planilha 10 - Correção dos momentos positivos das lajes do pavimento de forros

	<b>Mxd</b>	<b>Myd</b>	<b>Mxd*</b>	<b>Myd*</b>
<b>310</b>	2,22	0,05	2,22	2,23
<b>309</b>	1,05	3,33	1,66	3,33
<b>308</b>	2,03	0,67	2,10	1,97
<b>307</b>	-0,79	2,45	0,51	2,45
<b>306</b>	-1,51	-3,42	0,71	0,29
<b>305</b>	-1,25	0,32	1,08	0,44
<b>304</b>	-0,37	0,48	0,72	0,48
<b>303</b>	-1,09	-1,51	3,00	1,43
<b>302</b>	3,66	2,45	3,66	2,45
<b>301</b>	-1,40	0,07	0,29	0,07

*Planilha 11 - Correção dos momentos positivos das lajes do pavimento superior*

	<b>Mxd</b>	<b>Myd</b>	<b>Mxd*</b>	<b>Myd*</b>
<b>L221</b>	0,27	0,05	0,29	0,05
<b>L220</b>	-0,32	0,05	0,31	0,05
<b>L219</b>	1,84	0,39	1,84	0,39
<b>L218a</b>	5,95	3,64	6,48	4,31
<b>L218b</b>	0,68	0,21	1,35	0,26
<b>L217a</b>	0,35	-0,82	0,35	0,00
<b>L217b</b>	0,02	0,00	0,02	0,00
<b>L216</b>	-1,68	0,10	0,53	0,10
<b>L215</b>	3,67	2,46	3,67	2,46
<b>L214</b>	0,67	0,49	1,19	0,49
<b>L213</b>	1,47	0,66	1,47	0,66
<b>L212</b>	-0,69	-1,70	0,32	0,20
<b>L211</b>	-1,07	0,30	0,62	0,30
<b>L210</b>	-0,17	-1,64	0,53	0,28
<b>L209</b>	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>L208</b>	1,19	-0,41	1,50	0,61
<b>L207</b>	0,74	-1,14	0,75	0,43
<b>L205</b>	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>L206</b>	1,29	2,70	2,36	2,70
<b>L204</b>	-0,33	0,00	0,17	0,04
<b>L203</b>	-1,39	0,10	0,28	0,10
<b>L202</b>	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>L201</b>	0,00	0,00	0,00	0,00

*Planilha 12 - Correção dos momentos positivos das lajes do pavimento térreo*

	<b>Mxd</b>	<b>Myd</b>	<b>Mxd*</b>	<b>Myd*</b>
<b>L113</b>	0,48	-0,21	0,48	0,55
<b>L112</b>	-0,06	-0,47	0,28	0,38
<b>L111</b>	1,93	3,14	1,93	3,14
<b>L110</b>	3,25	8,10	3,36	8,10
<b>L109</b>	-0,29	0,71	0,53	0,71
<b>L108</b>	-2,87	0,80	0,53	0,80
<b>L107</b>	0,29	-1,46	0,41	0,57
<b>L106</b>	0,56	-3,10	0,75	0,00
<b>L105</b>	2,21	6,51	3,71	6,51
<b>L104</b>	0,36	-0,03	0,98	1,56
<b>L103</b>	-1,12	2,74	1,28	2,74
<b>L102</b>	-0,07	1,70	1,39	1,88
<b>L101</b>	6,06	0,00	6,06	0,00

A planilha a seguir mostra as reações de apoio das lajes da edificação, bem como seu esforço cortante máximo solicitante e a verificação ao cisalhamento conforme exposto no texto e no exemplo de cálculo.

Planilha 13 - Cálculo das reações e verificação ao cisalhamento das lajes

Laje	Verificação ao Cisalhamento								
	Rx kN	R'x kN	Ry kN	R'y kN	VRd1 kN	Vsd kN	Verificação	VRd2 kN	Verificação
411	4,85	0,00	3,43	0,00	44,92	4,85	OK	291,29	OK
410	4,85	0,00	3,43	0,00	44,92	4,85	OK	291,29	OK
409b	4,98	0,00	0,00	0,00	45,69	4,98	OK	291,29	OK
409a	4,98	0,00	0,00	0,00	45,69	4,98	OK	291,29	OK
408a	0,00	2,04	0,70	1,02	45,69	2,04	OK	291,29	OK
408b	1,79	2,55	0,89	1,29	45,69	2,55	OK	291,29	OK
407a	0,00	5,61	2,03	0,00	44,92	5,61	OK	291,29	OK
407b	0,00	5,61	2,03	0,00	44,92	5,61	OK	291,29	OK
406a	4,15	0,00	3,46	0,00	44,92	4,15	OK	291,29	OK
406b	4,15	0,00	3,46	0,00	44,92	4,15	OK	291,29	OK
405a	4,94	0,00	3,46	0,00	44,92	4,94	OK	291,29	OK
405b	2,15	3,07	1,07	1,56	44,92	3,07	OK	291,29	OK
404	0,00	3,85	1,78	2,61	44,92	3,85	OK	291,29	OK
403	0,00	6,85	0,00	5,71	44,92	6,85	OK	291,29	OK
402	0,00	6,25	0,00	4,69	44,92	6,25	OK	291,29	OK
401b	3,64	0,00	0,00	0,00	47,61	3,64	OK	291,29	OK
401a	3,64	0,00	0,00	0,00	47,61	3,64	OK	291,29	OK
310	2,64	3,76	1,10	0,00	45,69	3,76	OK	291,29	OK
309	5,04	0,00	7,14	10,45	44,92	10,45	OK	291,29	OK
308	5,56	8,14	4,12	6,01	44,92	8,14	OK	291,29	OK
307	4,94	0,00	6,78	9,93	44,92	9,93	OK	291,29	OK
306	0,00	5,67	0,00	2,84	45,69	5,67	OK	291,29	OK
305	0,00	5,17	2,46	3,60	44,92	5,17	OK	291,29	OK
304	0,00	6,40	3,05	4,46	44,92	6,40	OK	291,29	OK
303	3,59	5,32	2,96	4,32	44,92	5,32	OK	291,29	OK
302	7,46	10,92	5,60	8,18	45,30	10,92	OK	291,29	OK
301	3,14	4,47	1,31	0,00	45,69	4,47	OK	291,29	OK
221	2,47	3,52	1,22	1,79	45,69	3,52	OK	291,29	OK
220	0,00	3,77	1,29	1,88	45,69	3,77	OK	291,29	OK
219	0,00	6,12	2,92	4,26	44,92	6,12	OK	291,29	OK
218a	6,20	0,00	8,17	0,00	46,07	8,17	OK	291,29	OK
218b	3,28	0,00	2,68	3,92	45,69	3,92	OK	291,29	OK
217b	4,41	0,00	0,00	0,00	45,69	4,41	OK	291,29	OK
217a	3,97	0,00	0,00	0,00	45,69	3,97	OK	291,29	OK
216	0,00	4,91	1,41	0,00	45,69	4,91	OK	291,29	OK
215	5,75	8,40	5,09	7,44	44,92	8,40	OK	291,29	OK
214	4,97	7,09	2,46	3,60	45,69	7,09	OK	291,29	OK
213	4,00	5,87	3,12	4,56	44,92	5,87	OK	291,29	OK
212	0,00	2,72	0,00	2,27	44,92	2,72	OK	291,29	OK
211	0,00	4,07	1,94	2,84	44,92	4,07	OK	291,29	OK
210	3,13	4,60	2,43	3,55	44,92	4,60	OK	291,29	OK
209	4,41	0,00	0,00	0,00	44,92	4,41	OK	291,29	OK
208	0,00	6,40	3,05	4,46	44,92	6,40	OK	291,29	OK
207	0,00	4,20	0,00	3,41	44,92	4,20	OK	291,29	OK
206	0,00	8,06	4,41	6,45	44,92	8,06	OK	291,29	OK
205	5,07	0,00	0,00	0,00	45,69	5,07	OK	291,29	OK
204	0,00	2,82	0,00	1,41	45,69	2,82	OK	291,29	OK
203	0,00	3,58	0,00	1,79	45,69	3,58	OK	291,29	OK
202	5,07	0,00	0,00	0,00	45,69	5,07	OK	291,29	OK
201	5,07	0,00	0,00	0,00	45,69	5,07	OK	291,29	OK
113	3,14	4,47	1,55	2,27	45,69	4,47	OK	291,29	OK
112	0,00	3,58	1,22	1,79	45,69	3,58	OK	291,29	OK
111	4,84	7,08	3,70	5,41	44,92	7,08	OK	291,29	OK
110	6,70	9,79	5,93	8,67	44,92	9,79	OK	291,29	OK
109	0,00	4,91	1,68	2,46	45,69	4,91	OK	291,29	OK
108	0,00	4,91	0,00	2,46	45,69	4,91	OK	291,29	OK
107	0,00	4,34	0,00	2,17	45,69	4,34	OK	291,29	OK
106	3,46	5,06	1,80	0,00	44,92	5,06	OK	291,29	OK
105	0,00	10,40	5,11	7,46	44,92	10,40	OK	291,29	OK
104	0,00	5,17	2,46	3,60	44,92	5,17	OK	291,29	OK
103	4,14	6,05	3,45	5,05	44,92	6,05	OK	291,29	OK
102	0,00	7,96	2,72	3,98	45,69	7,96	OK	291,29	OK
101	9,55	13,97	5,28	4,47	45,69	13,97	OK	291,29	OK

A planilha a seguir mostra os momentos fletores de cada laje para o estado limite de serviço e suas respectivas flechas, bem como a verificação das flechas limites. Todos os resultados foram obtidos com mesmo procedimento feito para o exemplo de cálculo exposto no capítulo 5.

