

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

Guilherme Dartora Carboni

**COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS DE UM
EDIFÍCIO PARA SOLUÇÕES ESTRUTURAIS COM VÃOS DE
VIGAS DIFERENTES**

Porto Alegre
Dezembro 2019

GUILHERME DARTORA CARBONI

**COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS DE UM
EDIFÍCIO PARA SOLUÇÕES ESTRUTURAIS COM VÃOS DE
VIGAS DIFERENTES**

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

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
Dezembro 2019

GUILHERME DARTORA CARBONI

**COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS DE UM
EDIFÍCIO PARA SOLUÇÕES ESTRUTURAIS COM VÃOS DE
VIGAS DIFERENTES**

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

Porto Alegre, dezembro de 2019

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Jean Marie Désir (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Ronald José Ellwanger (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Dedico este trabalho a meu pai, Lauro, por toda a
inspiração e exemplos deixados. E a minha mãe,
Marilesia, por ser uma guerreira e fornecer todo o suporte
para esta conquista.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a minha mãe, Marilesia, que desde muito cedo batalhou e me criou sozinha e, apesar de todas as dificuldades, forneceu todo o suporte para esta conquista e qualquer outra que esteja por vir. Obrigado pela dedicação, apoio incondicional e por todos os ensinamentos passados.

A Luísa, por seu companheirismo e papel fundamental em auxiliar, incentivar e me apoiar na maior parte do curso, vivendo juntos as dificuldades da graduação.

Agradeço ao Professor Roberto Domingo Rios, por assumir a orientação deste trabalho e pelo auxílio e ensinamento fornecidos desde os primeiros semestres no Programa de Educação Tutorial (PET) – Engenharia Civil.

A FOURCORP Engenharia e Consultoria por fornecer o software utilizado neste trabalho e aos seus Engenheiros Carlos Eduardo, Charles, Fernanda, Maurício e Thiago por todos os ensinamentos passados, paciência e ajuda prestada.

A Cira por demonstrar muita paciência e auxílio importantíssimo na revisão deste trabalho.

Ao PET – Engenharia Civil e a todos os meus colegas de grupo, que ao longo dos dois anos rimos e crescemos juntos buscando sempre realizar atividades para melhorar o curso e auxiliar a comunidade.

Meu amigo Dácio, obrigado por sempre estar disposto a me ouvir, partilhar histórias e pelo auxílio de saúde.

Ao meu amigo Leonardo que desde o primeiro D43 pego em direção ao Campus do Vale construímos uma parceria que perdura por todo o curso e seguirá após a formatura.

Ao meu amigo César pela parceria no estudo nas madrugadas pré-provas.

E aos meus amigos Arthur, Bruno, Miguel, Rafael e Thiago pelas zueiras futebolísticas e análises táticas sobre o futebol da dupla grenal.

Tudo o que temos de decidir é o que fazer com o tempo
que nos é dado.

Gandalf, o Cinzento

(J. R. R. Tolkien)

RESUMO

Este trabalho versa sobre a comparação de quatro soluções estruturais para um edifício, tendo como objetivo determinar qual das soluções propostas apresenta os menores quantitativos de concreto, aço e formas. Inicialmente foram propostas duas estruturas com diferentes vãos para as vigas, vãos pequenos de 3,5m e vãos grandes de 7,5 m; e posteriormente ao verificar que os modelos iniciais são classificados na análise de segunda ordem como estruturas de nós móveis foram propostas mais duas estruturas análogas às iniciais, porém classificadas como de nós fixos. A partir de métodos de pré-dimensionamento das estruturas foi realizado um processo iterativo com o auxílio do software CAD/TQS para determinar a solução com os menores consumos de materiais para vigas, pilares e lajes. Para aceitação dos modelos estruturais foram verificados principalmente a deformação horizontal no topo do edifício, deslocamentos entre pavimentos, impossibilidades de alojamentos das barras nas seções e deformações nas grelhas dos pavimentos. Foram apresentados também os valores dos esforços ao nível das fundações para cada uma das estruturas propostas. Constatou-se que para o edifício analisado, a estrutura com vãos menores e classificada como de nós móveis apresentou os melhores resultados. As estruturas com vãos maiores apresentaram consumos muito mais elevados, mostrando que não é indicado utilizar majoritariamente vigas com vãos maiores ou iguais a 7,5 m em edifícios de concreto armado.

Palavras-chave: análise estrutural; efeitos de segunda ordem; estruturas de concreto armado; projeto estrutural; quantitativos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Arquitetura Proposta para o Edifício Modelo.....	21
Figura 2 - Corte Esquemático.....	22
Figura 3 - Geometria da Escada	26
Figura 4 – Corte AA.....	26
Figura 5 - Corte BB	27
Figura 6 - Cargas Permanentes.....	27
Figura 7 - Carga Acidental	28
Figura 8 – Mapa das Isopletas	30
Figura 9 - Área de Influência de um Pavimento.....	32
Figura 10 - Área de Influência dos Pilares	36
Figura 11 – Análise de primeira ordem.....	41
Figura 12 – Análise de segunda ordem	41
Figura 13 – Método de vigas contínuas.....	46
Figura 14 – Método de vigas e pilares.....	47
Figura 15 – Método de grelha somente de vigas.....	48
Figura 16 – Método de grelha de vigas e lajes	48
Figura 17 – Método dos elementos finitos	49
Figura 18 – Método de pórtico plano	50
Figura 19 – Método de pórtico espacial	50
Figura 20 – Combinações de métodos de análise.....	51
Figura 21 – Estrutura I.....	53
Figura 22 – Estrutura II	54
Figura 23 – Estrutura III.....	55
Figura 24 – Estrutura IV	56
Figura 25 - Deformações nas grelhas da Estrutura I	59
Figura 26 - Envoltória do γz da Estrutura I	60
Figura 27 - Deformações nas grelhas da Estrutura II	64
Figura 28 - Envoltória do γz da Estrutura II.....	65
Figura 29 - Envoltória do γz da Estrutura III.....	68
Figura 30 - Deformações nas grelha da Estrutura III	69
Figura 31 - Envoltória do γz da Estrutura IV	72
Figura 32 - Deformações nas grelhas Estrutura IV	73
Figura 33 - Comparativo dos quantitativos de consumo de concreto.....	76

Figura 34 - Comparativo dos quantitativos de consumo de aço.....	78
Figura 35 - Comparativo dos quantitativos de consumo de formas	78
Figura 36 - Comparativo das taxas de consumo de aço por metro cúbico de concreto.....	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Pré-dimensionamento das lajes da Estrutura I, valores em cm	58
Tabela 2 – Pré-dimensionamento das vigas da Estrutura I, valores em cm	58
Tabela 3 – Pré-dimensionamento dos pilares da Estrutura I, valores em cm	58
Tabela 4 - Quantitativo de concreto da Estrutura I, valores em m ³	61
Tabela 5 - Quantitativo de aço da Estrutura I, valores em kg	61
Tabela 6 - Quantitativo de formas da Estrutura I, valores em m ²	61
Tabela 7 - Taxa de kg de aço por m ³ de concreto da Estrutura I	62
Tabela 8 - Pré-dimensionamento das lajes da Estrutura II, valores em cm	62
Tabela 9 – Pré-dimensionamento das vigas da Estrutura II, valores em cm	63
Tabela 10 – Pré-dimensionamento dos pilares da Estrutura II, valores em cm	63
Tabela 11 - Quantitativo de concreto da Estrutura II, valores em m ³	66
Tabela 12 - Quantitativo de aço da Estrutura II, valores em kg	66
Tabela 13 - Quantitativo de formas da Estrutura II, valores em m ²	66
Tabela 14 - Taxa de kg de aço por m ³ de concreto da Estrutura II	67
Tabela 15 – Seções dos pilares modificados na Estrutura III, valores em cm	68
Tabela 16 - Quantitativo de concreto da Estrutura III, valores em m ³	70
Tabela 17 - Quantitativo de aço da Estrutura III, valores em kg	70
Tabela 18 - Quantitativo de formas da Estrutura III, valores em m ²	70
Tabela 19 - Taxa de kg de aço por m ³ de concreto da Estrutura III	71
Tabela 20 – Seções dos pilares modificados na Estrutura IV	72
Tabela 21 - Quantitativo de concreto da Estrutura IV, valores em m ³	74
Tabela 22 - Quantitativo de aço da Estrutura IV, valores em kg	74
Tabela 23 - Quantitativo de formas da Estrutura IV, valores em m ²	74
Tabela 24 - Taxa de kg de aço por m ³ de concreto da Estrutura IV	75
Tabela 25 – Esforços no nível das fundações	80
Tabela 26 – Resumo dos deslocamentos em cada estrutura, valores em centímetros	81

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

MEF – Método dos Elementos Finitos

NSC – Número de Subestruturas de Contraventamento

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c – área da seção de concreto

A_e – área exposta ao vento

A_p – área de influência do pilar

$A_{s,mím}$ – área de aço mínima

a – deslocamento horizontal no andar

b – coeficiente conforme classe do edifício e categoria do terreno na análise de forças devidas ao vento

C_a – coeficiente de arrasto

d_L – altura útil da laje

e – espessura da parede

E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto

$f_{ctk,sup}$ – resistência característica superior de tração do concreto

F_r – coeficiente conforme classe do edifício e categoria do terreno na análise de forças devidas ao vento

F_{vj} – força vertical provenientes de um andar.

F_v – força devida ao vento

f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo do aço

H_{tot} - altura total do edifício;

H_i – desnível entre dois pavimentos consecutivos.

H_j – desnível do pavimento até a base da estrutura

h_a – altura da abertura

h_L – espessura da laje

h_v – altura da viga

I_c – momento de inércia

L – vão do elemento considerado

l_y – maior vão da laje

l_x – menor vão da laje

l_I – menor valor entre l_x e 70% do valor de l_y

L_v – vão da viga

$M_{d,mím}$ – momento fletor mínimo

$M_{I,tot,d}$ – momento de tombamento

$M_{tot,d}$ – momento provocado pelo deslocamento horizontal da estrutura

N_k – esforço normal característico

N_d – esforço normal de cálculo

n_d – número de bordas engastadas da laje

P – coeficiente conforme classe do edifício e categoria do terreno na análise de forças devidas ao vento

q – pressão dinâmica exercida pelo vento

S_1 – fator topográfico

S_2 – fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 – fator de grau de segurança do edifício

V_k – velocidade característica do vento

V_0 – velocidade básica do vento

W_0 – módulo de resistência

z – nível do pavimento ou edificação analisados

Z_1 – valor tomado como 10 para vigas isostáticas ou 12 para vigas hiperestáticas.

α – parâmetro de instabilidade

β – coeficiente de majoração devido a posição do pilar;

γ_a – peso específico aparente da argamassa de revestimento

γ_b – peso específico aparente do bloco de alvenaria mais argamassa de assentamento

γ_p – estimativa para o peso de um pavimento por metro quadrado

γ_z – parâmetro de instabilidade e coeficiente de majoração dos efeitos globais de 1º ordem para obtenção dos esforços de 2º ordem

ρ_s – taxa de armadura da seção de concreto

σ_{id} – tensão ideal de cálculo do concreto

Sumário

1 INTRODUÇÃO.....	17
2 METODOLOGIA.....	19
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA	19
2.2 OBJETIVO DE PESQUISA	19
2.3 HIPÓTESES	19
2.4 DELIMITAÇÕES	19
2.5 LIMITAÇÕES	20
3 EDIFÍCIO MODELO	21
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
4.1 CARREGAMENTOS	24
4.1.1 Cargas nas Lajes	24
4.1.2 Cargas de paredes	24
4.1.3 Carga do reservatório superior.....	25
4.1.4 Carga da escada	25
4.1.5 Cargas devidas ao vento	28
4.1.6 Coeficiente de Arrasto	32
4.1.7 Área Exposta ao Vento	32
4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	33
4.2.1 Lajes	33
4.2.2 Vigas	34
4.2.3 Pilares.....	34
4.3 DIMENSÕES-LIMITES.....	37
4.3.1 Lajes	37
4.3.2 Vigas	37
4.3.3 Pilares.....	37
4.4 TAXA MÁXIMA E MÍNIMA DE ARMADURA.....	38
4.4.1 Vigas	38
4.4.2 Pilares.....	39
4.5 DESLOCAMENTOS-LIMITES.....	39
4.6 ESTABILIDADE GLOBAL	40
4.6.1 Efeito de primeira e segunda ordem	40
4.6.2 Coeficiente α	42
4.6.3 Coeficiente γ_z.....	43

4.7 MODELOS ESTRUTURAIS	45
4.7.1 Métodos aproximados e vigas contínuas	46
4.7.2 Viga e pilares	47
4.7.3 Grelha somente de vigas	47
4.7.4 Grelha de vigas e lajes.....	48
4.7.5 Elementos finitos de casca modelados como lajes	49
4.7.6 Pórtico plano.....	49
4.7.7 Pórtico espacial.....	50
4.7.8 Combinações de modelos.....	51
5 ESTRUTURAS PROPOSTAS	52
5.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS.....	52
5.2 ESTRUTURA I.....	53
5.3 ESTRUTURA II	54
5.4 ESTRUTURA III.....	55
5.5 ESTRUTURA IV.....	56
6 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS PROPOSTAS.....	57
6.1 ESTRUTURA I.....	57
6.1.1 Pré-dimensionamento	57
6.1.2 Deslocamentos e estabilidade global.....	59
6.1.3 Quantitativos	61
6.2 ESTRUTURA II	62
6.2.1 Pré-dimensionamento	62
6.2.2 Deslocamentos e estabilidade global.....	63
6.2.3 Quantitativos	66
6.3 ESTRUTURA III.....	67
6.3.1 Pré-dimensionamento	67
6.3.2 Deslocamentos e estabilidade global.....	68
6.3.3 Quantitativos	70
6.4 ESTRUTURA IV.....	71
6.4.1 Pré-dimensionamento	71
6.4.2 Deslocamentos e estabilidade global.....	72
6.4.3 Quantitativos	74
7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	76
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	82
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	84

APÊNDICES	86
------------------------	-----------

1 INTRODUÇÃO

Em termos percentuais o projeto estrutural representa um valor razoavelmente menor do que a execução da superestrutura (XAVIER, 2008), entretanto, um bom projeto pode significar uma grande economia na execução e etapas posteriores. Em tempos de grande concorrência no mercado da construção civil, diminuir custos é fundamental para o sucesso de uma empresa. Sendo assim, é de suma importância valorizar as etapas de projetos.

A construção civil é uma indústria que consome grandes volumes de materiais e energia às custas de impactos ambientais (CICOLIN, 2007). Sendo assim, é possível afirmar que além do ganho financeiro existente ao otimizar as estruturas de concreto existe um ganho social relativo à diminuição dos impactos ambientais no decorrer da cadeia produtiva de um edifício.

Em um cenário no qual o projeto recebe maior valorização é possível realizar maiores estudos e verificar a solução mais econômica para cada caso, pois existem infinitas soluções diferentes que atendam a todos os requisitos normativos, entretanto, somente algumas são economicamente viáveis de serem executadas. Nesse cenário, o papel do engenheiro projetista estrutural recebe destaque como responsável em determinar, com a sua experiência e testando diferentes hipóteses iniciais, a solução ideal para cada edifício.

Até pouco tempo atrás o processamento de um edifício era extremamente lento, o que impossibilitava que fosse calculado mais de uma vez e exigia uma série de simplificações. Nos dias atuais o cenário mudou drasticamente, é possível, com o auxílio de softwares, realizar análises mais complexas em minutos e, com isso, otimizar a estrutura (KIMURA, 2007).

Essa revolução tecnológica na indústria de projetos permite a realização de estudos como este, onde são propostas quatro estruturas com diferentes configurações estruturais e busca-se determinar a que apresenta o menor consumo de materiais. As Estrutura I e III possuem muitos pilares, de forma que o vão das vigas é pequeno, na ordem de 3,5 m, e a grande diferença entre elas é que a Estrutura III é mais estável ao analisar os efeitos de segunda ordem e estes podem ser desconsiderados. As Estrutura II e IV possuem poucos pilares, de forma que o vão das vigas é elevado, na ordem de 7,5 m, e a grande diferença entre elas é que a Estrutura IV é mais estável ao analisar os efeitos de segunda ordem e estes podem ser desconsiderados. Para

permitir que os efeitos de segunda ordem nas Estruturas III e IV fossem desconsiderados optou-se por enrijecer os pilares dos pórticos que apresentavam os maiores deslocamentos horizontais, origem dos efeitos de segunda ordem globais.

As quatro estruturas foram concebidas buscando permitir que possam ser executadas, ou seja, sempre visando que todos os limites normativos fossem respeitados. Os parâmetros utilizados na análise deste estudo serão os deslocamentos horizontais no topo, deslocamento entre pavimentos, deformação das grelhas dos pavimentos, o coeficiente γ_z , cargas nas fundações e quantitativos de concreto, aço e formas.

2 METODOLOGIA

As diretrizes para o desenvolvimento deste trabalho são descritas nos itens a seguir.

2.1 QUESTÃO DA PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: ao variar o vão entre pilares qual a diferença no consumo de materiais (aço, concreto e formas)?

2.2 OBJETIVO DE PESQUISA

O objetivo principal deste trabalho é avaliar qual solução estrutural, utilizando concreto armado, apresenta o menor consumo de materiais.

Objetivo secundário é avaliar se ocorre variação relevante no consumo de materiais ao enrijecer um edifício de nós móveis e torná-lo de nós fixos, de forma a desprezar os efeitos de segunda ordem.

2.3 HIPÓTESES

Admite-se como hipótese deste trabalho que possíveis erros cometidos no dimensionamento, análise estruturais e quantitativos gerados no software CAD/TQS v20.9.31 para cada uma das estruturas propostas é constante e modifica proporcionalmente os resultados obtidos.

2.4 DELIMITAÇÕES

Este trabalho limita-se a comparar resultados obtidos para um edifício com área de aproximadamente 120 m² por pavimento de 10 pavimentos e pé direito de 2,88 m construído em concreto armado.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações deste trabalho:

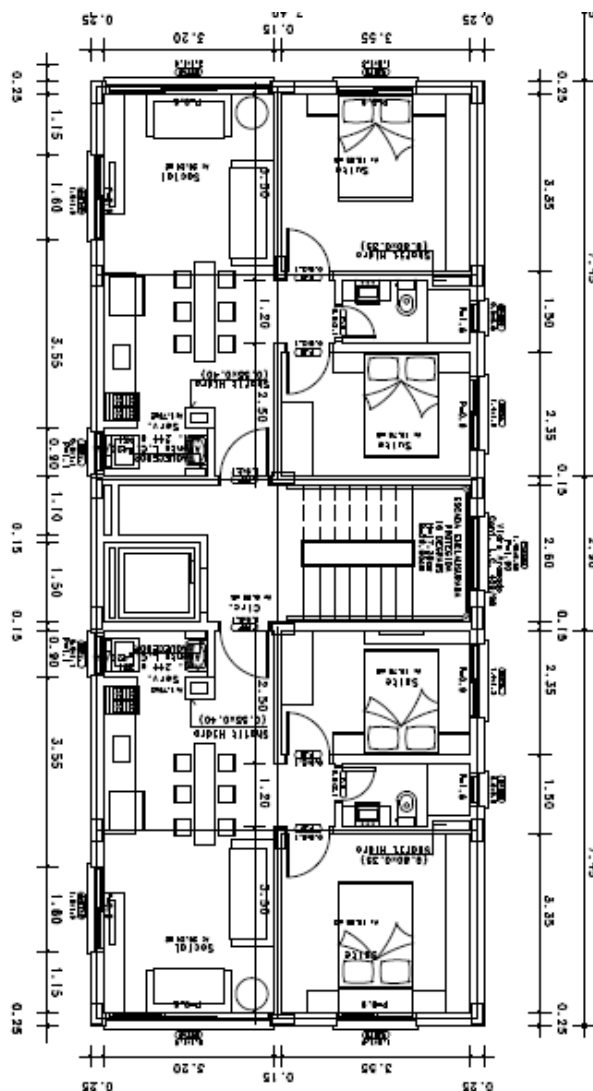
- a) as estruturas foram processadas e detalhadas através do software CAD/TQS, versão 20.9.31;
- b) não foram realizadas modificações nos detalhamentos gerados no software;
- c) foram comparadas 4 estruturas e cada uma delas foi definida através de processo iterativo;
- d) entre cada estrutura somente ocorrem variações nas dimensões de pilares, vigas e lajes e quantidade de pilares, não foram considerados diferentes modelos de cálculo;
- e) não foi levado em consideração a interferência com vagas de garagem para o lançamento de pilares;
- f) não foram modelados pavimentos térreo, reservatório superior e mesa de polias.

3 EDIFÍCIO MODELO

A arquitetura do edifício utilizado neste estudo foi proposta originalmente para um edifício residencial na cidade de Porto Alegre – RS. As dimensões em planta do projeto arquitetônico foram modificadas para ajustar os vãos entre pilares de acordo com a necessidade do trabalho, pois originalmente os vãos ou seriam exageradamente grandes ou extremamente pequenos ou ainda uma mistura dos dois casos. O espaçamento econômico de pilares, em obras de médio e pequeno porte, situa-se entre 4 e 6 metros (REBELLO, 2000).

As características a seguir serão compartilhadas pelas quatro estruturas propostas.

Figura 1 - Arquitetura Proposta para o Edifício Modelo



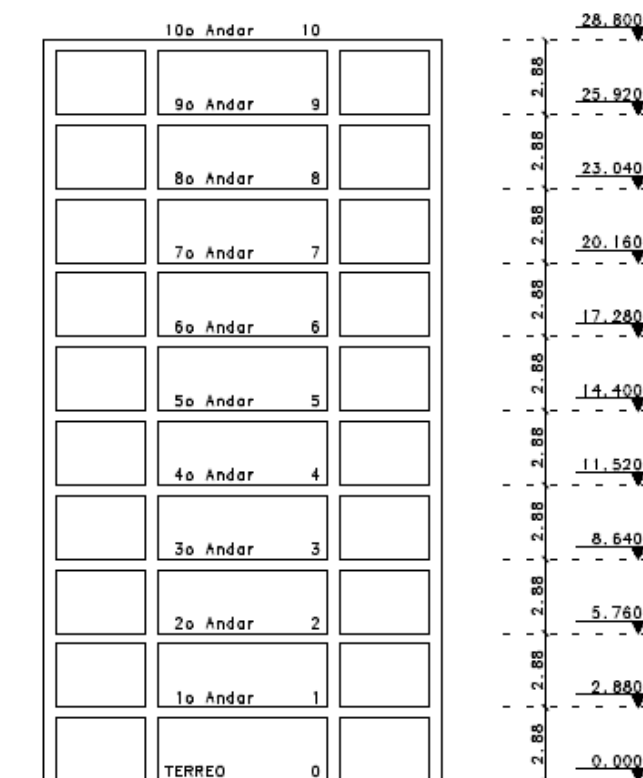
(fonte: elaborada pelo autor)

Após os ajustes as dimensões em planta foram definidas em 17,8 x 7,4 m, Figura 1. O edifício possui 11 pavimentos, um pavimento térreo, 9 pavimentos tipo e uma cobertura, todos com pé-direito estrutural entre lajes de 2,88 m, totalizando 28,8 m de altura conforme Figura 2.

O térreo é um pavimento de garagens e somente possui pilares, todos os pilares nascem neste pavimento. Os pavimentos tipo apresenta aproximadamente 132 m², sendo constituídos de dois apartamentos, hall, escada e elevador. O pavimento cobertura é o último pavimento e todos os pilares morrem neste pavimento.

Para realizar o estudo dos quantitativos de aço, concreto e formas foram criados quatro modelos estruturais, utilizando o software de cálculo estrutural CAD/TQS v20.9.31. As estruturas foram projetadas visando respeitar todos os parâmetros estabelecidos na NBR 6118 (ASSOCIAÇÕES BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) para aceitação da solução estrutural, de tal forma, que qualquer uma das soluções fosse passível de ser executada.

Figura 2 - Corte Esquemático



(fonte: elaborada pelo autor)

A diferença entre as duas primeiras é o vão entre pilares, o que conduz a mudanças na quantidade de pilares, alturas de vigas e espessuras de lajes. Os dois últimos modelos são soluções similares as duas primeiras, porém foram enrijecidas para que os efeitos de segunda ordem pudessem ser desprezados.

A planta baixa da arquitetura pode ser visualizada em escalada adequada no Anexo A.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados alguns conceitos, referências normativas, metodologias e considerações utilizadas no decorrer do trabalho.

4.1 CARREGAMENTOS

Neste capítulo serão apresentados os carregamentos considerados neste trabalho e as metodologias utilizadas para determinação dos valores utilizados.

4.1.1 Cargas nas Lajes

Os carregamentos nas lajes do edifício foram definidos de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019) sendo de:

- a) 1 kN/m² de carga permanente em lajes, para os revestimentos do piso e impermeabilização;
- b) 1,5 kN/m² de carga acidental em lajes, exceto corredores de áreas comuns e áreas de serviço;
- c) 2 kN/m² de carga acidental para áreas de serviço;
- d) 3 kN/m² de carga acidental em lajes para corredores com acesso ao público.

4.1.2 Cargas de paredes

As cargas nas paredes variam para cada estrutura proposta, pois estas possuem alturas distintas para as vigas. De modo geral os carregamentos das paredes foram estimados com base na equação (1) apresentada a seguir:

$$q = e \gamma_b (2,88 - h_v - h_a) + 2 \times 0,015 \times 2,88 \gamma_a \quad (1)$$

Sendo:

e : espessura da parede

γ_b : peso específico aparente do bloco de alvenaria com argamassa de assentamento;

h_v : altura da viga;

h_a : altura da abertura;

γ_a : peso específico aparente da argamassa de revestimento.

Os valores dos pesos específicos aparentes foram tomados conforme estabelecido na NBR 6120 (ABNT, 2019). A estimativa do peso específico do bloco de alvenaria com argamassa foi de $13,6 \text{ kN/m}^3$ ao considerar uma camada de 1 cm de argamassa de cimento e areia (peso específico de 21 kN/m^3) na face superior e lateral de um bloco de alvenaria (peso específico de 13 kN/m^3) sendo suas dimensões $19 \times 19 \times 39 \text{ cm}$. A argamassa de revestimento foi considerada de cimento e areia, com valores já definidos anteriormente.

4.1.3 Carga do reservatório superior

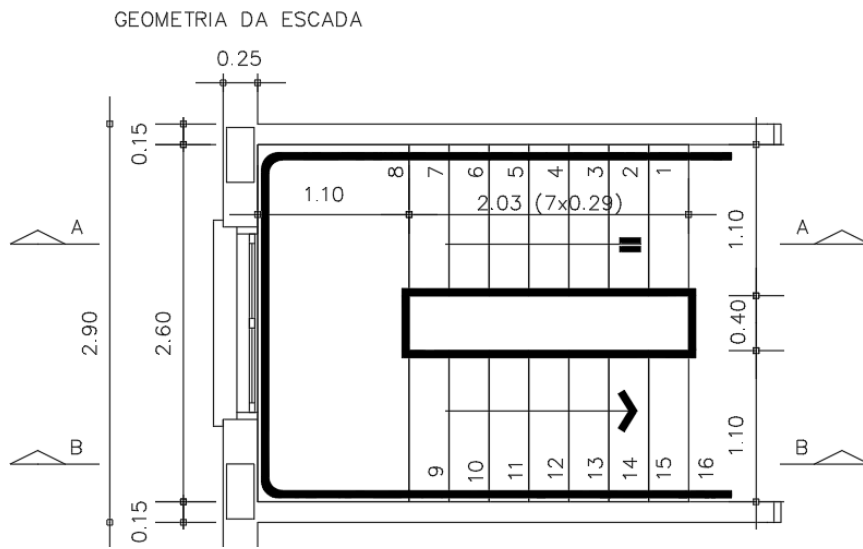
O reservatório superior foi estimado na ordem de 10.000 litros, considerando 40% de um consumo diário para edificação e uma reserva de incêndio. A carga foi distribuída em uma área de $2 \times 2 \text{ m}$ no pavimento cobertura.

4.1.4 Carga da escada

A carga da escada foi determinada seguindo a metodologia proposta na apostila PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO (CAMPOS FILHO, 2014) e calculada com o auxílio do software FTOOL.

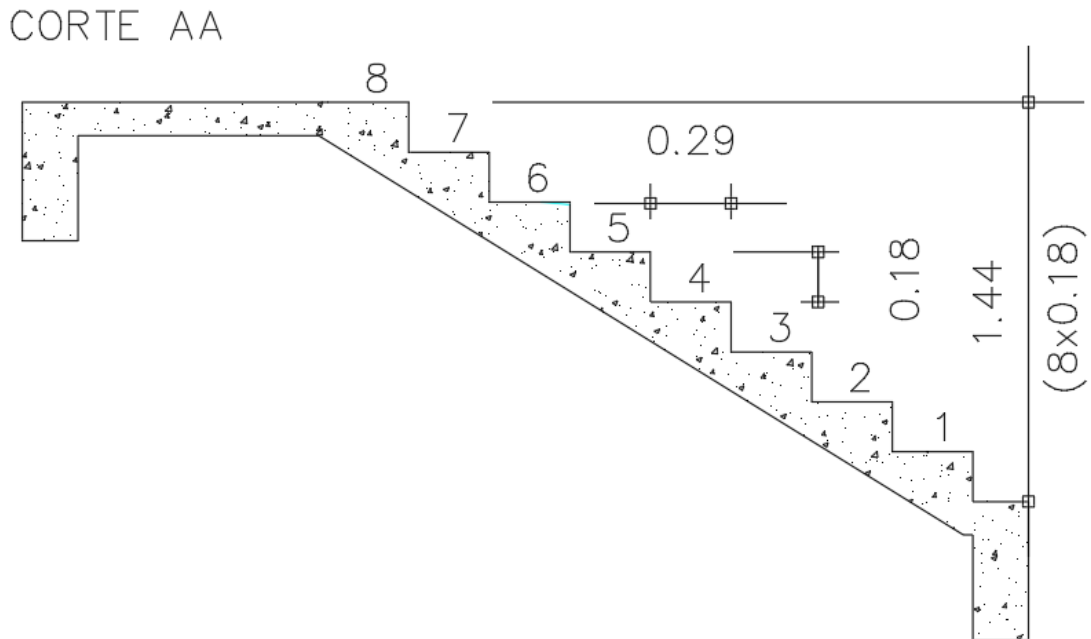
Para determinar as reações da escada foi utilizada carga acidental de 3 kN/m^2 conforme NBR 6120 (ABNT, 2019). Foram considerados ainda $1,05 \text{ kN/m}^2$ de carga permanente para revestimento e a existência de peitoril com carga de $1,5 \text{ kN/m}$.