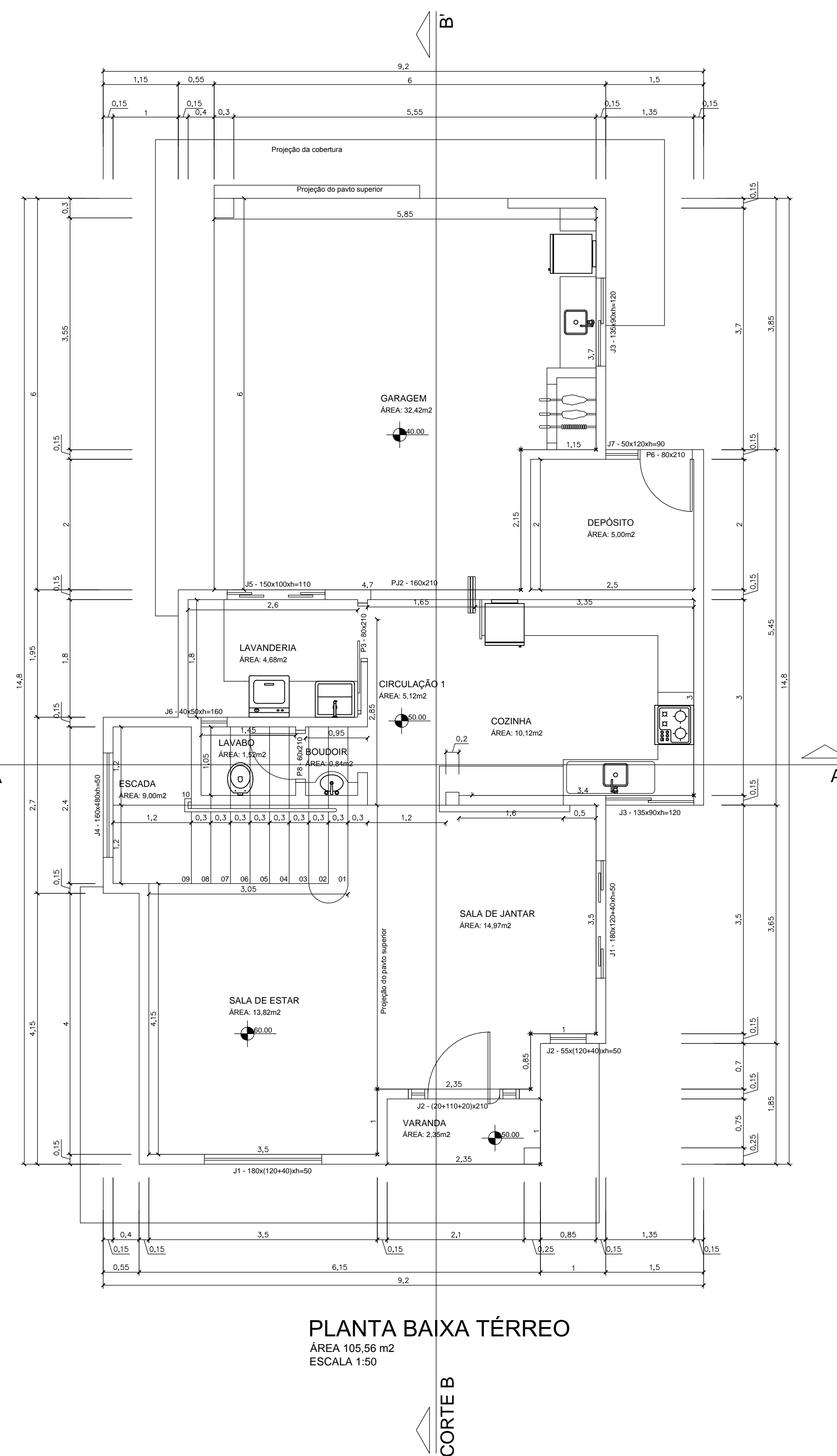
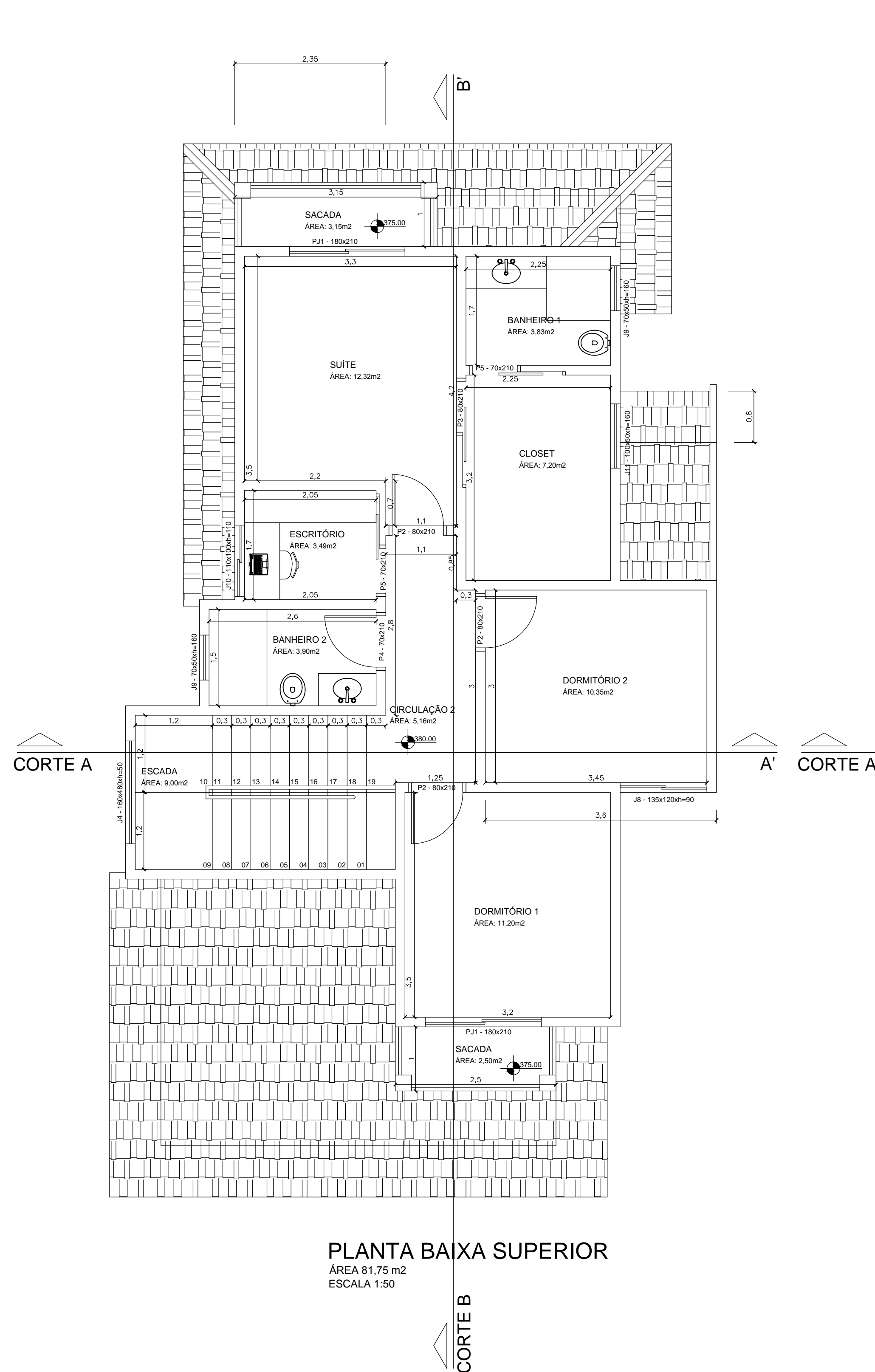
*Planilha 14 - Cálculo dos momentos fletores de serviço, das flechas e verificação das flechas limite*