Figura 3 - Geometria da Escada



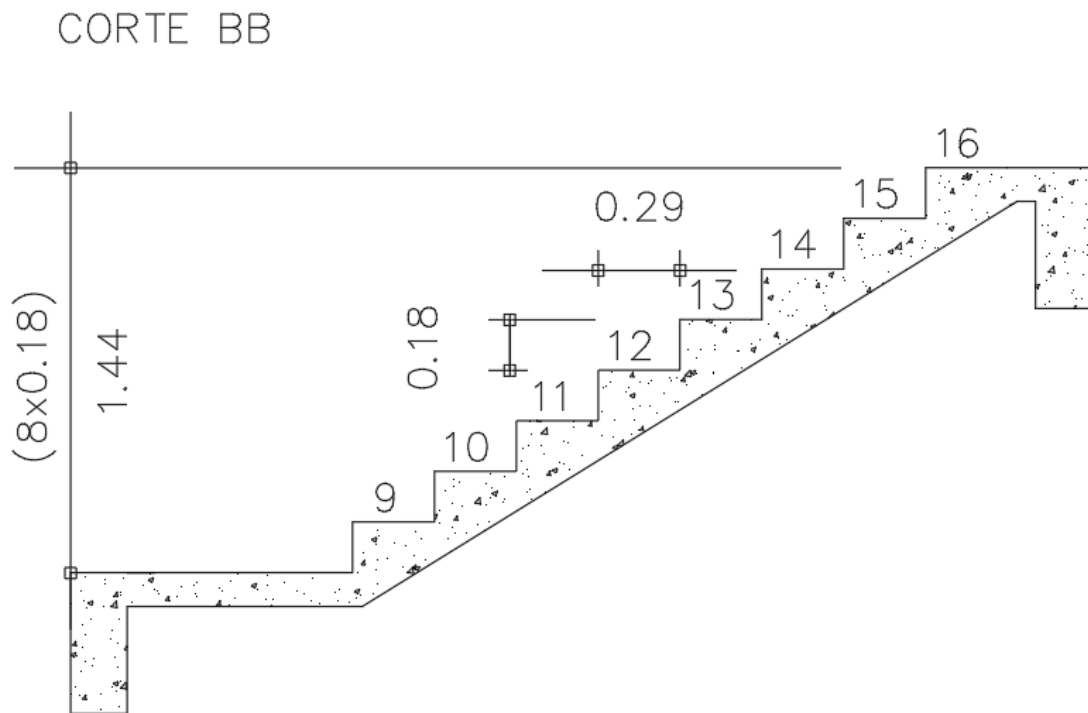
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 4 – Corte AA



(fonte: elaborada pelo autor)

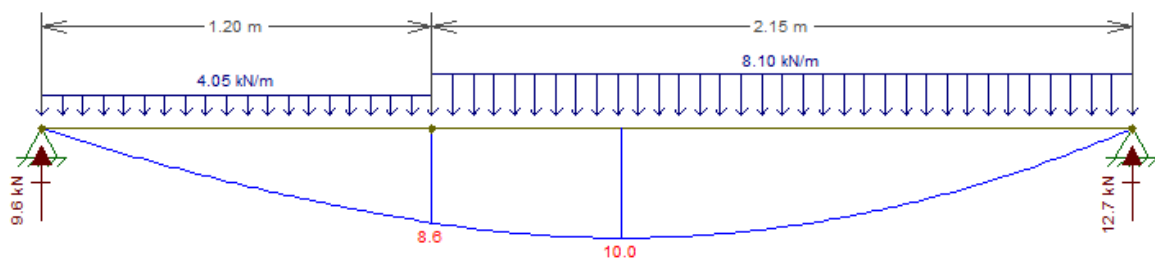
Figura 5 - Corte BB



(fonte: elaborada pelo autor)

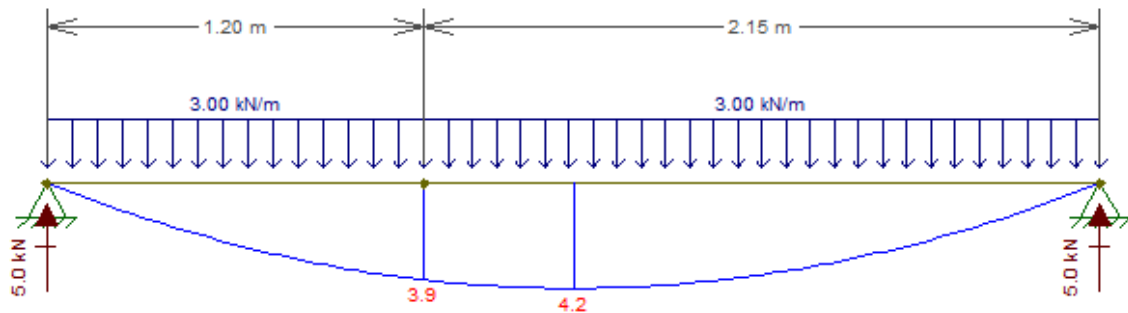
No software FTOOL foram modelados dois casos, sendo o primeiro somente com as cargas permanentes, Figura 6, e o segundo somente com as cargas acidentais, Figura 7. Posteriormente, as reações determinadas foram adicionadas no modelo. Em um dos lados da escada como carga distribuída na viga localizada entre o hall e a escada do pavimento tipo e do outro lado como cargas concentradas nos pilares.

Figura 6 - Cargas Permanentes



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 7 - Carga Acidental



(fonte: elaborada pelo autor)

4.1.5 Cargas devidas ao vento

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que os esforços relativos à ação do vento devem ser determinados conforme metodologia prevista na NBR 6123 (ABNT, 1988).

A seguir é apresentado o procedimento de cálculo conforme NBR 6123 (ABNT, 1988) para determinação das forças devidas ao vento em edificações que tenham formato comum, paralelepípedicas. Não foi considerado neste trabalho a ocorrência de efeito de vizinhança.

A força que o vento exerce perpendicularmente sobre uma fachada da edificação ou parte dela é definida na equação (2) apresentada a seguir:

$$F_v = C_a q A_e \quad (2)$$

Sendo:

F_v : força devida ao vento;

C_a : coeficiente de arrasto;

q : pressão dinâmica exercida pelo vento;

A_e : área exposta ao vento.

A força devida ao vento normalmente é determinada para cada pavimento, pois seu valor varia com a altura, como será visto a seguir.

4.1.5.1 Pressão dinâmica

A pressão dinâmica exercida pelo vento sobre uma superfície é determinada na equação (3):

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (3)$$

Sendo:

V_k : velocidade característica do vento.

Onde V_k é:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (4)$$

Sendo:

V_0 : velocidade básica do vento;

S_1 : fator topográfico;

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

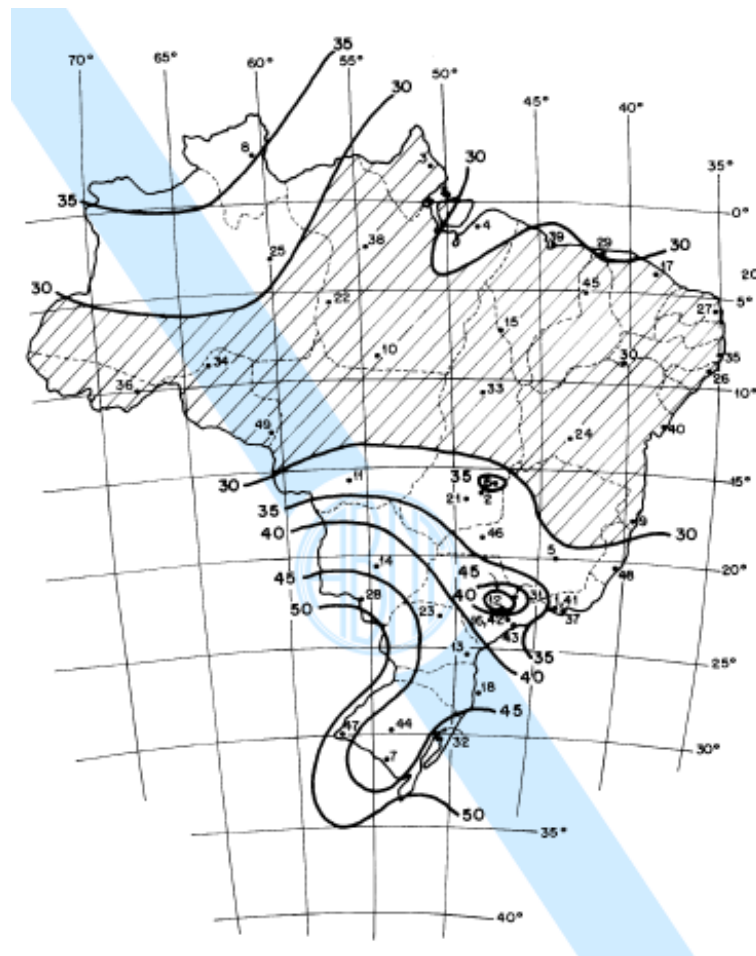
S_3 : fator de grau de segurança.

O fator S_2 varia com a altura da edificação e, com isso, cada nível da edificação apresentará uma pressão diferente e, por isto, a força devida ao vento é calculada para cada pavimento.

4.1.5.2 Velocidade Básica do Vento

A NBR 6123 (ABNT, 1988) define a velocidade básica do vento como “a velocidade de uma rajada de três segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano”. Seu valor deve ser determinado com o auxílio do mapa das isopleias, Figura 8.

Figura 8 – Mapa das Isopletas



(fonte: NBR 6123:1988, ABNT)

A edificação considerada neste estudo localiza-se no município de Porto Alegre – RS de forma, que $V_0 = 45$ m/s.

4.1.5.3 Fator S_1

O fator topográfico considera se há ou não morros e taludes no entorno da edificação, pois estes tendem a alterar a velocidade do vento.

O terreno da edificação utilizada neste trabalho encontra-se em região plana, $S_1 = 1,0$.

4.1.5.4 Fator de S₂

O fator S₂ leva em consideração a rugosidade do terreno, a variação da altura e as dimensões em planta da edificação.

Em terrenos mais lisos, como rios e lagos, não se apresentam obstáculos de forma que a rugosidade do terreno é baixa e não diminui a velocidade do vento, diferentemente de grandes centros urbanos. A NBR 6123 (ABNT, 1988) subdivide em categorias os diferentes terrenos classificando-os conforme sua rugosidade. A velocidade do vento varia com a altura, pois o ar é um fluido que apresenta um gradiente de velocidade, e é este fator que fará com que a força devida ao vento seja diferente para cada pavimento. A NBR 6123 (ABNT, 1988) classifica as edificações em classes, conforme as suas dimensões.

O fator S₂ pode ser determinado através de uma tabela ou com a utilização da equação (5) apresentada seguir:

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^P \quad (5)$$

Sendo:

z: nível do pavimento ou edificação analisados;

b, F_r e P: parâmetros que são determinados conforme a classe da edificação e categoria do terreno.

Para o edifício analisado neste estudo as classificações do fator S₂ são: Categoria IV e Classe B.

4.1.5.5 Fator de S₃

Conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988) o fator S₃ considera, com base em conceitos estatísticos, o grau de segurança e vida útil de uma edificação. Para edificações residenciais S₃ = 1,0.

4.1.6 Coeficiente de Arrasto

A NBR 6123 (ABNT, 1988) apresenta dois ábacos para determinação do coeficiente de arrasto (C_a) de modo que este é função das dimensões do edifício em planta, altura da edificação e altura dos edifícios da vizinhança.

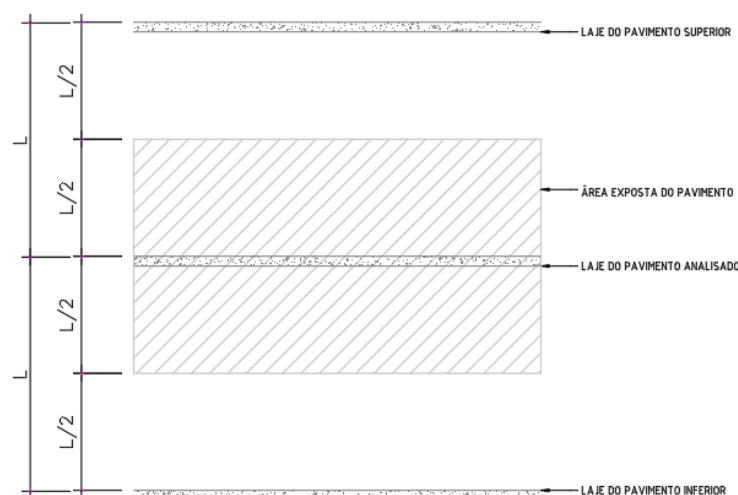
Foi considerado que o edifício utilizado neste estudo encontra-se em uma região em que as alturas dos imóveis da vizinhança são todas pequenas, de forma que o vento é de baixa turbulência, conforme prescrito no item 6.5.3 da referida norma. As dimensões em planta foram apresentadas no capítulo 3. Para vento a 0° $C_a = 1,36$ e para vento a 90° $C_a = 0,93$.

4.1.7 Área Exposta ao Vento

Para determinar a força exercida pelo vento para cada pavimento é necessário considerar a área de influência que cada pavimento absorve. Usualmente considera-se que uma parede entre duas lajes terá metade da sua área considerada em cada uma das lajes.

As áreas totais para direção longitudinal e transversal do edifício são respectivamente de 511 m^2 e 212 m^2 .

Figura 9 - Área de Influência de um Pavimento



(fonte: elaborada pelo autor)

4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

De posse do projeto arquitetônico o projetista estrutural deve conceber a estrutura. Inicialmente é realizado um estudo para averiguar a melhor posição para pilares e criação de pórticos e em alguns casos o projeto arquitetônico realiza a previsão de algumas posições para pilares, mas nem são as ideais do ponto de vista estrutural. Posteriormente é necessário realizar o pré-dimensionamento da estrutura, que conforme Melo (2013) consiste em definir estimativas iniciais para as seções de vigas, pilares e lajes.

4.2.1 Lajes

O pré-dimensionamento de lajes consiste em estimar a altura útil para a laje resistir aos esforços utilizando como parâmetro o tamanho de seus vãos. A rotina apresentada a seguir foi elaborada por Formagini (2013 *apud* PEREIRA, 2015).

A estimativa para altura útil de uma laje é apresentada na equação (6) a seguir:

$$d_L = (2,5 - 0,1 n_d) l_l \quad (6)$$

Sendo:

d_L : altura útil da laje;

n_d : número de bordas engastadas da laje;

l_l : é o menor valor entre l_x e 70% do valor de l_y ;

l_x : é o comprimento do menor vão da laje;

l_y : é o comprimento do maior vão da laje.

Considerando um cobrimento de 2,5 cm, para classe de agressividade II – Urbana, e armadura com diâmetro máximo de 10 mm é possível inferir uma diferença entre a altura útil e a espessura da laje de 3 cm, conforme descrito na equação (7) a seguir:

$$h_L = d_L + 3 \quad (7)$$

Sendo:

h_L : espessura da laje.

4.2.2 Vigas

O pré-dimensionamento de vigas consiste em estimar a altura necessária para a viga resistir aos esforços utilizando como parâmetro seu vão. A rotina apresentada a seguir foi elaborada por Lança (2006 *apud* PEREIRA, 2015).

A estimativa para altura de uma viga é estimada na equação (8) apresentada a seguir:

$$h_v = \frac{L_v}{Z_1} \quad (8)$$

Sendo:

L_v : vão da viga;

Z_1 : valor tomado como 10 para vigas isostáticas ou 12 para vigas hiperestáticas.

Simplificadamente foi considerado que Z_1 vale 10 tanto para vigas isostáticas quanto hiperestáticas.

4.2.3 Pilares

O pré-dimensionamento de pilares consiste em estimar a área da seção transversal para resistir aos carregamentos verticais e horizontais da estrutura. A rotina apresentada a seguir foi elaborada por Pinheiro (1985 *apud* GIONGO, 2007).

A área de concreto de um pilar é estimada conforme apresentado na equação (9) a seguir:

$$A_c = \frac{N_d \alpha}{\sigma_{id}} \geq 360 \text{ cm}^2 \quad (9)$$

Sendo:

A_c : área da seção do pilar;

α : coeficiente de majoração devido a posição do pilar;

N_d : esforço normal de cálculo considerado para o pilar;

σ_{id} : tensão ideal de cálculo do concreto.

Os valores propostos para o coeficiente de majoração devido a posição são apresentados a seguir.

- a) 1,8 para pilar interno
- b) 2,2 para pilar de extremidade
- c) 2,5 para pilar de canto

O esforço normal pode ser estimado através do somatório dos pesos das áreas de influência do pilar em cada pavimento, conforme a equação:

$$N_k = \Sigma \gamma_p A_p \quad (10)$$

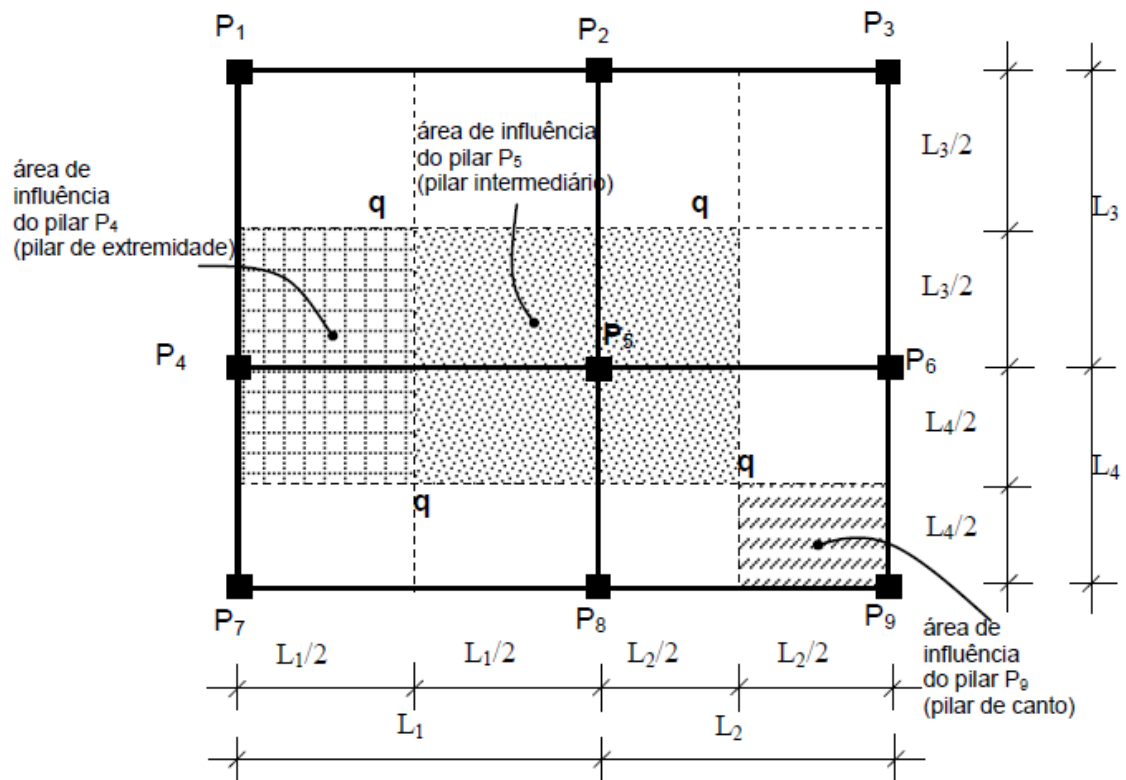
Sendo:

γ_p : estimativa para o peso de um pavimento por metro quadrado;

A_p : área de influência do pilar em cada pavimento.

Para edifícios residenciais usuais o peso do pavimento tipo foi estimado em 12 kN/m² e para cobertura 10 kN/m². Ainda é necessário conhecer a área de influência do pilar para então determinar seu normal. A Figura 10 apresenta a metodologia.

Figura 10 - Área de Influência dos Pilares



(fonte: MELO, 2013)

E a tensão ideal de cálculo (σ) é definida na equação a seguir:

$$\sigma_{id} = 0,85 f_{cd} + \rho_s f_{yd} \quad (11)$$

Sendo:

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

ρ_s : taxa de armadura da seção de concreto;

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

Para os pré-dimensionamentos realizados nesse trabalho foi adotado que a taxa de armadura da seção de concreto seria de 2% e a tensão de escoamento de cálculo do aço 434,78 MPa.

4.3 DIMENSÕES-LIMITES

A seguir serão apresentadas as dimensões máximas e mínimas para cada um dos elementos que compõem a estrutura de concreto armado de edifícios residenciais, conforme prescrito no item 13.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.3.1 Lajes

As espessuras mínimas para lajes maciças não protendidas devem ser:

- a) 7 cm para lajes de cobertura que não estejam em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso que não estejam 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;

4.3.2 Vigas

A largura da seção transversal de uma viga deve ser maior ou igual a 12 cm. Para casos especiais é possível reduzir para 10 cm, mas tomando o cuidado de respeitar o espaçamento de armaduras e espaço para o lançamento e vibração do concreto.

A estrutura utilizada nesse estudo apresenta pé-direito de 2,88 m, com isso a altura da viga foi limitada a 70 cm para que uma porta de 2,10 m de altura possa ser executada.

4.3.3 Pilares

A menor dimensão de um pilar deve ser 19 cm. É possível utilizar 14 cm para uma das dimensões do pilar, desde que seja realizada a majoração dos esforços atuantes. A seção transversal de um pilar sempre deve apresentar área maior ou igual a 360 cm².

4.4 TAXA MÁXIMA E MÍNIMA DE ARMADURA

A seguir são apresentadas as taxas máximas e mínimas de aço para as seções dos elementos de uma estrutura de concreto armado conforme item 17.3.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.4.1 Vigas

A armadura longitudinal mínima de vigas deve ser determinada dimensionando a seção de concreto para um momento fleto mínimo, equação (12), respeitando uma taxa mínima de 0,15 % sobre a área da seção.

$$M_{d,mim} = 0,8 W_0 f_{ctk,sup} \quad (12)$$

Sendo:

$M_{d,mim}$: momento fletor mínimo;

W_0 : módulo de resistência da seção transversal concreto, relativo à fibra mais tracionada;

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

Sendo a resistência superior de tração do concreto descrita por:

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (13)$$

Sendo:

f_{ck} : resistência característica a compressão do concreto.

A soma das armaduras de tração e compressão de vigas deve respeitar um limite de 4 % sobre a área da seção de concreto, sendo essa a taxa máxima de armadura longitudinal de uma viga.

4.4.2 Pilares

A armadura longitudinal mínima de pilares é determinada por:

$$A_{s,mim} = \frac{0,15 N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c \quad (14)$$

Sendo:

$A_{s,mim}$: área de aço mínima para o pilar.

A armadura longitudinal máxima para pilares é 8 % sobre a área da seção de concreto, mas este valor considera a zona de transpasse das armaduras sendo razoável considerar que na realidade o valor máximo é 4 % sobre a área da seção de concreto.

4.5 DESLOCAMENTOS-LIMITES

A seguir serão apresentados os deslocamentos-limites para estrutura de concreto armado de edifícios residenciais, conforme prescrito no item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

O estabelecimento de deslocamentos ocorre para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas.

- a) $L/250$ para deslocamento total em elementos estruturais, limite considerado para não provocar desconforto visual no usuário;
- b) $H_{tot}/1750$ e $H_i/850$ entre pavimentos, somente a parcela provocada pela ação do vento para combinação frequente, limite considerado para evitar a formação de fissuras em paredes.

Sendo:

l : vão para o elemento considerado;

H_{tot} : altura total do edifício;

H_i : desnível entre dois pavimentos consecutivos.

O deslocamento horizontal máximo, no topo e entre pisos, para este edifício com 10 pavimentos e pé-direito de 2,88 m é respectivamente de 1,69 cm e 0,34 cm.

4.6 ESTABILIDADE GLOBAL

Os pórticos são elementos de contraventamento constituídos de pilares e vigas, que com essa associação agregam maior rigidez a estrutura a deslocamentos horizontais e, com isso, resistem a maior parte dos esforços decorrentes de ações horizontais, sendo de vital importância para a estabilidade global dos edifícios. Ao diminuir o número de pilares pode ocorrer a diminuição do número de pórticos ou perda de rigidez de um ou mais destes, ocasionando maiores deslocamentos horizontais. Neste caso é de suma importância a verificação destes deslocamentos, pois podem acarretar em aumentos significativos nos efeitos de segunda ordem de tal forma que estes não possam mais ser ignorados.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta dois processos simplificados que resultam em coeficientes para a verificação destes deslocamentos e acréscimos de esforços, o α e γ_z . O parâmetro α tem o objetivo de mensurar a magnitude dos esforços de segunda ordem, enquanto o γ_z além de mensurar permite estimar os esforços de segunda ordem, sendo este último um método desenvolvido totalmente por engenheiros brasileiros. Não é necessário que os dois parâmetros dispensem a estrutura da análise de segunda ordem, basta que os critérios estipulados em somente uma das metodologias seja atingido.

4.6.1 Efeito de primeira e segunda ordem

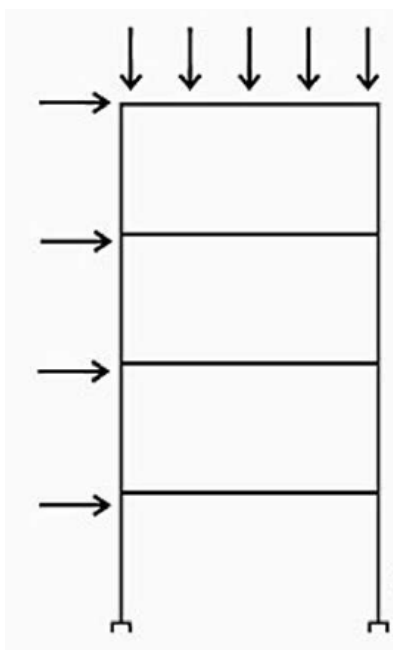
Para compreender a necessidade da análise e como é avaliada a estabilidade global de um edifício é necessário compreender os efeitos de segunda ordem (KIMURA, 2007).

As análises mais tradicionalmente abordadas ao longo da graduação realizam simplificações e determinam os esforços solicitantes de uma estrutura considerando seu estado inicial como não deformado, Figura 11. Os valores encontrados dessa forma representam os efeitos de primeira ordem (KIMURA, 2007).

Para uma análise mais realista da estrutura faz-se necessário considerar que inevitavelmente, ocorrem deslocamentos horizontais na estrutura, efeito conhecido como não linearidade geométrica. Sendo assim o equilíbrio da estrutura ocorre numa posição deformada, Figura 12, originando excentricidades na aplicação dos carregamentos que, por sua vez, implicam no aparecimentos de esforços solicitantes adicionais, conhecidos como os efeitos de segunda ordem globais (GIONGO, 2007).

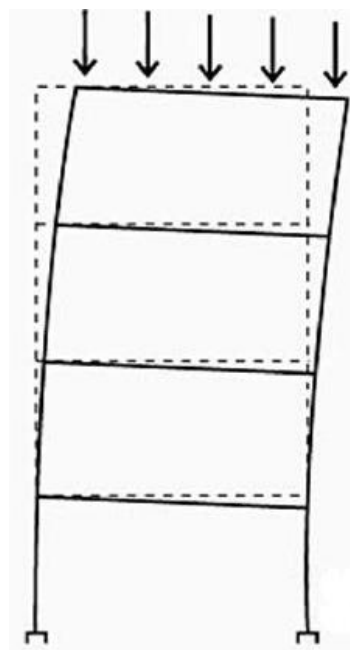
Conforme prescrito no item 15.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), para estruturas em que os esforços adicionais determinados na análise de segunda ordem não representem acréscimo superior a 10 % nas solicitações e reações da estrutura, estes efeitos podem ser desprezados. As estruturas que se enquadram neste quesito são conhecidas como estruturas de nós fixos e somente levam em consideração os efeitos locais e localizados de segunda ordem (ABNT, 2014).

Figura 11 – Análise de primeira ordem



(fonte: KIMURA, 2007)

Figura 12 – Análise de segunda ordem



(fonte: KIMURA, 2007)

As estruturas de nós móveis apresentam deslocamentos horizontais mais elevados e com isso, os efeitos globais de segunda ordem são importantes, representam acréscimo superior a 10 %

nas solicitações e reações da estrutura. Nestes casos faz-se necessário considerar efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem (ABNT, 2014).

4.6.2 Coeficiente α

O coeficiente α foi inicialmente proposto por Beck (1966) para análise de deformabilidade no regime elástico de pilares com seção constante, engastados na base e submetidos a uma ação vertical uniformemente distribuída. Foi somente mais tarde que pôde ser aplicado na análise de edifícios usuais (GIONGO, 2007). Uma das considerações que permitiu extrapolar a formulação inicial, restrita para pilares, foi agrupar as subestruturas de contraventamento num pilar equivalente e os elementos contraentados em barras bi-rotuladas (ELLWANGER, 2014)¹.

O item 15.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define que para uma estrutura seja considerada de nós fixos seu coeficiente α , equação (15), deve ser menor que α_1 .

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (15)$$

Sendo:

N_k : somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura a partir do nível do nível considerado para H_{tot} , com seus valores característicos;

$E_{cs} I_c$: representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares, pórticos e paredes na direção considerada.