Laje	Mx	M'y	M'y	M'y	MR	Verificação	flecha imediata		flecha diferida		f total	flechas limite			
							fd	cf	f	f		lim	lim	Vibrações	
							cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	Verificação
411	0,78	0,00	0,32	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,144	0,996	OK	0,711	0,008	OK	
410	0,78	0,00	0,32	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,144	0,996	OK	0,711	0,008	OK	
409b	0,80	1,49	0,00	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,000	0,372	OK	0,266	0,000	OK	
409a	0,80	1,49	0,00	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,000	0,372	OK	0,266	0,000	OK	
408a	0,11	0,22	0,02	0,15	13,82	OK	0,000	1,395	0,001	0,296	OK	0,211	0,000	OK	
408b	0,19	0,33	0,04	0,22	13,82	OK	0,000	1,395	0,001	0,296	OK	0,211	0,000	OK	
407a	0,38	0,77	0,07	0,00	13,82	OK	0,018	1,395	0,043	1,024	OK	0,731	0,003	OK	
407b	0,38	0,77	0,07	0,00	13,82	OK	0,018	1,395	0,043	1,024	OK	0,731	0,003	OK	
406a	0,55	0,00	0,38	0,00	13,82	OK	0,042	1,395	0,102	1,004	OK	0,717	0,006	OK	
406b	0,55	0,00	0,38	0,00	13,82	OK	0,042	1,395	0,102	1,004	OK	0,717	0,006	OK	
405a	0,32	0,00	0,23	0,00	13,82	OK	0,064	1,395	0,152	1,004	OK	0,717	0,009	OK	
405b	0,38	0,38	0,05	0,26	13,82	OK	0,001	1,395	0,001	0,356	OK	0,254	0,000	OK	
404	0,25	0,54	0,09	0,39	13,82	OK	0,008	1,395	0,018	0,756	OK	0,540	0,001	OK	
403	0,44	0,99	0,27	0,84	13,82	OK	0,095	1,395	0,227	1,656	OK	1,183	0,013	OK	
402	1,53	0,00	0,39	0,00	13,82	OK	0,052	1,395	0,124	1,360	OK	0,971	0,007	OK	
401b	0,00	1,33	0,00	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,000	0,272	OK	0,194	0,000	OK	
401a	0,00	1,33	0,00	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,000	0,272	OK	0,194	0,000	OK	
310	0,22	0,40	0,05	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,001	0,316	OK	0,226	0,000	OK	
309	0,48	0,00	0,50	1,22	13,82	OK	0,073	1,395	0,174	1,316	OK	0,940	0,040	OK	
308	0,49	1,07	0,22	0,81	13,82	OK	0,027	1,395	0,056	0,996	OK	0,711	0,015	OK	
307	0,50	0,00	0,47	1,15	13,82	OK	0,085	1,395	0,204	1,236	OK	0,883	0,047	OK	
306	0,25	0,50	0,06	0,34	13,82	OK	0,002	1,395	0,006	0,596	OK	0,426	0,001	OK	
305	0,27	0,60	0,11	0,44	13,82	OK	0,007	1,395	0,017	0,756	OK	0,540	0,004	OK	
304	0,34	0,74	0,14	0,54	13,82	OK	0,016	1,395	0,039	0,936	OK	0,669	0,009	OK	
303	0,29	0,68	0,18	0,56	13,82	OK	0,006	1,395	0,014	0,716	OK	0,511	0,003	OK	
302	0,65	1,43	0,31	1,10	13,82	OK	0,089	1,395	0,213	1,356	OK	0,969	0,049	OK	
301	0,27	0,47	0,06	0,20	13,82	OK	0,001	1,395	0,002	0,376	OK	0,269	0,000	OK	
221	0,21	0,37	0,05	0,25	13,82	OK	0,000	1,395	0,001	0,296	OK	0,211	0,000	OK	
220	0,17	0,33	0,04	0,23	13,82	OK	0,001	1,395	0,003	0,396	OK	0,283	0,001	OK	
219	0,33	0,72	0,13	0,52	13,82	OK	0,017	1,395	0,041	0,896	OK	0,640	0,008	OK	
218a	0,71	0,00	0,65	0,00	13,82	OK	0,269	1,395	0,644	1,716	OK	1,226	0,017	OK	
218b	0,53	0,00	0,14	0,52	13,82	OK	0,005	1,395	0,011	0,676	OK	0,340	0,001	OK	
217b	0,00	1,33	0,00	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,000	0,312	OK	0,223	0,000	OK	
217a	0,00	1,09	0,00	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,000	0,312	OK	0,223	0,000	OK	
216	0,22	0,43	0,04	0,00	13,82	OK	0,001	1,395	0,004	0,516	OK	0,369	0,001	OK	
215	0,43	1,03	0,33	0,93	13,82	OK	0,049	1,395	0,116	1,232	OK	0,880	0,034	OK	
214	0,42	0,75	0,10	0,49	13,82	OK	0,005	1,395	0,013	0,596	OK	0,426	0,003	OK	
213	0,34	0,76	0,18	0,61	13,82	OK	0,009	1,395	0,022	0,756	OK	0,540	0,004	OK	
212	0,14	0,32	0,09	0,27	13,82	OK	0,001	1,395	0,002	0,476	OK	0,340	0,000	OK	
211	0,22	0,48	0,08	0,34	13,82	OK	0,003	1,395	0,008	0,596	OK	0,426	0,002	OK	
210	0,27	0,60	0,14	0,47	13,82	OK	0,003	1,395	0,007	0,588	OK	0,420	0,002	OK	
209	0,00	1,33	0,00	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,000	0,344	OK	0,246	0,000	OK	
208	0,34	0,74	0,14	0,54	13,82	OK	0,018	1,395	0,044	0,936	OK	0,669	0,009	OK	
207	0,22	0,50	0,13	0,41	13,82	OK	0,004	1,395	0,009	0,716	OK	0,511	0,002	OK	
206	0,37	0,89	0,27	0,76	13,82	OK	0,047	1,395	0,112	1,356	OK	0,969	0,023	OK	
205	0,00	1,72	0,00	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,000	0,392	OK	0,280	0,000	OK	
204	0,12	0,25	0,03	0,17	13,82	OK	0,000	1,395	0,000	0,296	OK	0,211	0,000	OK	
203	0,16	0,32	0,04	0,22	13,82	OK	0,000	1,395	0,001	0,376	OK	0,269	0,001	OK	
202	0,00	1,72	0,00	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,000	0,392	OK	0,280	0,000	OK	
201	0,00	1,72	0,00	0,00	13,82	OK	0,000	1,395	0,000	0,392	OK	0,280	0,000	OK	
113	0,27	0,47	0,06	0,31	13,82	OK	0,001	1,395	0,002	0,376	OK	0,269	0,000	OK	
112	0,16	0,32	0,03	0,21	13,82	OK	0,001	1,395	0,002	0,376	OK	0,269	0,001	OK	
111	0,41	0,92	0,21	0,72	13,82	OK	0,019	1,395	0,046	0,896	OK	0,640	0,009	OK	
110	0,50	1,20	0,38	1,09	13,82	OK	0,090	1,395	0,215	1,436	OK	1,026	0,044	OK	
109	0,22	0,43	0,05	0,29	13,82	OK	0,003	1,395	0,007	0,516	OK	0,369	0,002	OK	
108	0,22	0,43	0,05	0,30	13,82	OK	0,001	1,395	0,004	0,516	OK	0,369	0,001	OK	
107	0,19	0,38	0,04	0,26	13,82	OK	0,001	1,395	0,002	0,456	OK	0,326	0,000	OK	
106	0,31	0,63	0,08	0,00	13,82	OK	0,003	1,395	0,006	0,516	OK	0,369	0,001	OK	
105	0,64	1,37	0,25	1,02	13,82	OK	0,075	1,395	0,180	1,236	OK	0,883	0,037	OK	
104	0,27	0,60	0,11	0,44	13,82	OK	0,008	1,395	0,019	0,756	OK	0,540	0,004	OK	
103	0,33	0,76	0,22	0,65	13,82	OK	0,012	1,395	0,028	0,836	OK	0,597	0,006	OK	
102	0,35	0,70	0,07	0,48	13,82	OK	0,021	1,395	0,050	0,836	OK	0,597	0,010	OK	
101	0,82	1,72	0,31	0,00	13,82	OK	0,178	1,395	0,427	1,516	OK	1,083	0,088	OK	

## **Anexos**

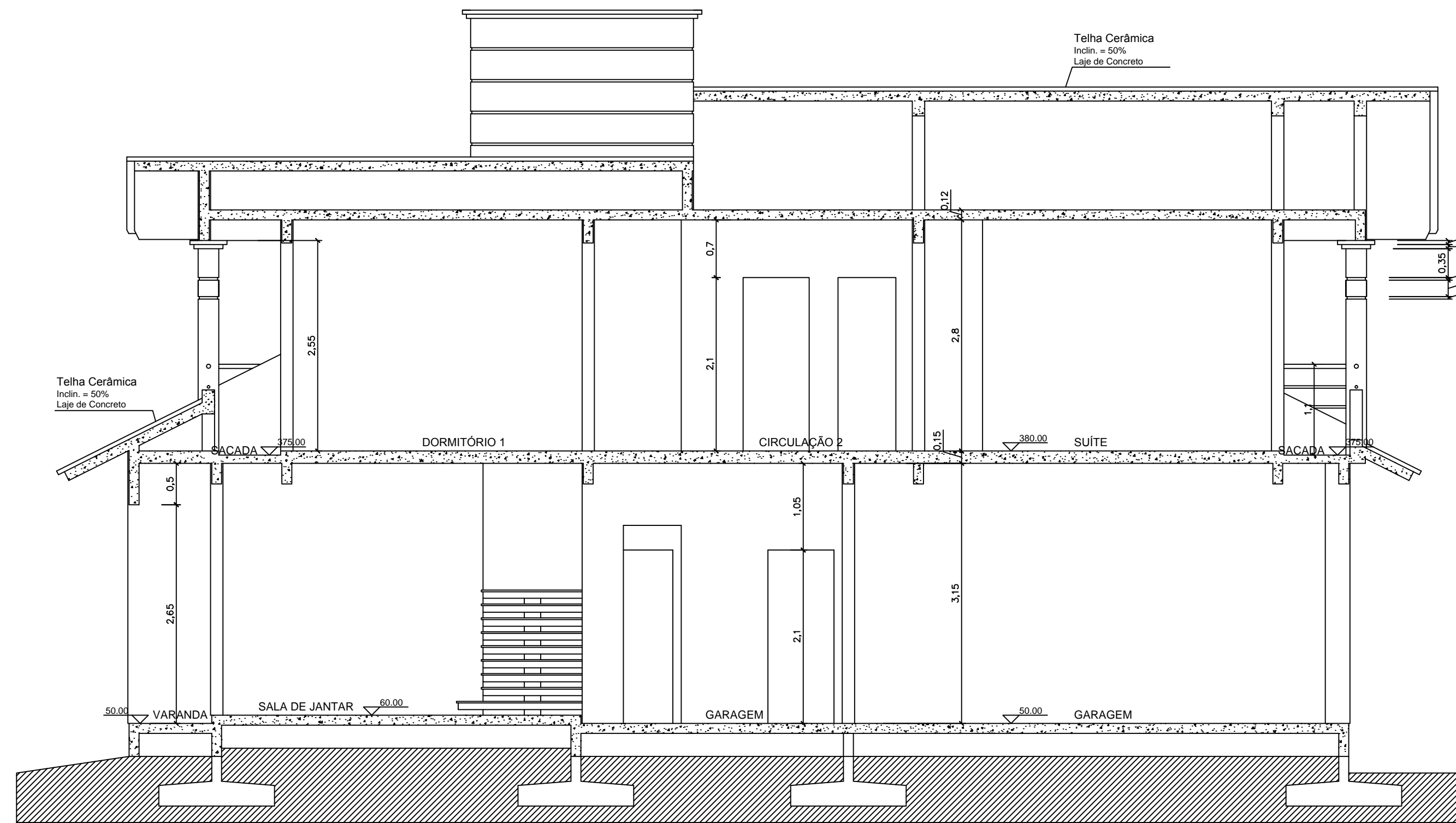
# PAVIMENTO SUPERIOR

# PAVIMENTO TÉRREO

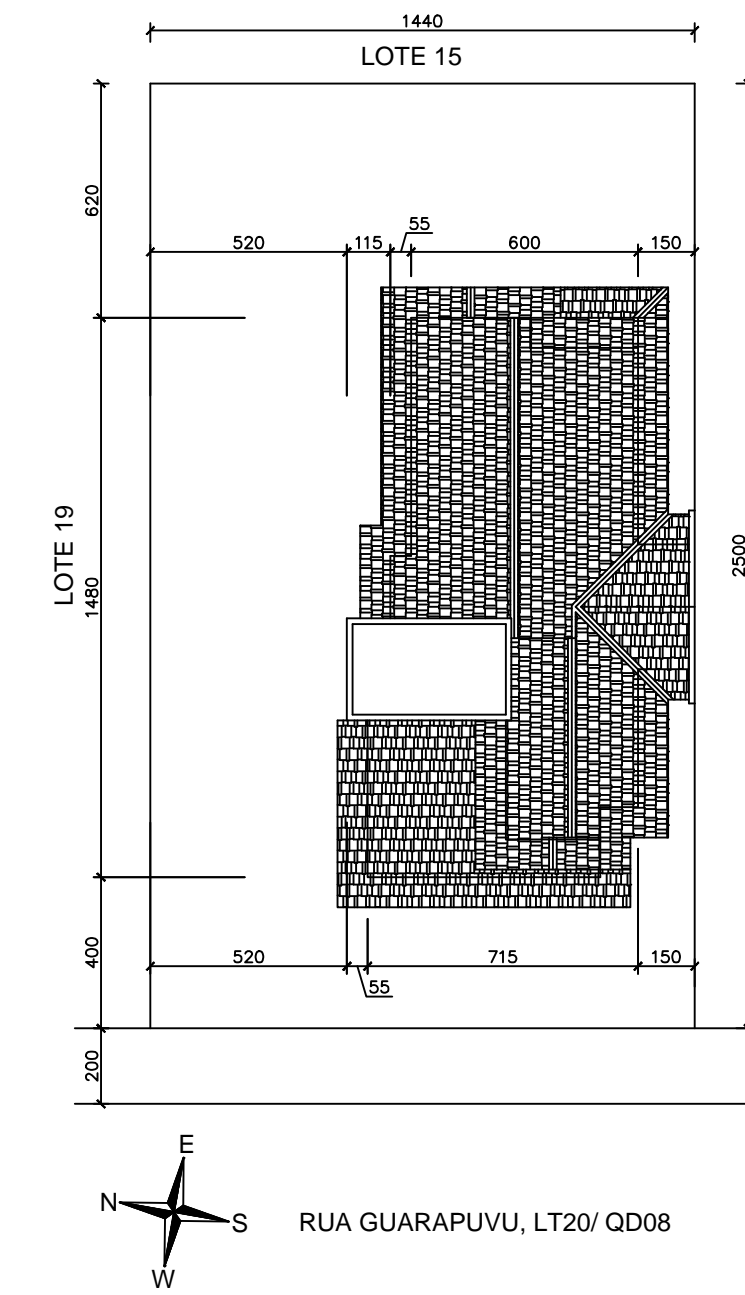


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA		
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL		
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
ALUNO: Suede Steil Kuhn	Data: Nov/2015	Folha: 01
ORIENTADOR: Narbal Ataliba Marcellino		
CONTEÚDO: Plantas baixas	Escala: 1/50	