Para estruturas que possuam contraventamento constituído exclusivamente de pórticos $\alpha_1 = 0,5$. Caso seja exclusivamente por pilares-parede $\alpha_1 = 0,7$. Para o caso de associação de pilares-parede ou associação de pórticos e pilares-paredes com mais de quatro pavimentos, $\alpha_1 = 0,6$, para menos de quatro pavimentos α_1 deve ser determinado através da equação (16).

¹ Retirado do material de do professor Ronald para a disciplina ENG01010 – Estrutura de Edifícios Altos. Material não publicado

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 n \quad \text{se: } n \leq 3 \quad (16)$$

Sendo:

n: é o número de pavimentos acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

Como pode ser observado, na equação (15) a análise utilizando o coeficiente α é de simples execução, não necessitando de processo iterativo e nem de dados de difícil obtenção. A análise não considera a aplicação de cargas horizontais e somente relaciona a carga axial de compressão com a rigidez.

4.6.3 Coeficiente γ_z

O parâmetro γ_z foi desenvolvido em 1991 por dois engenheiros brasileiros. Augusto Carlos Vasconcelos e Mário Franco. Este coeficiente permite estimar a magnitude dos efeitos de segunda ordem na estrutura utilizando valores determinados por uma análise de primeira ordem, já considerando a não linearidade física do concreto ao realizar a redução da rigidez da estrutura, conforme prescrito no item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Sendo assim, é possível utilizá-lo para majorar os esforços globais de forma substitutiva a uma análise de segunda ordem mais rigorosa (ARAUJO, 2016).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define no seu item 15.5.3 que o coeficiente γ_z é válido somente para “estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares” e o valor do coeficiente pode ser calculado por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (17)$$

Sendo:

$M_{1,tot,d}$: é o momento de tombamento, ou seja, o momento de primeira ordem provocado pelas forças horizontais calculado em relação a base da estrutura com seus valores de cálculo;

$\Delta M_{tot,d}$: somatório de todos os acréscimos de momentos provocados pelo deslocamento horizontal da estrutura.

As equações a seguir foram detalhas por Ellwanger (2014)². A equação (18) apresenta a formulação para obtenção do momento de tombamento.

$$M_{1,tot,d} = \sum_{i=1}^n F_{Vj} H_j \quad (18)$$

Sendo:

n: o número de andares;

H_j : desnível do pavimento j em relação a base da estrutura;

F_{Vj} : força devida ao vento aplicada no pavimento j.

A seguir, na equação (19) é apresentada a formulação dos acréscimos totais de momentos provocados pelo deslocamento horizontal da estrutura.

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^{NSC} \Delta M_{tot,d,i} \quad (19)$$

Sendo:

NSC: número de subestruturas de contraventamento na direção considerada;

$\Delta M_{tot,d}$: acréscimos de momentos provocado pelo deslocamento horizontal da estrutura em uma das subestruturas de contraventamento da direção considerada.

Por fim, a equação (20) apresenta a parcela de acréscimo de momentos provocados pelo deslocamento da estrutura para cada uma das subestruturas de contraventamento.

² Retirado do material de do professor Ronald para a disciplina ENG01010 – Estrutura de Edifícios Altos. Material não publicado

$$\Delta M_{tot,d,i} = \sum_{j=1}^n F_{vj} a_j \quad (20)$$

Sendo:

N: número de pavimentos;

a_j : deslocamento horizontal no andar j ;

F_{vj} : soma das forças verticais provenientes do andar j , incluindo as forças dos pilares contraventados.

Caso o valor do coeficiente γ_z for menor ou igual a 1,1, a estrutura é considerada de nós fixo e é possível desprezar os efeitos de segunda ordem. Para valores até 1,3 é possível utilizar o γ_z para majorar os esforços horizontais provenientes da análise de primeira ordem, conforme item 15.7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), visto que se pode “relacionar a parte decimal do número obtido com a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura” (KIMURA, 2007). Para valores superiores a 1,3 é necessário realizar uma análise de segunda ordem mais aprofundada.

4.7 MODELOS ESTRUTURAIS

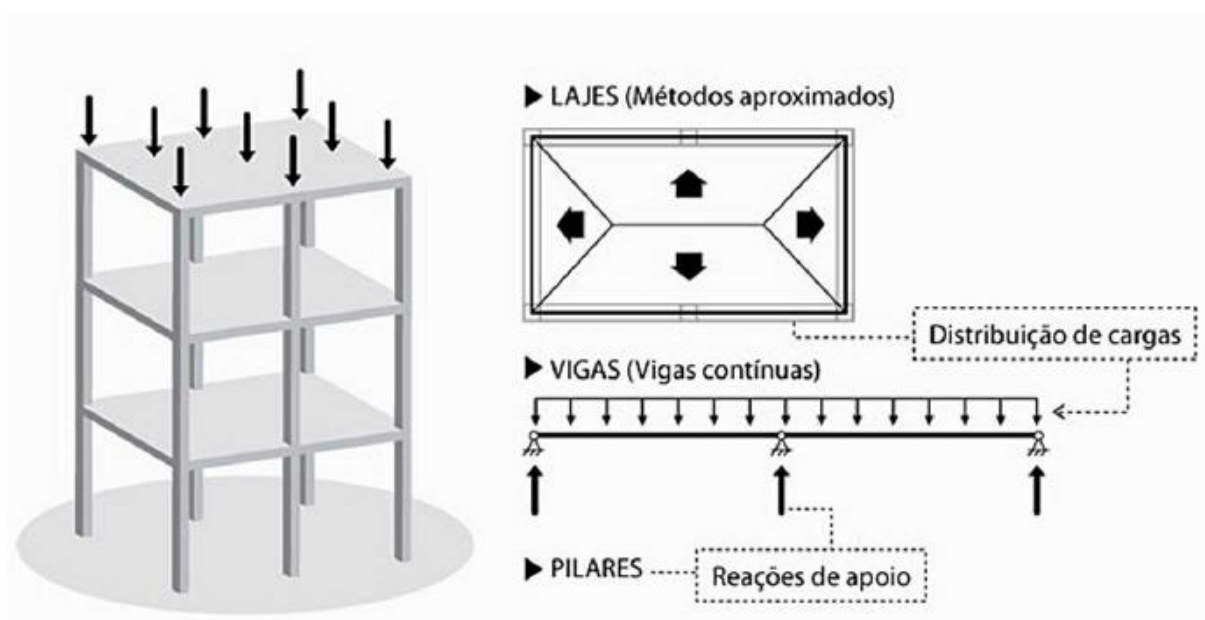
Um modelo é “um protótipo que simula um edifício real no computador” (KIMURA, 2007). Atualmente não existe um único modelo disponível e cada um apresenta características e considerações diferentes, sendo alguns de simples resolução e outros extremamente complexos. Kimura (2007) ainda afirma que “de nada vale dimensionar e detalhar as armaduras de forma extremamente refinada se os esforços solicitantes calculados durante a análise estrutural estiverem imprecisos e não traduzirem a realidade”, enfatizando o fato de que a escolha correta de um modelo ou associação de modelos é uma etapa fundamental de um bom projeto, de forma que é necessário conhecer os diversos modelos disponíveis para poder determinar qual o ideal para cada caso.

4.7.1 Métodos aproximados e vigas contínuas

Neste modelo cada um dos elementos estruturais é calculado separadamente. As lajes, dimensionadas por métodos aproximados com o auxílio de tabelas, recebem as cargas verticais e suas reações, determinadas pelo método das charneiras plásticas ou quinhões, são transferidas para as vigas. Essas, por sua vez são calculadas pelo modelo clássico de viga contínua com apoios simples articulados, que simulam pilares. Por fim, as reações dos apoios obtidas na análise das vigas são consideradas como cargas concentradas nos pilares (KIMURA, 2007).

Por ser um modelo mais simples e que permite a visualização da transmissão das ações verticais entre os elementos estruturais é o primeiro a nos ser apresentado no decorrer da graduação em Engenharia Civil. As considerações realizadas na aplicação do modelo geram uma série de limitações para sua utilização. Algumas destas deficiências do modelo surgem em duas das principais simplificações realizadas: desconsiderar totalmente a interação dos elementos estruturais entre si e as ações horizontais, como desaprumos e forças devidas ao vento (KIMURA, 2007).

Figura 13 – Método de vigas contínuas

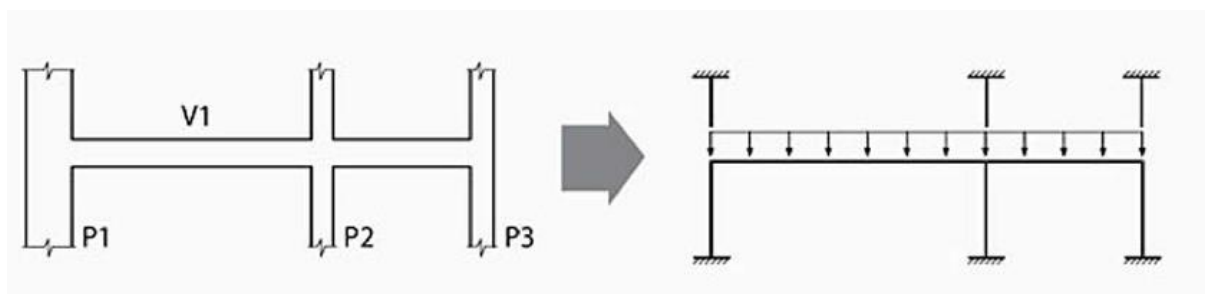


(fonte: KIMURA, 2007)

4.7.2 Viga e pilares

Este é um modelo de viga contínua em que estas interagem com os pilares, neste caso os dois elementos estão ligados elasticamente entre si (CHAGAS, 2012). Dessa forma, os esforços determinados para vigas e pilares são mais realistas que no método anterior. No geral ainda é um modelo que apresenta as mesmas limitações que o modelo clássico de viga contínua, somente representando de forma mais realista a interação das vigas com os pilares (KIMURA, 2007).

Figura 14 – Método de vigas e pilares



(fonte: KIMURA, 2007)

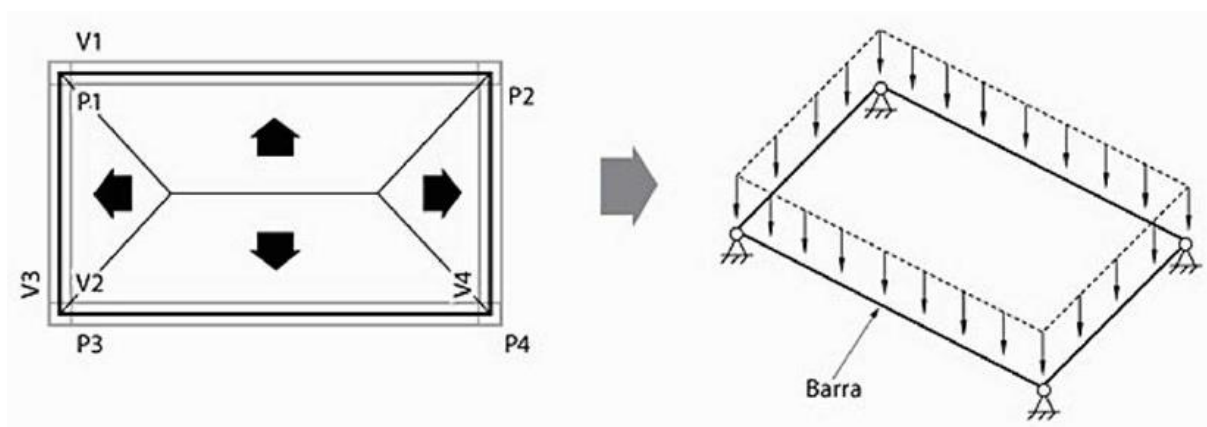
4.7.3 Grelha somente de vigas

Neste modelo utilizado para análise de um único pavimento, as lajes ainda são dimensionadas com o auxílio de tabelas e suas reações determinadas pelo método das charneiras. A diferença surge no tratamento das vigas, pois todas as de um mesmo pavimento são analisadas conjuntamente, de forma a considerar a interação entre elas.

A grelha é constituída de elementos lineares no plano horizontal da laje, as barras, que simulam as vigas, sendo cada uma das barras modeladas para representar uma viga. Estas barras estão submetidas a carregamentos verticais oriundos das reações das lajes e são consideradas apoiadas sobre apoios simples onde existem pilares (KIMURA, 2007). Nesse modelo ainda não são consideradas as ações horizontais.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), no seu item 14.6.6.2 determina que devido a fissuração, a rigidez à torção das vigas deve ser reduzida de forma a considerar somente 15 % de sua capacidade.

Figura 15 – Método de grelha somente de vigas



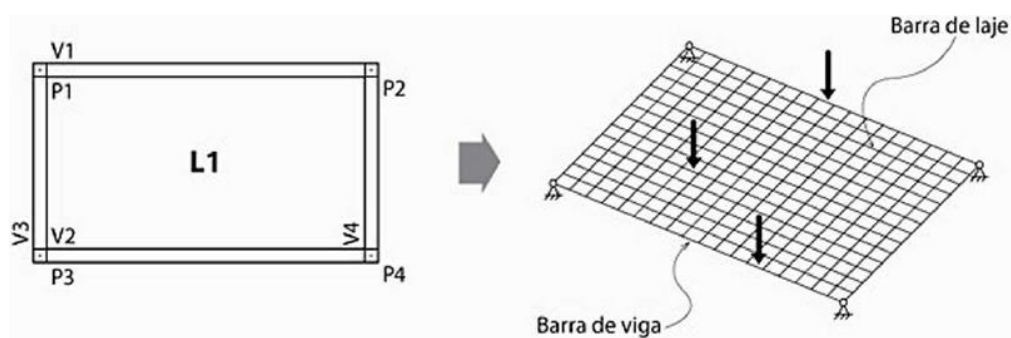
(fonte: KIMURA, 2007)

4.7.4 Grelha de vigas e lajes

Este modelo é utilizado para análise de um pavimento e é a evolução do modelo anterior. Nesse caso, além das vigas, as lajes também são discretizadas em barras. Dessa forma o modelo apresenta uma malha de barras, em que cada barra representa uma faixa do pavimento analisado, algumas representam as vigas e outras as lajes. As considerações de vinculação da malha com os pilares é a mesma utilizada na grelha somente de vigas, são utilizados apoios simples onde existem pilares (KIMURA, 2007). Este modelo segue desconsiderando as ações horizontais.

Nesse modelo é recomendado reduzir a zero a capacidade de torção da laje e, sempre que possível, considerar o acréscimo de rigidez à flexão da viga devido a ação conjunta de vigas e lajes (CHAGAS, 2012). A redução para 15 % da capacidade de torção das vigas também deve ser efetuada. Nesse modelo ainda não são consideradas as ações horizontais.