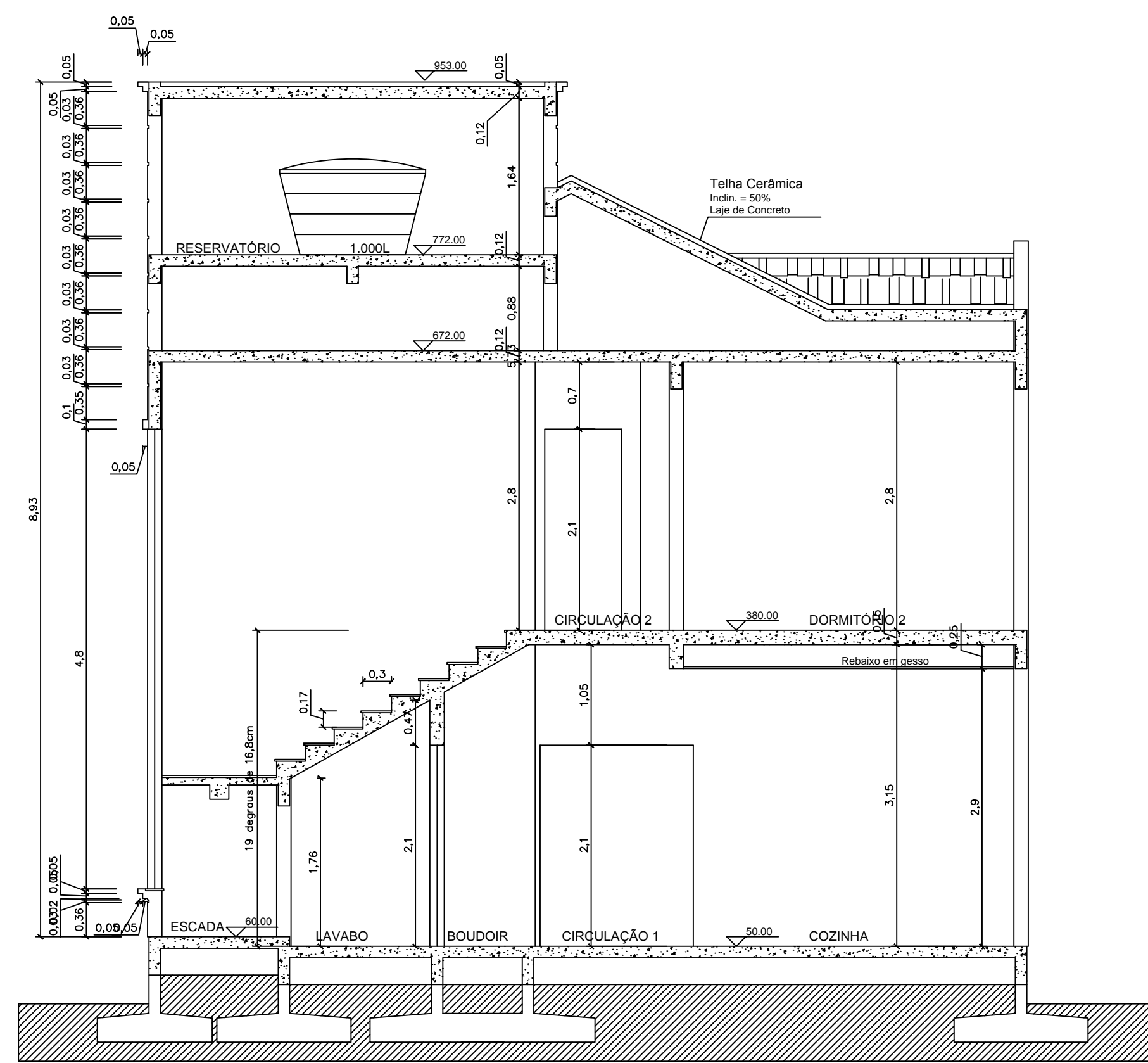




**CORTE BB'**  
ESCALA 1:50

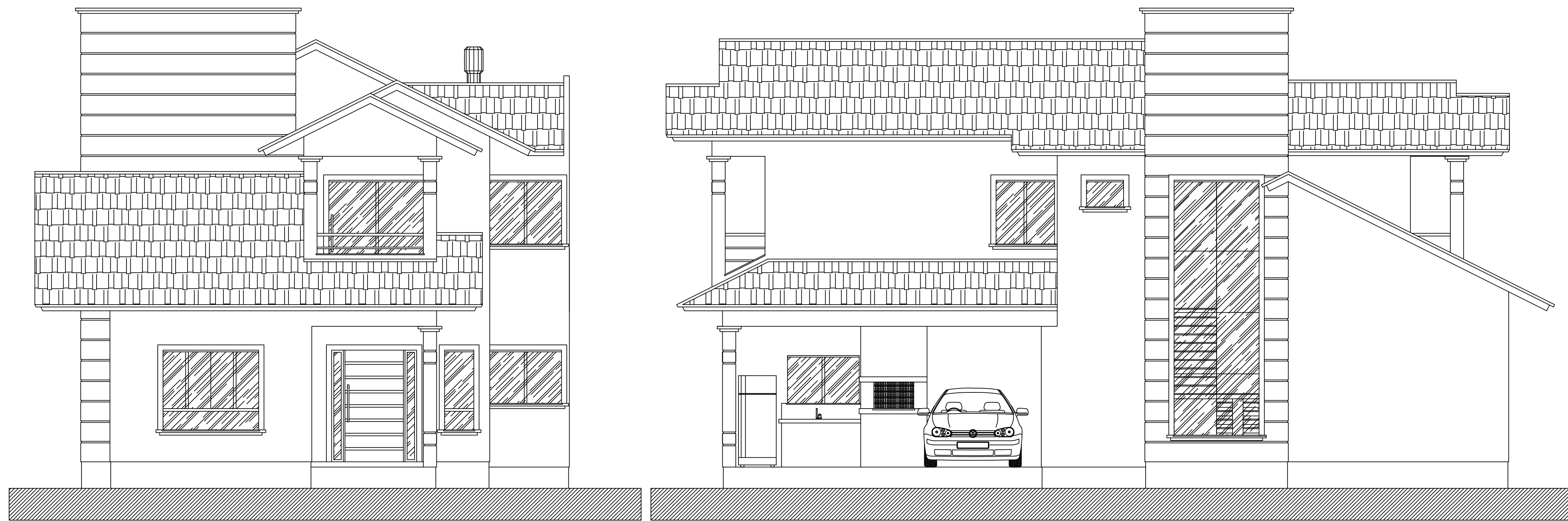


**LOCAÇÃO, SITUAÇÃO  
E COBERTURA**  
ESCALA 1:200



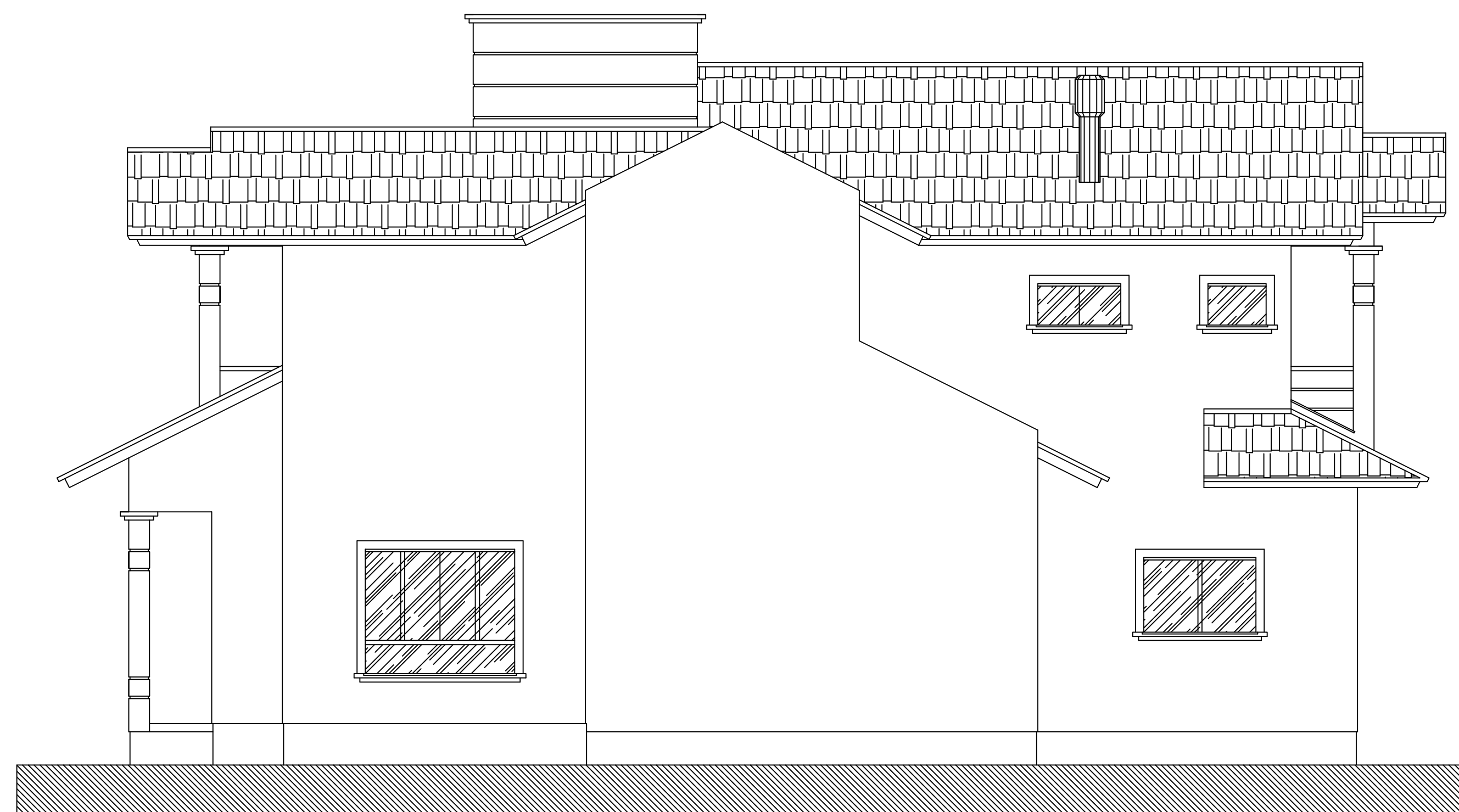
**CORTE AA'**  
ESCALA 1:50

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
	Data: Nov/2015	Folha: 02
ALUNO: Suede Steil Kuhn	ORIENTADOR: Narbal Ataliba Marcellino	
CONTEÚDO: Planta de locação, situação, cobertura e cortes		Escala: 1/50