Figura 16 – Método de grelha de vigas e lajes



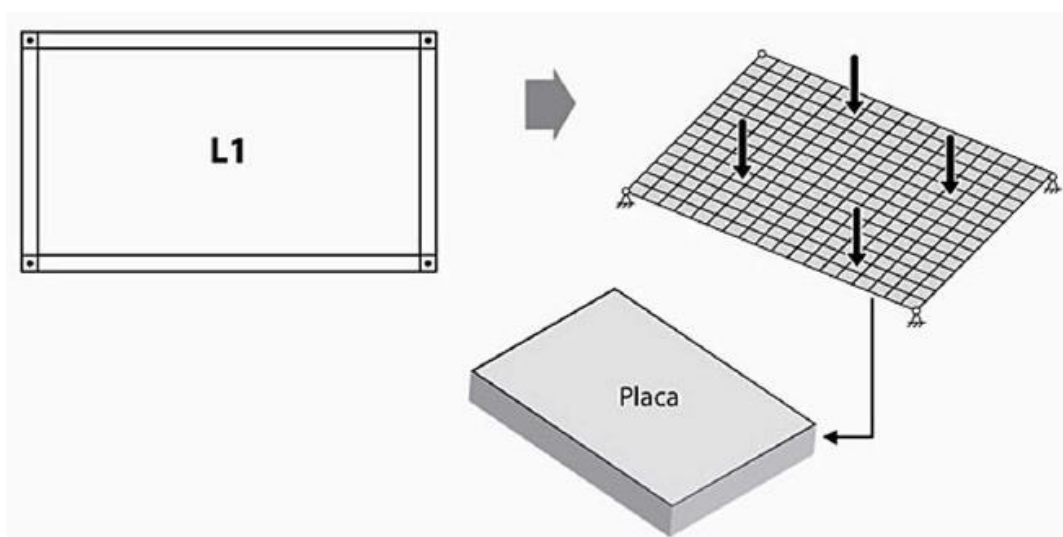
(fonte: KIMURA, 2007)

4.7.5 Elementos finitos de casca modelados como lajes

O método dos elementos finitos (MEF) é extremamente versátil, permitindo a análise de inúmeros tipos de estruturas. Nesse método a estrutura ou elementos a serem analisados são representados por uma malha ou conjunto de elementos. Os elementos finitos podem ser lineares, bidimensionais ou ainda tridimensionais (KIMURA, 2007).

Atualmente em softwares como CAD/TQS é possível utilizar o MEF para modelar lajes. Nesse caso, as vigas são representadas por barras como nas grelhas, mas as lajes são discretizadas como cascas ou placas permitindo a análise de lajes em formatos quaisquer.

Figura 17 – Método dos elementos finitos

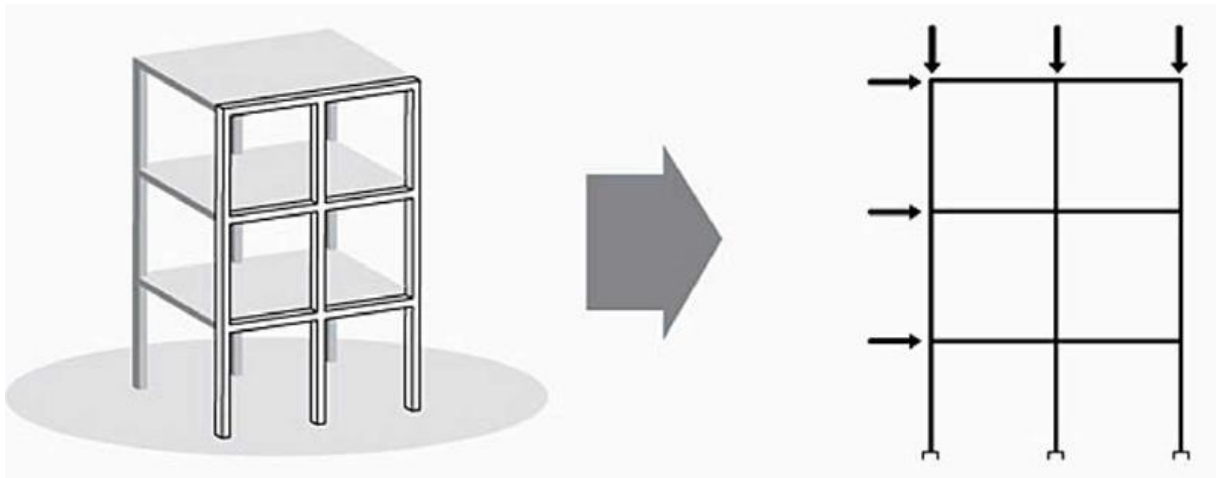


(fonte: KIMURA, 2007)

4.7.6 Pórtico plano

Este modelo é composto por barras em um mesmo plano vertical que representam pilares e vigas. A laje não faz parte do modelo, sendo dimensionada por métodos aproximados. Dessa forma é possível analisar a estrutura globalmente e não por pavimentos, como no modelo de grelhas. A grande vantagem sobre os modelos apresentados até aqui é a possibilidade de realizar a análise das ações horizontais e avaliar a estabilidade global do edifício (KIMURA, 2007).

Figura 18 – Método de pórtico plano



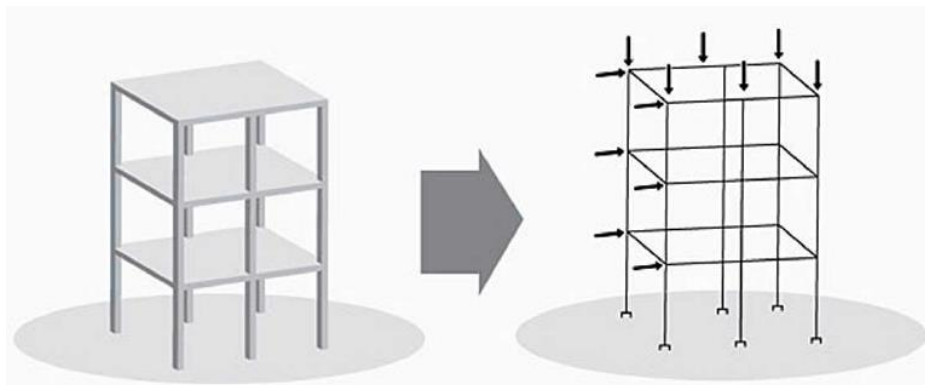
(fonte: KIMURA, 2007)

4.7.7 Pórtico espacial

Este método é utilizado para análise de todas as vigas e pilares da estrutura. O modelo passa a ser tridimensional e é a evolução do modelo anterior. Dessa forma é possível simular com muito mais precisão o comportamento global da estrutura e a interação entre as vigas e pilares, possibilitando a obtenção de esforços e deslocamentos muito mais realistas. Inicialmente as lajes não eram consideradas nos modelos, mas atualmente é possível utilizar modelos que levem em conta a interação de vigas, lajes e pilares (KIMURA, 2007).

Para adicionar as lajes ao modelo é necessário considerá-las diafragmas rígidos, que por sua vez são elementos infinitamente rígidos no seu plano, de forma que ocorre a compatibilização de deslocamentos da estrutura no seu plano (BUZO, 2017).

Figura 19 – Método de pórtico espacial



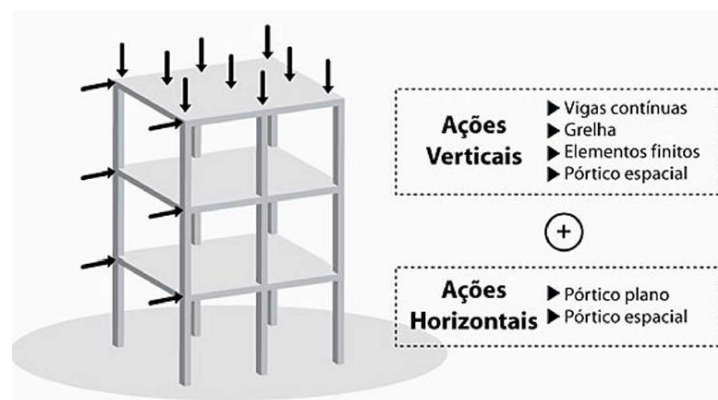
(fonte: KIMURA, 2007)

4.7.8 Combinações de modelos

Atualmente é muito comum a utilização de combinações de modelos para elaboração de projetos estruturais (KIMURA, 2007). No decorrer do curso, nas cadeiras de projeto, utilizamos métodos mais simplificados e combinamos os modelos de viga contínua ou de vigas e pilares com a análise de pórticos planos. Assim conseguimos, com modelos simples, estimar de forma razoável o comportamento dos elementos estruturais considerando as ações horizontais, mas ainda não contemplando uma análise mais completa da interação dos elementos.

Na prática profissional da elaboração de projetos há muito mais acesso a softwares e hardware que permitem a análise mais fiel das estruturas. Usualmente é utilizado o modelo de pórtico espacial associado a um modelo de grelha ou elementos finitos.

Figura 20 – Combinações de métodos de análise



(fonte: KIMURA, 2007)

5 ESTRUTURAS PROPOSTAS

Neste capítulo serão descritas as principais características das estruturas utilizadas para estudo neste trabalho. Cada estrutura apresenta uma geometria diferente, pois foi alterado o espaçamento entre os pilares e conseqüentemente os demais elementos também são modificados. As últimas duas estruturas possuem pórticos mais enrijecidos para que os efeitos de segunda ordem pudessem ser desprezados.

5.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Para todas as estruturas foi estipulado que o concreto utilizado para vigas pilares e lajes é classe C35, que apresenta resistência característica à compressão, f_{ck} , de 35 MPa. A escolha deve-se ao fato de ser um material com bastante disponibilidade nas usinas de concreto e muito utilizado em obras na grande Porto Alegre.

O modelo estrutural adotado no software CAD/TQS para todas os edifícios foi o Modelo VI. A descrição realizada no software CAD/TQS v20.9 (2019) sobre o modelo é apresentada a seguir:

O edifício será modelado por um pórtico espacial, composto por elementos que simularão as vigas, pilares e lajes da estrutura. Os efeitos gerados pela aplicação das ações verticais e horizontais serão calculados com esse modelo. Dessa forma, além das vigas e pilares, as lajes passarão a resistir parte dos esforços gerados pelo vento, situação essa não flagrada pelos demais modelos. Embora seja obrigatório definir o modelo dos pavimentos como grelha de lajes, esta não será utilizada e servirá apenas de base para geração do modelo espacial. [...]

Conforme descrito no software os pavimentos foram discretizados como grelhas de lajes. Foi adotada uma subdivisão dos nove pavimentos tipo presentes nos edifícios e foram definidos três grupos com três pavimentos cada. Essa é uma prática comum na indústria de projetos estruturais para realizar a suavização das armaduras das vigas e lajes ao longo dos pavimentos, pois cada pavimento possui solicitações diferentes decorrentes dos esforços horizontais, sendo as vigas dos pavimentos inferiores as mais solicitadas.

Todos os cobrimentos foram adotados conforme o item 7.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014) para Classe II – Urbana, sendo de 2,5 cm para lajes e 3,0 cm para pilares e vigas.

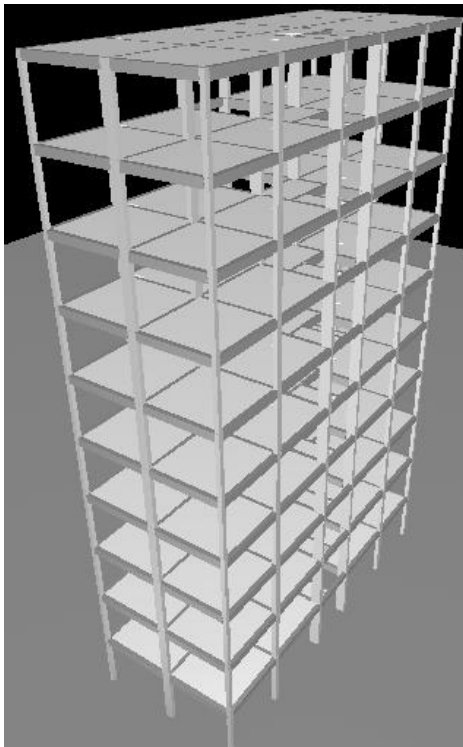
A escolha das dimensões finais dos elementos estruturais para todas as estruturas propostas foi realizada com processo iterativo. A busca pela maior economia possível em cada estrutura teve início nas estimativas determinadas através do pré-dimensionamento e os valores finais atendem aos critérios normativos, de forma que todas as estruturas sejam exequíveis.

As lajes de todos os pavimentos são contínuas e suas seções foram uniformizadas.

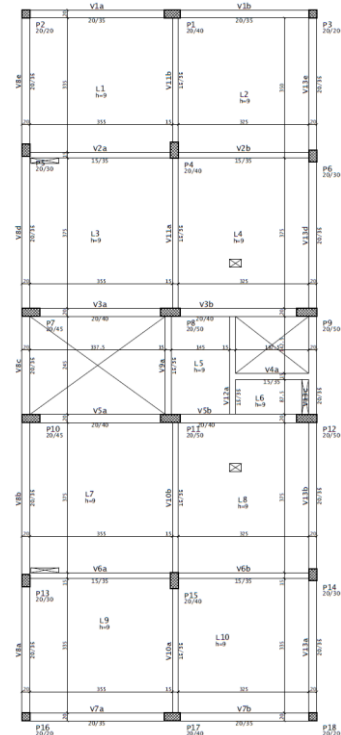
5.2 ESTRUTURA I

A Estrutura I caracteriza-se por possuir pouco espaçamento entre os pilares, na ordem de três metros e meio, e com isso, vãos menores para as vigas. Outra característica importante dessa estrutura é sua classificação como de nós móveis, pois seu γ_z é maior do que 1,1. Na Figura 21 é apresentada uma visualização tridimensional do edifício e a planta baixa com a geometria do pavimento tipo. No Apêndice B são apresentadas as plantas das geometrias da Estrutura I em escala adequada para visualização.