FACHADA LATERAL NORTE  
ESCALA 1:50

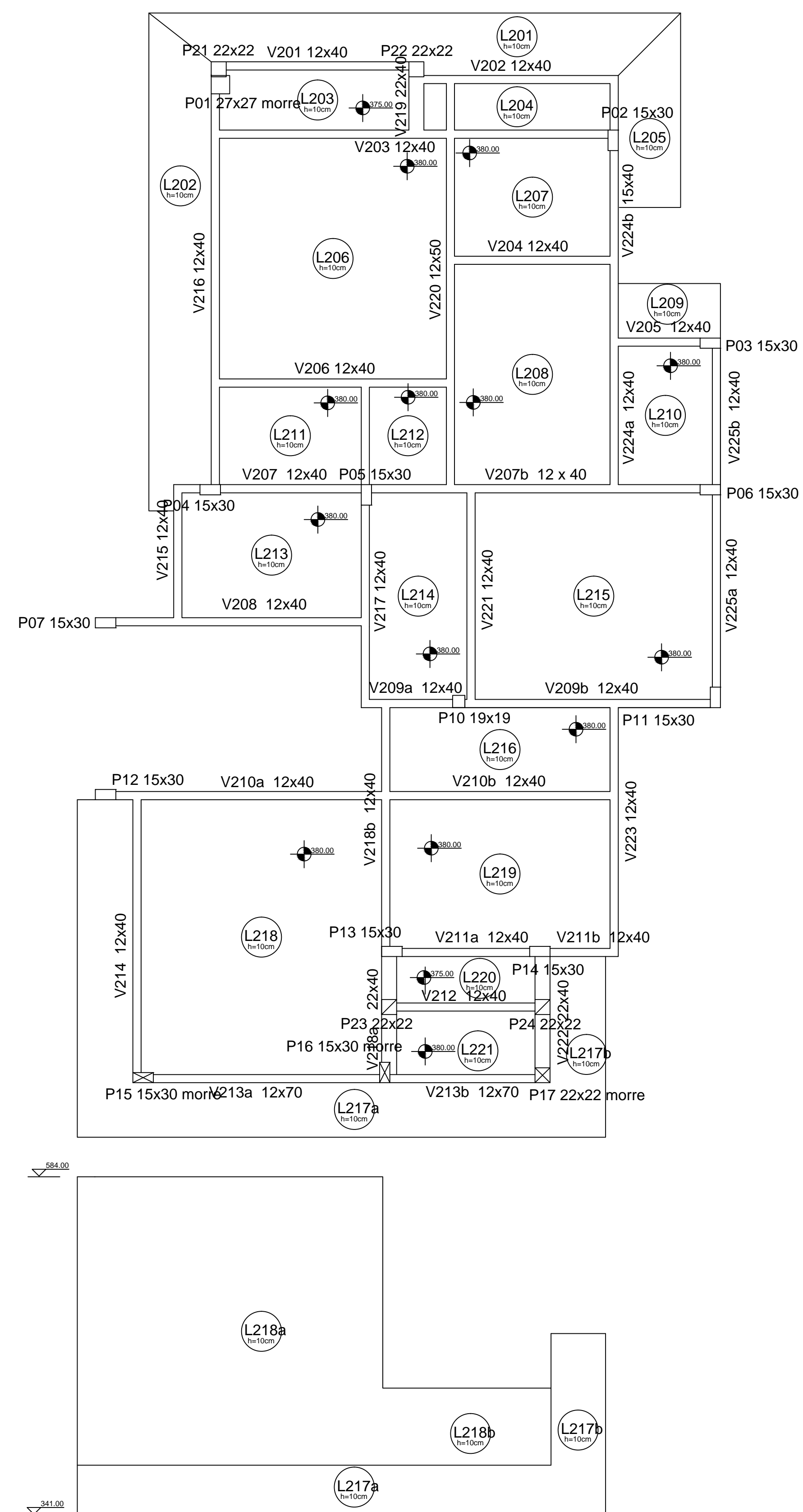
FACHADA LATERAL SUL  
ESCALA 1:50



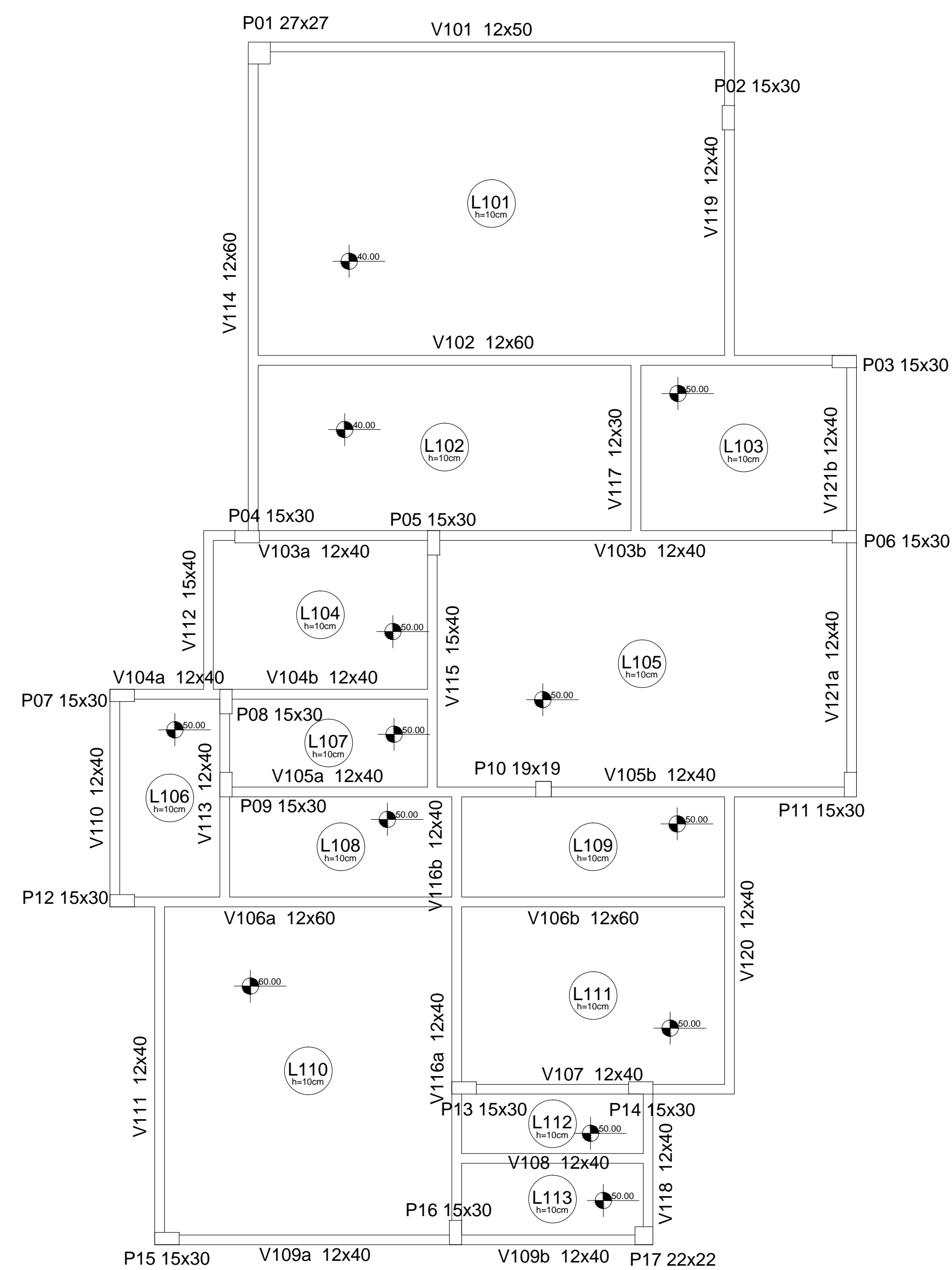
FACHADA FRONTAL LESTE  
ESCALA 1:50

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
	Data: Nov/2015	Folha: 01
ALUNO: Suede Steil Kuhn	ORIENTADOR: Narbal Ataliba Marcellino	
CONTEÚDO: Fachadas	Escala: 1/50	

# PAVIMENTO SUPERIOR

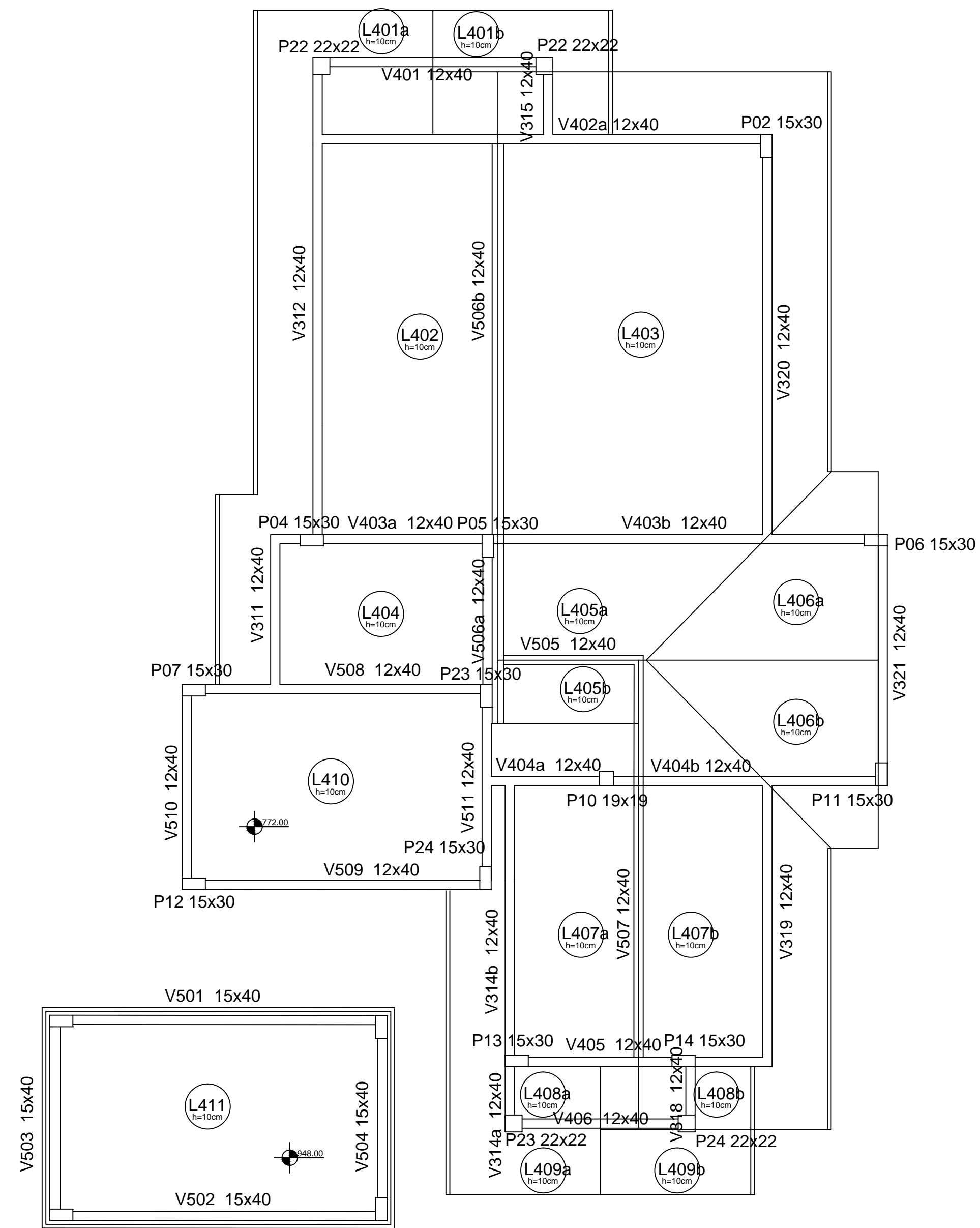


# PAVIMENTO TÉRREO



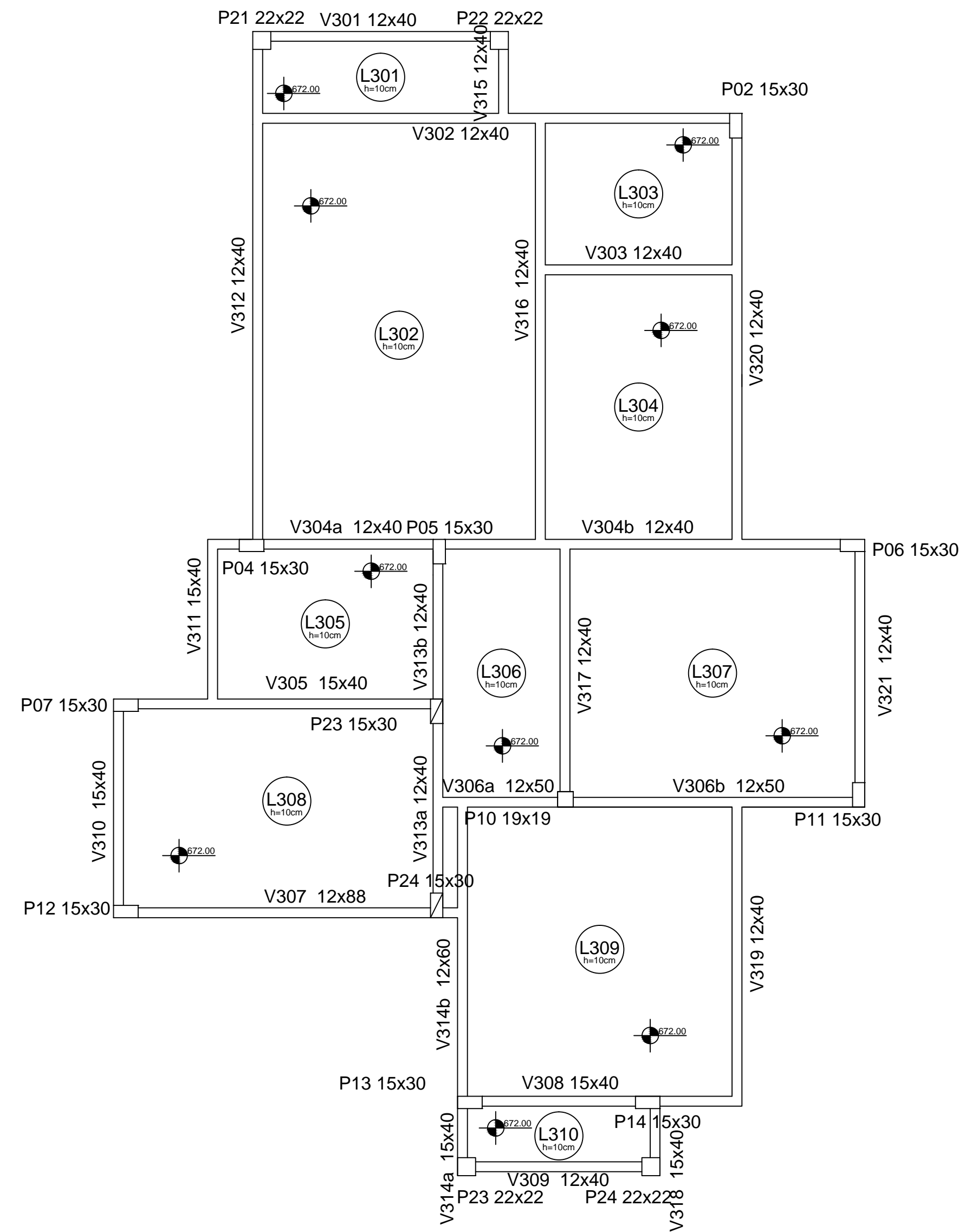
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
	Data: Nov/2015	Folha: 01
ALUNO: Suede Steil Kuhn	ORIENTADOR: Narbal Ataliba Marcellino	
CONTEÚDO: Planta de fôrmas	Escala: 1/50	

# PAVIMENTO DO TELHADO

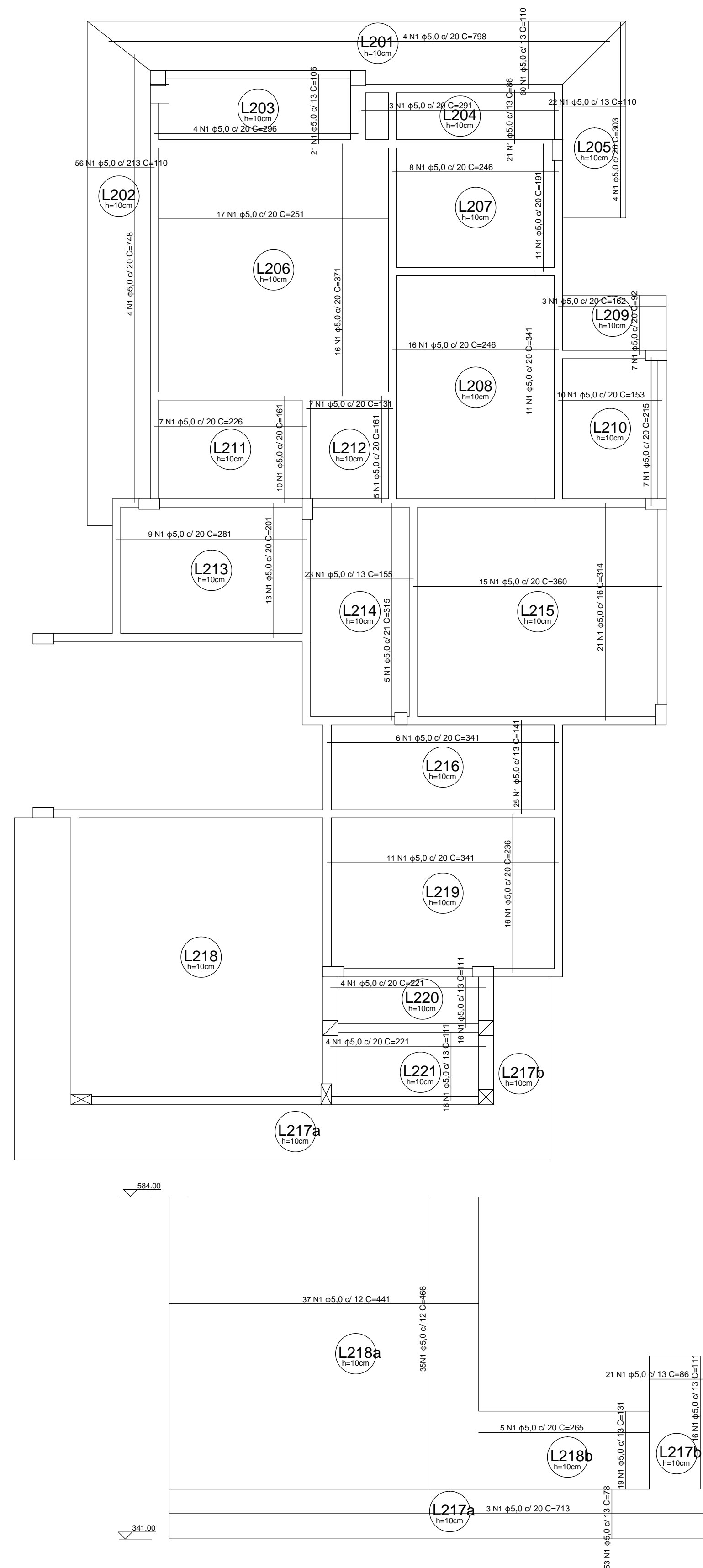


TAMPA DA CAIXA

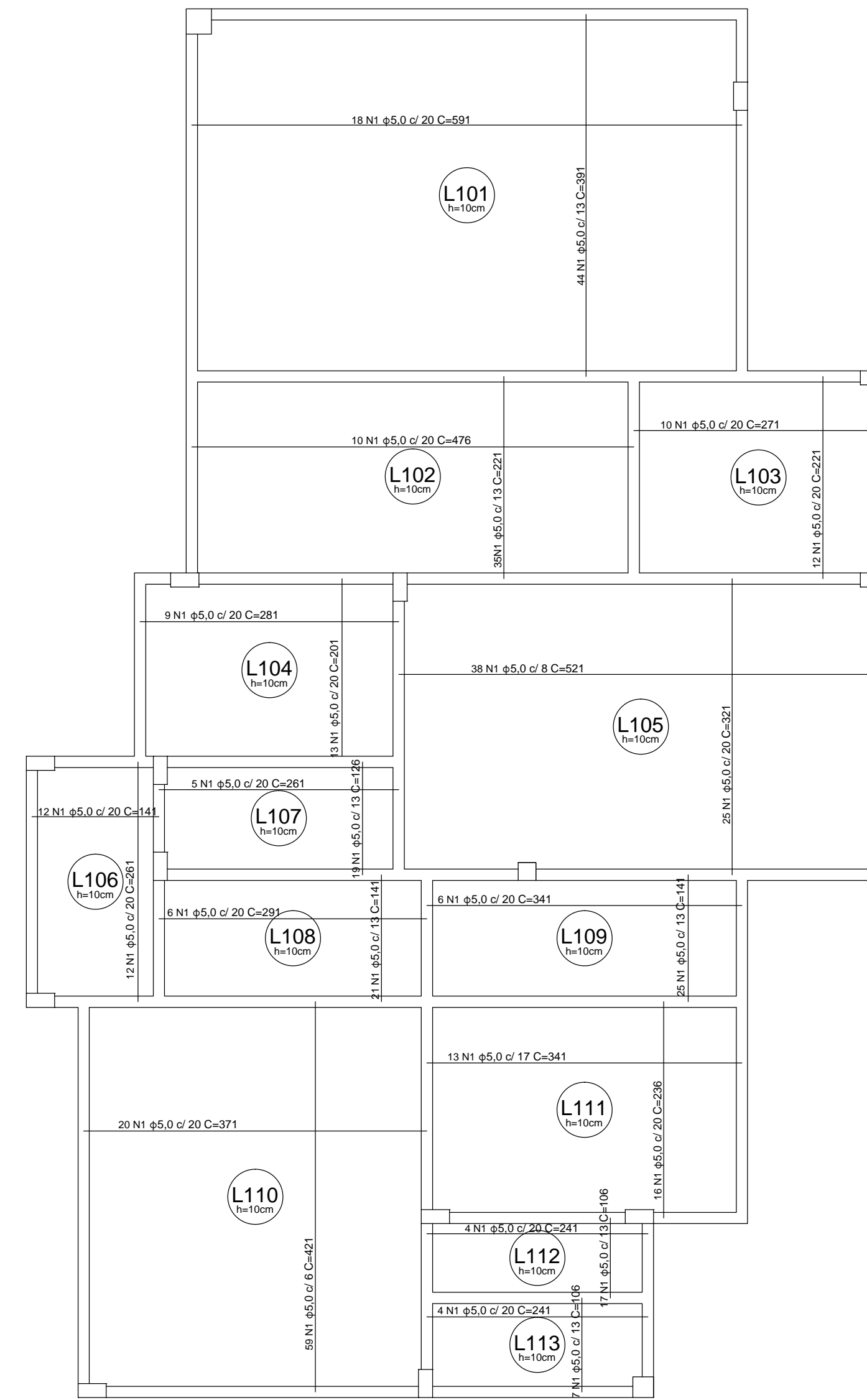
# PAVIMENTO DO FORRO



# PAVIMENTO SUPERIOR

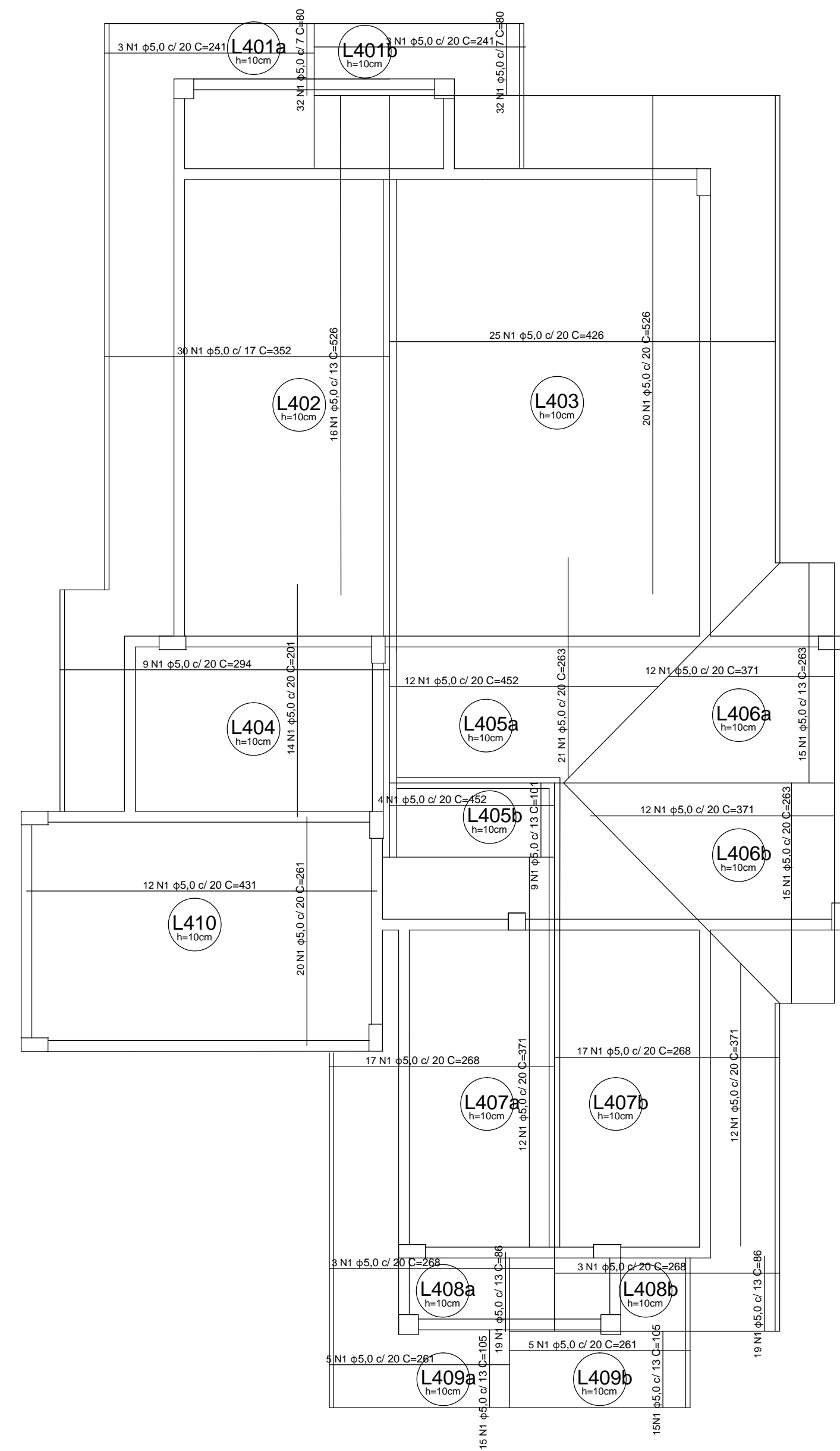


# PAVIMENTO TÉRREO

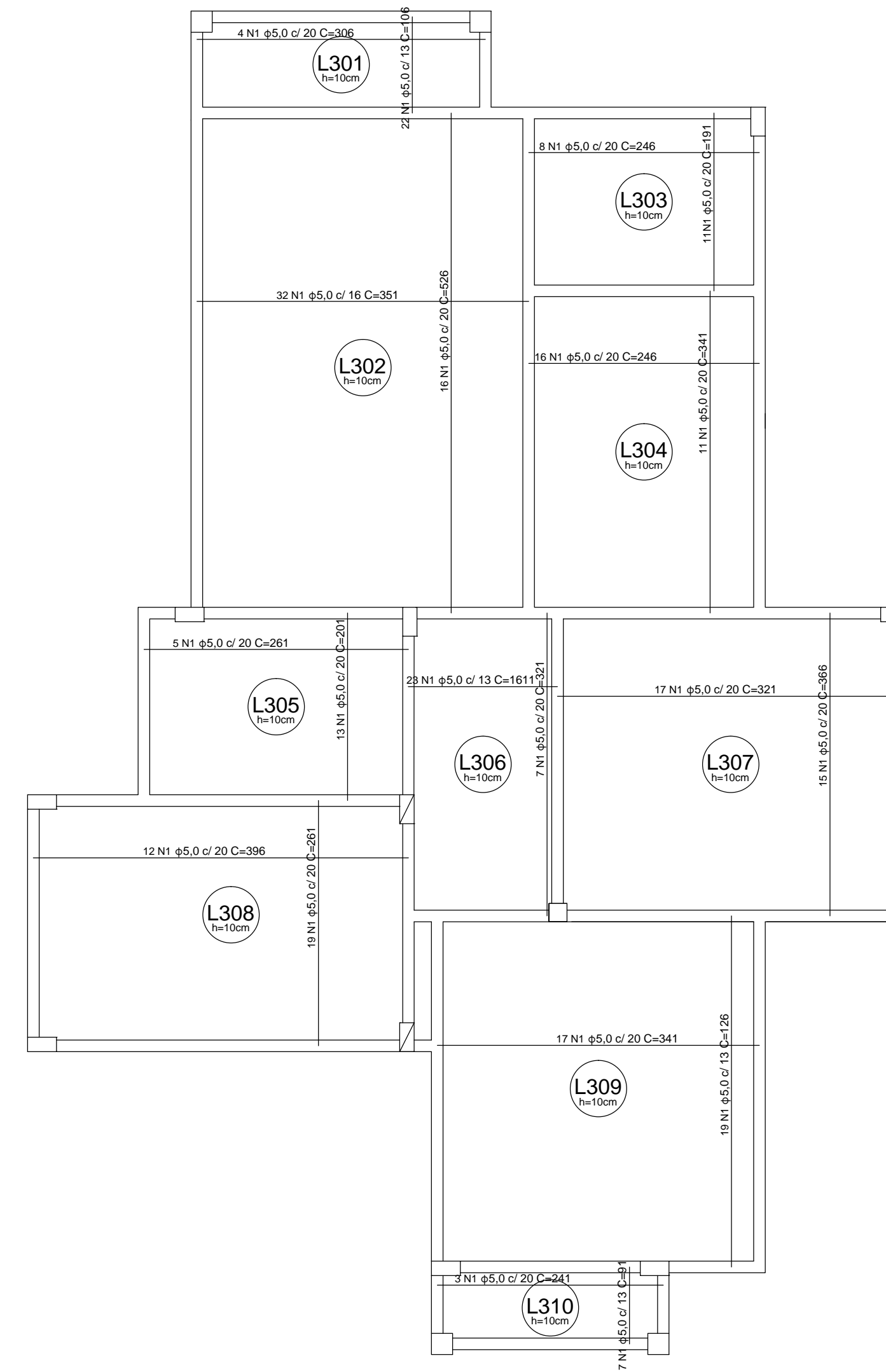


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