Figura 21 – Estrutura I



a) Modelo tridimensional



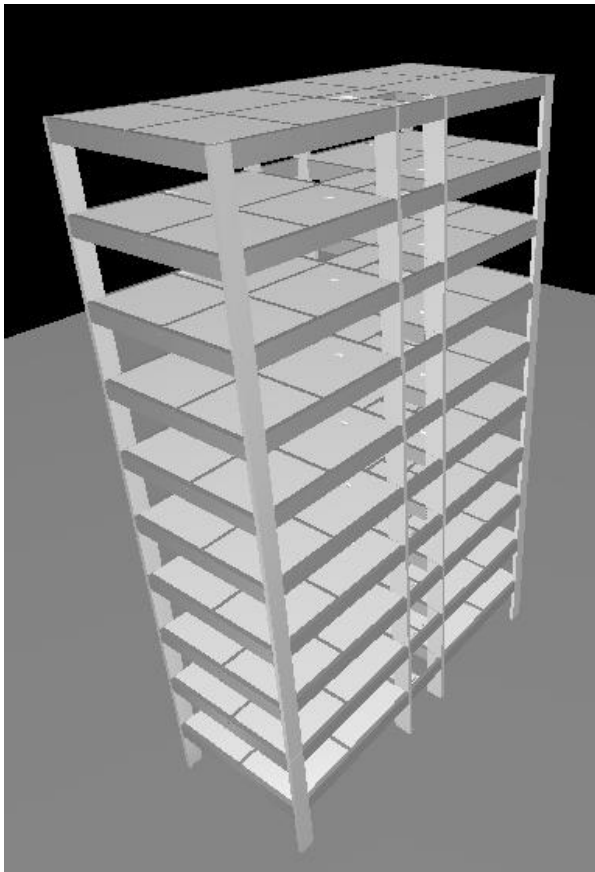
b) Geometria do pavimento tipo

(fonte: elaborada pelo autor)

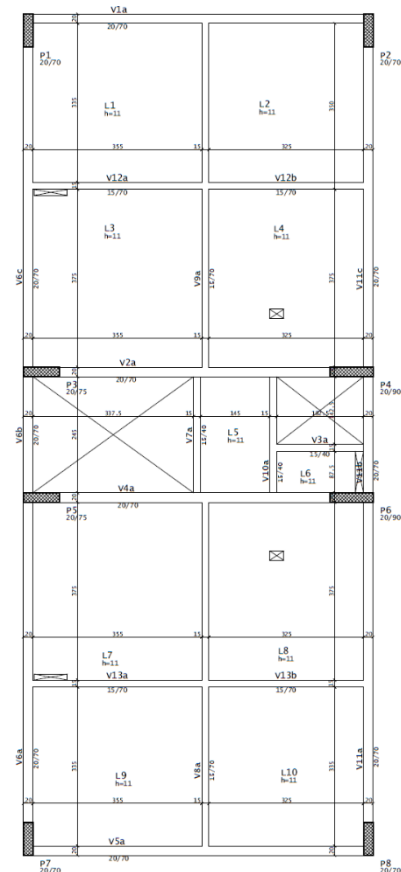
5.3 ESTRUTURA II

A Estrutura II caracteriza-se por possuir elevado espaçamento entre os pilares, na ordem de sete metros e meio, e com isso, vãos maiores para as vigas. Outra característica importante dessa estrutura é sua classificação como de nós móveis, pois seu γ_z é maior do que 1,1. Na Figura 22 é apresentada uma visualização tridimensional do edifício e a planta baixa com a geometria do pavimento tipo. No Apêndice C são apresentadas as plantas das geometrias da Estrutura II em escala adequada para visualização.

Figura 22 – Estrutura II



a) Modelo tridimensional



b) Geometria do pavimento tipo

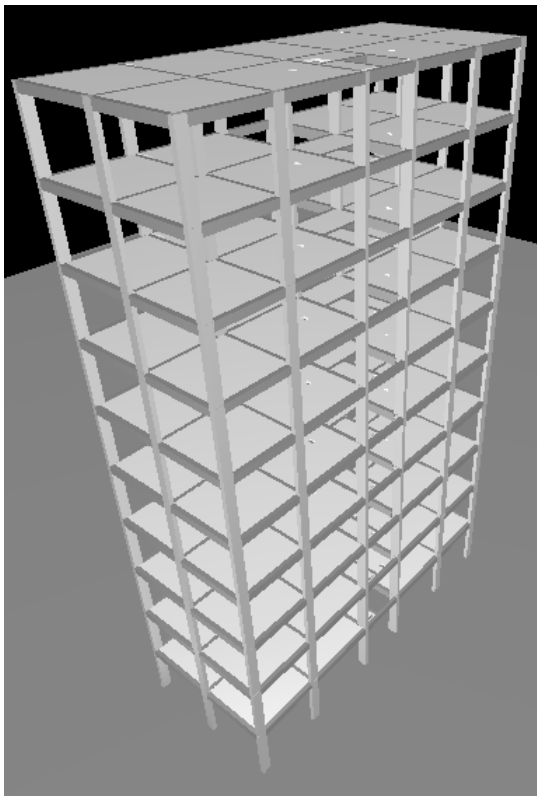
(fonte: elaborada pelo autor)

5.4 ESTRUTURA III

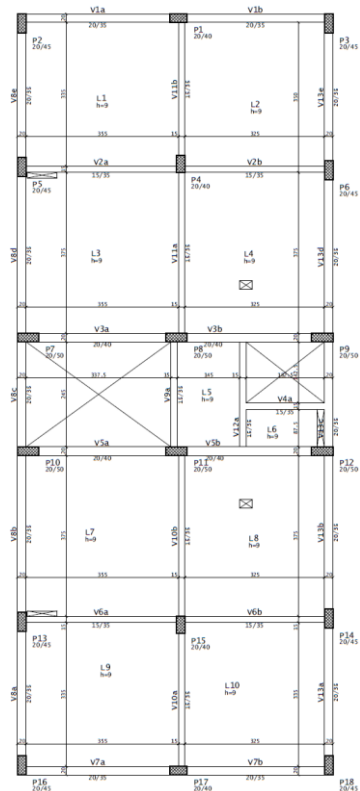
Esta estrutura caracteriza-se por possuir pouco espaçamento entre os pilares, na ordem de três metros e meio, e com isso, vão menores para as vigas. Na Figura 23 é apresentada uma visualização tridimensional do edifício e a planta baixa com a geometria do pavimento tipo No Apêndice D são apresentadas as plantas das geometrias da Estrutura III em escala adequada para visualização.

Para o lançamento inicial foi utilizada a Estrutura I como base e as seções dos pilares dos pórticos longitudinais foram aumentadas de tal forma que os pórticos que apresentavam os maiores deslocamentos horizontais fossem enrijecidos e assim, a análise do coeficiente γ_z classificasse a estrutura como de nós fixos.

Figura 23 – Estrutura III



a) Modelo tridimensional



b) Geometria do pavimento tipo

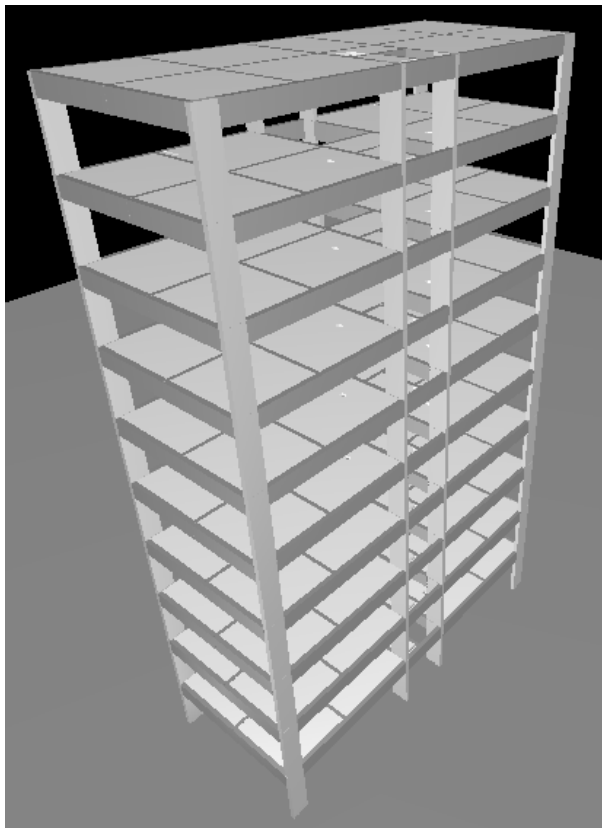
(fonte: elaborada pelo autor)

5.5 ESTRUTURA IV

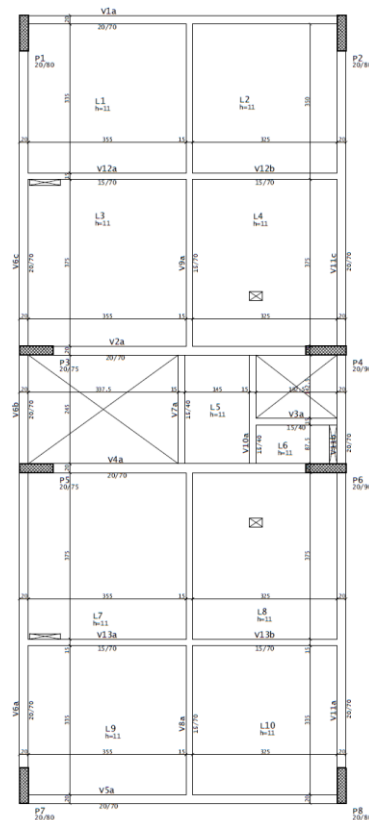
Esta estrutura caracteriza-se por possuir elevado espaçamento entre os pilares, na ordem de sete metros e meio, e com isso, vãos maiores para as vigas. Na Figura 24 é apresentada uma visualização tridimensional do edifício e a planta baixa com a geometria do pavimento tipo, no Apêndice E são apresentadas as plantas das geometrias da Estrutura IV em escala adequada para visualização.

Para o lançamento inicial foi utilizada a Estrutura II como base e as seções dos pilares dos pórticos longitudinais, que apresentavam os maiores deslocamentos horizontais, foram aumentadas de tal forma que os pórticos fossem enrijecidos e assim, a análise do coeficiente γ_z classificasse a estrutura como de nós fixos.

Figura 24 – Estrutura IV



a) Modelo tridimensional



b) Geometria do pavimento tipo

(fonte: elaborada pelo autor)

6 ANÁLISE DAS ESTRUTURAS PROPOSTAS

Neste capítulo serão apresentados o pré-dimensionamento dos elementos, seções finais dos elementos, os parâmetros avaliados para aceitação das estruturas e os quantitativos de materiais para cada uma das estruturas propostas. Para realizar o pré-dimensionamento foram utilizadas as metodologias propostas no item 4.2. Os parâmetros analisados para aceitação das estruturas foram descritos na revisão bibliográfica e neste capítulo somente serão apresentados os valores referentes a cada estrutura. Para aceitação da estrutura dimensionada através do software CAD/TQS v20.9 foram avaliados principalmente:

- a) deslocamento da grelha;
- b) deslocamento horizontal no topo do edifício;
- c) deslocamento entre pavimento;
- d) parâmetro de instabilidade global γ_z para as direções, conforme apresentado na geometria, longitudinais, eixo Y e vento a 90°, e transversal, eixo X e vento a 0°.

6.1 ESTRUTURA I

A seguir serão apresentados o pré-dimensionamento, deslocamentos, parâmetros de estabilidade global e quantitativos para a Estrutura I.

6.1.1 Pré-dimensionamento

Nas tabelas a seguir são apresentados os valores estimados, para cada um dos elementos, na fase de pré-dimensionamento e os valores finais adotados da Estrutura I.

É importante notar que para vigas e pilares houveram diferenças consideráveis em alguns casos das dimensões estimadas para as adotadas.

Tabela 1 - Pré-dimensionamento das lajes da Estrutura I, valores em cm

Laje	l_x	l_y	l_i	n_d	d_L	$h_{estimado}$	$h_{adotado,tipo}$	$h_{adotado,cob}$
L1=L9	352,5	372,5	260,75	2	6,00	9	9	9
L2=L10	342,5	352,5	246,75	2	5,68	9	9	9
L3=L7	352,5	392,5	274,75	2	6,32	9	9	9
L4=L8	342,5	392,5	274,75	2	6,32	9	9	9
L5	160	265	160	2	3,68	7	9	9
L6	105	200	105	2	2,42	5	9	9
L11*	265	372,5	260,75	2	6,00	9	-	9

*somente no pavimento cobertura

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 2 – Pré-dimensionamento das vigas da Estrutura I, valores em cm

Viga	L	$h_{estimado}$	$h_{adotado}$
V1=V7	365	37	35
V2=V6	345	35	35
V3=V5	340	34	40
V4	200	20	35
V8=V13	345	35	35
V9	265	27	35
V10=V11	330	33	35
V12	265	27	35

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 3 – Pré-dimensionamento dos pilares da Estrutura I, valores em cm

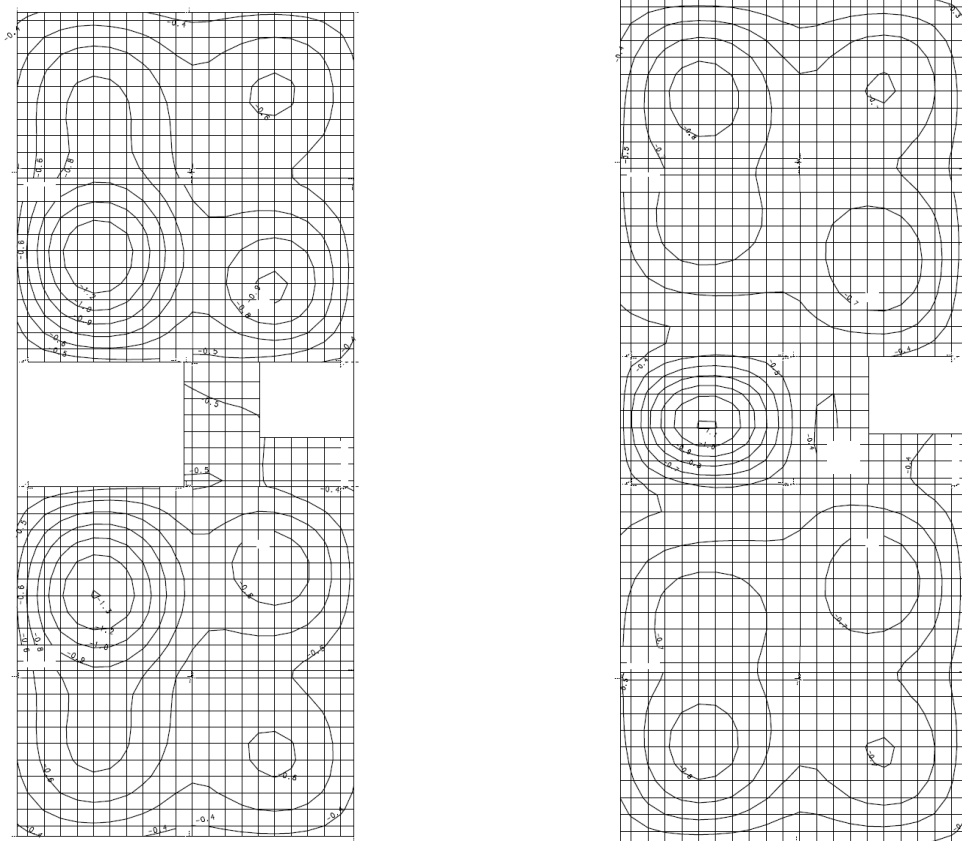
Pilar	Área de Influência [m ²]	α	$A_{c,estimado}$ [cm ²]	Seção Estimada	Seção Adotada
P1=P17	6,66	2,2	577	20x29	20x40
P2=P3=P16=P18	3,33	2,5	361	20x18	20x20
P5=P6=P13=P14	7,27	2,2	694	20x35	20x30
P4=P15	13,87	1,8	1084	20x54	20x40
P7=P9=P10	3,65	2,5	396	20x20	20x45
P8=P11	9,94	1,8	777	20x39	20x50
P12	5,93	2,5	643	20x32	20x50

(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.2 Deslocamentos e estabilidade global

A Estrutura I apresentou deformação horizontal de 1,62 cm no topo e deslocamento máximo entre pisos de 0,26 cm, respeitando os limites máximos estipulados no item 4.5, respectivamente, de 1,69 cm e 0,34 cm. Na Estrutura I esses parâmetros foram os que mais influenciaram na escolha das seções de pilares, permitindo diminuir as seções dos mesmos. Posteriormente foram necessários realizar alguns ajustes nas seções dos pilares para respeitar a taxa máxima de armadura na região da escada.