	Data: Nov/2015	Folha: 01
ALUNO: Suede Steil Kuhn	ORIENTADOR: Narbal Ataliba Marcellino	
CONTEÚDO: Detalhamento armaduras positivas das lajes		Escala: 1/50

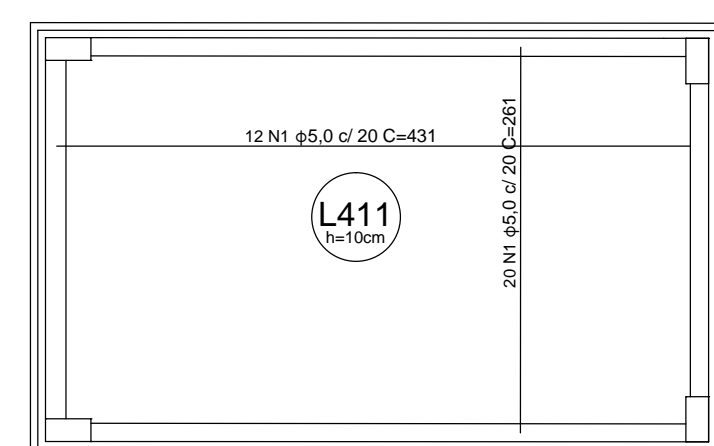
# PAVIMENTO DO TELHADO



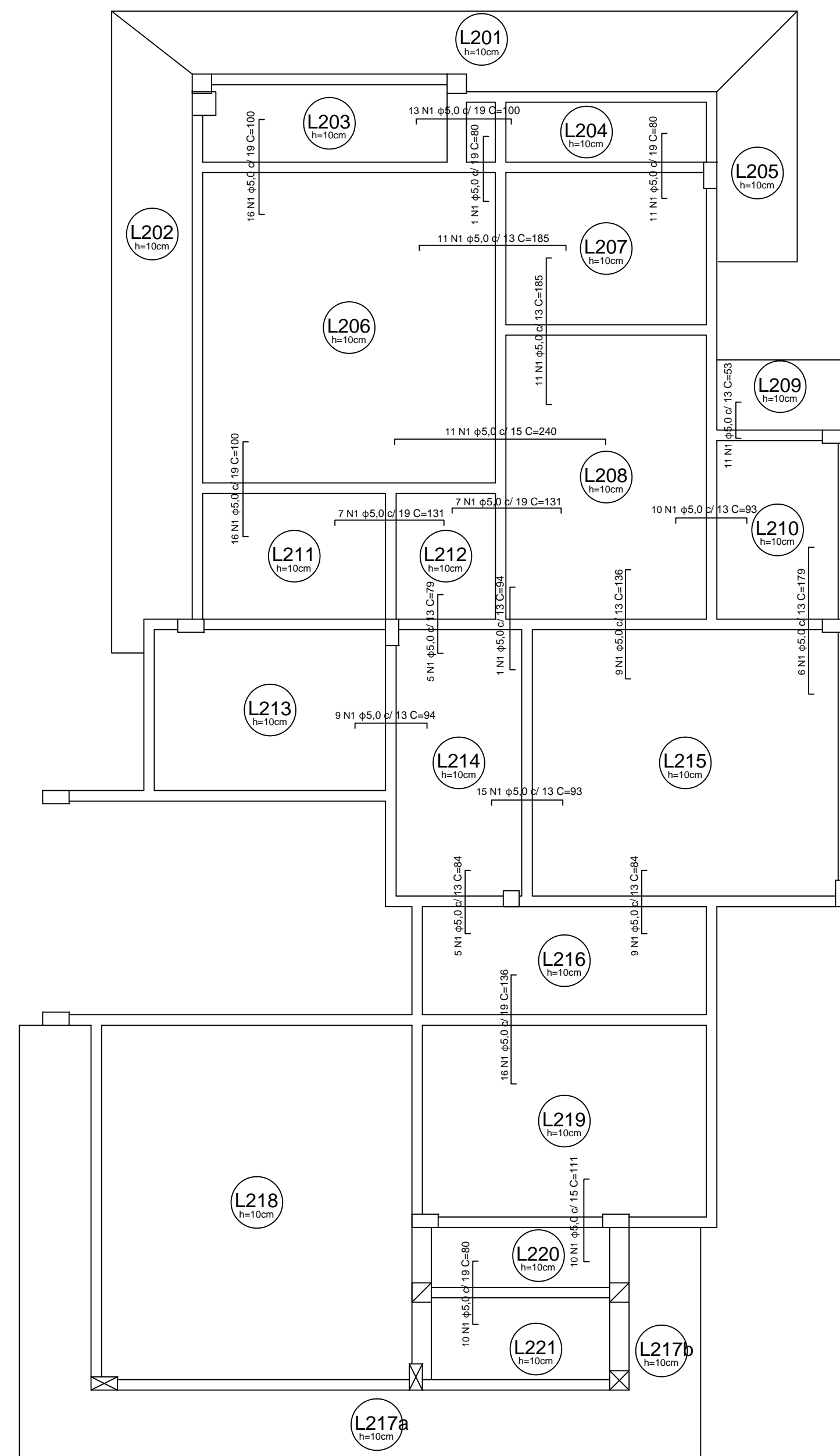
# PAVIMENTO DO FORRO



## TAMPA DA CAIXA



## PAVIMENTO SUPERIOR



## PAVIMENTO TÉRREO