Figura 25 - Deformações nas grelhas da Estrutura I



a) Décimo Pavimento

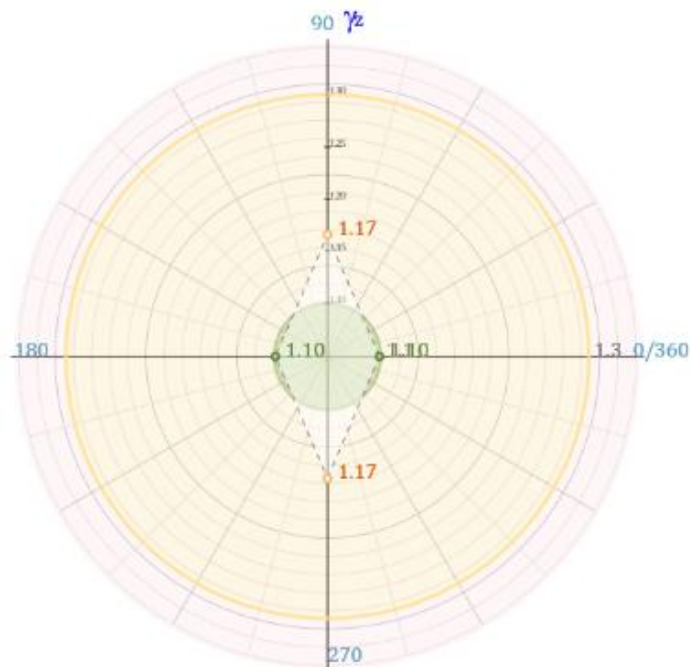
b) Pavimento cobertura

(fonte: elaborada pelo autor)

O deslocamento máximo da grelha dos pavimentos tipo ocorreu na laje L7 do décimo pavimento, último pavimento tipo, e apresentou valor absoluto, sem desconsiderar a deformação axial dos pilares, de 1,2 cm, respeitando a deformação máxima de 1,4 cm, Figura 25a. No pavimento cobertura a deformação máxima apresentada foi de 1,1 cm na laje L5, respeitando a deformação máxima de 1,1 cm, Figura 25b. As deformações também estariam dentro dos limites com lajes menos espesas, entretanto não seria possível alojar a armadura negativa necessária em alguns trechos e este critério, na Estrutura I, governou a determinação das espessuras das lajes.

Na Estrutura I foi possível reduzir as seções de alguns pilares, mas essa modificação diminuiu a rigidez dos pórticos e assim o γ_z apresentou valor de 1,17 na direção longitudinal, que possui os menores pilares, e 1,10 na direção transversal, que apresenta pilares maiores. Com esses resultados só é possível desconsiderar os efeitos globais de segunda ordem para direção transversal e, com isso, a estrutura é considerada de nós móveis.

Figura 26 - Envoltória do γ_z da Estrutura I



(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.3 Quantitativos

As tabelas a seguir apresentam os quantitativos de concreto, aço e formas da Estrutura I. A Tabela 7 apresenta a taxa de quilos de aço para cada metro cúbico utilizado de concreto.

Tabela 4 - Quantitativo de concreto da Estrutura I, valores em m³

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	3,7	5,9	9,8	19,4
Tipo (x9)	3,7	5,9	9,1	18,7
Térreo	-	-	-	0
Total	37	59	91,7	187,7

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 5 - Quantitativo de aço da Estrutura I, valores em kg

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	242	402	816	1460
10°	263	560	761	1584
9°	263	560	761	1584
8°	263	560	761	1584
7°	263	893	789	1945
6°	272	893	789	1954
5°	304	893	789	1986
4°	362	1002	800	2164
3°	512	1002	800	2314
2°	1332	1002	800	3134
Térreo	-	-	-	0
Total	4076	7767	7866	19709

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 6 - Quantitativo de formas da Estrutura I, valores em m²

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	58	70	110	238
Tipo (x9)	58	71	102	231
Térreo	-	-	-	0
Total	580	709	1028	2317

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 7 - Taxa de kg de aço por m³ de concreto da Estrutura I

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	65	68	83	75
10°	71	95	84	85
9°	71	95	84	85
8°	71	95	84	85
7°	71	151	87	104
6°	74	151	87	104
5°	82	151	87	106
4°	98	170	88	116
3°	138	170	88	124
2°	360	170	88	168
Térreo	-	-	-	-
Total	110	132	86	105

(fonte: elaborada pelo autor)

6.2 ESTRUTURA II

A seguir serão apresentados o pré-dimensionamento, deslocamentos, parâmetros de estabilidade global e quantitativos para a Estrutura II.

6.2.1 Pré-dimensionamento

Nas tabelas a seguir são apresentados os valores estimados, para cada um dos elementos na fase de pré-dimensionamento e os valores finais adotados da Estrutura II.

Tabela 8 - Pré-dimensionamento das lajes da Estrutura II, valores em cm

Laje	l_x	l_y	l_i	n_d	d_L	$h_{estimado}$	$h_{adotado,tipo}$	$h_{adotado,cob}$
L1=L9	352,5	372,5	260,75	2	6,00	9	11	10
L2=L10	342,5	352,5	246,75	2	5,68	9	11	10
L3=L7	352,5	392,5	274,75	2	6,32	9	11	10
L4=L8	342,5	392,5	274,75	2	6,32	9	11	10
L5	160	265	160	2	3,68	7	11	10
L6	105	200	105	2	2,42	5	10	10
L11*	265	372,5	260,75	2	6,00	9	-	10

*somente no pavimento cobertura

(fonte: elaborada pelo autor)

É importante notar que para vigas e pilares houveram diferenças consideráveis em alguns casos das dimensões estimadas para as adotadas. Nessa estrutura a altura das vigas foi padronizada em 70 cm.

Tabela 9 – Pré-dimensionamento das vigas da Estrutura II, valores em cm

Viga	L	h_{estimado}	h_{adotado}
V1=V5	715	72	70
V2=V4	655	66	70
V3	200	20	70
V6=V11	720	72	70
V7	265	27	70
V8=V9	745	75	70
V10	265	26,5	70

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 10 – Pré-dimensionamento dos pilares da Estrutura II, valores em cm

Pilar	Área de influência [m ²]	α	$A_{c,\text{estimado}}$ [cm ²]	Seção Estimada	Seção Adotada
P1=P2=P7=P8	14,06	2,5	577	20x76	20x70
P3=P5	14,06	2,5	577	20x76	20x75
P4	18,34	2,5	361	20x100	20x90
P6	20,42	2,5	694	20x111	20x90

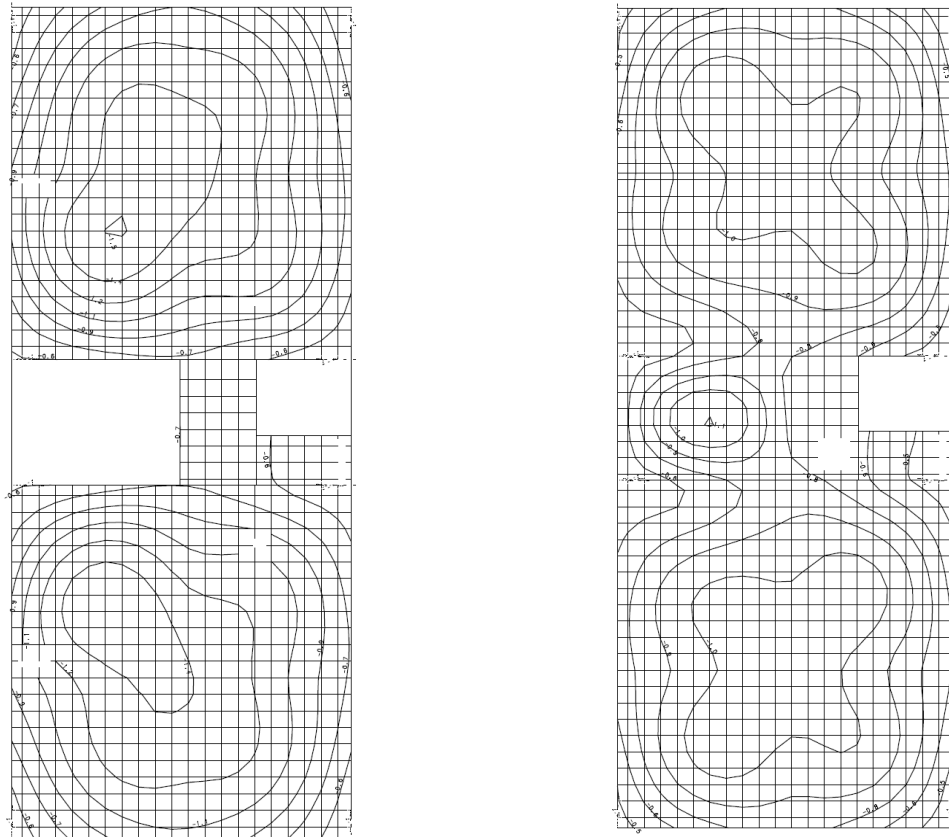
(fonte: elaborada pelo autor)

6.2.2 Deslocamentos e estabilidade global

A Estrutura II apresentou deformação horizontal de 1,09 cm no topo e deslocamento máximo entre pisos de 0,16 cm, respeitando o limite máximos estipulados no item 4.5, respectivamente, de 1,69 cm e 0,34 cm. Na Estrutura II esses parâmetros influenciaram pouco na escolha das seções de pilares, com estes resultados seria possível reduzir um pouco mais as seções dos mesmos, mas ao efetuar a redução, as deformações na grelha deixam de atender ao valor máximo permitido.

O deslocamento máximo da grelha dos pavimentos tipo ocorreu na laje L3 do décimo pavimento, último pavimento tipo, e apresentou valor absoluto, sem desconsiderar a deformação axial dos pilares, de 1,5 cm, respeitando a deformação máxima de 1,5 cm, Figura 27a. No pavimento cobertura a deformação máxima apresentada foi de 1,1 cm na laje L5, respeitando a deformação máxima de 1,1 cm, Figura 27b. Na Estrutura II essa verificação governou a determinação das espessuras das lajes e pilares, mas principalmente das vigas. É importante ressaltar que nesta estrutura a laje L6 apresentou deformações em um pequeno trecho acima do limite e não foi possível corrigi-la sem fugir da proposta original deste trabalho. A flecha nesse trecho da grelha apresenta valor de aproximadamente 0,6 cm, entretanto o deslocamento máximo permitido para essa laje é de 0,4 cm, o que equivale a uma flecha 50% maior do que permitida.

Figura 27 - Deformações nas grelhas da Estrutura II



a) Décimo pavimento

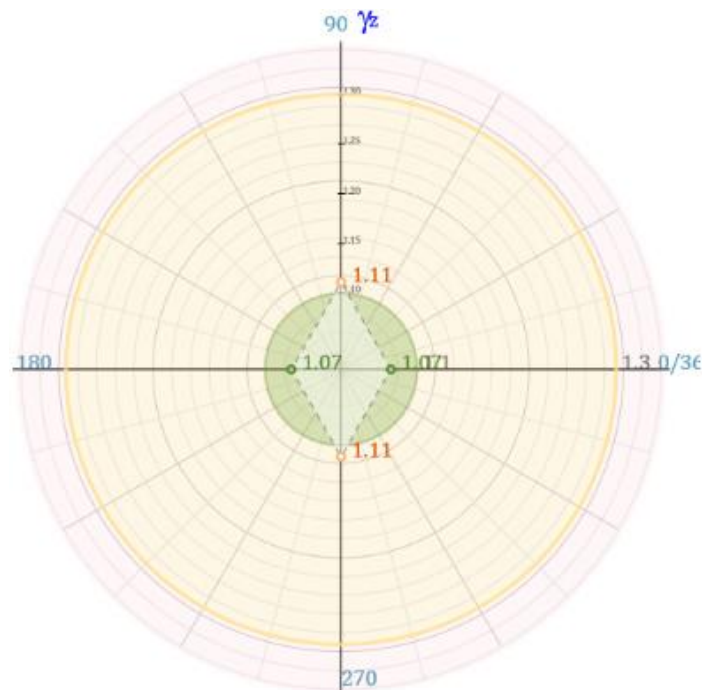
b) Pavimento cobertura

(fonte: elaborada pelo autor)

Nessa estrutura as seções das vigas foram determinadas principalmente pela deformação das grelhas. Algumas vigas apresentaram valores consideravelmente do que o indicado no pré-dimensionamento, porém a diminuição da altura das vigas implicaria em maiores deformações na grelha, inviabilizando a estrutura proposta. Inicialmente a geometria dos pavimentos não contavam com as vigas V2 e V6, o acréscimo dessas vigas fez-se necessário visto que as deformações máximas da grelha estavam aproximadamente 0,4 cm acima do limite e, neste caso, onde o vão das vigas é elevado apresentaram elevadas deformações. Assim simplesmente aumentar a espessura das lajes praticamente não modifica as deformações da grelha, é necessário diminuir a deformação das vigas para então controlar a deformação das lajes.

Na Estrutura II não foi possível reduzir muito as seções dos pilares, devido as deformações nas lajes, e, com isso, o γ_z apresentou valor de 1,11 na direção longitudinal e 1,07 na direção transversal. Com esses resultados só é possível desconsiderar os efeitos globais de segunda ordem para direção transversal e, com isso, a estrutura é considerada de nós móveis.

Figura 28 - Envoltória do γ_z da Estrutura II



(fonte: elaborada pelo autor)

6.2.3 Quantitativos

As tabelas a seguir apresentam os quantitativos de concreto, aço e formas da Estrutura II. A Tabela 12 apresenta a taxa de quilos de aço para cada metro cúbico utilizado de concreto.

Tabela 11 - Quantitativo de concreto da Estrutura II, valores em m³

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	3,5	11,4	10,9	25,8
Tipo (x9)	3,5	11,4	11,1	26
Térreo	-	-	-	0
Total	35	114	110,8	259,8

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 12 - Quantitativo de aço da Estrutura II, valores em kg

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	201	812	761	1774
10°	211	1123	752	2086
9°	209	1123	752	2084
8°	209	1123	752	2084
7°	209	1340	769	2318
6°	218	1340	769	2327
5°	227	1340	769	2336
4°	311	1407	773	2491
3°	498	1407	773	2678
2°	1176	1407	773	3356
Térreo	-	-	-	0
Total	3469	12422	7643	23534

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 13 - Quantitativo de formas da Estrutura II, valores em m²

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	44	128	110	282
Tipo (x9)	44	128	102	274
Térreo	-	-	-	0
Total	440	1280	1028	2748

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 14 - Taxa de kg de aço por m³ de concreto da Estrutura II

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	57	71	70	69
10°	60	99	68	80
9°	60	99	68	80
8°	60	99	68	80
7°	60	118	69	89
6°	62	118	69	90
5°	65	118	69	90
4°	89	123	70	96
3°	142	123	70	103
2°	336	123	70	129
Térreo	-	-	-	-
Total	99	109	69	91

(fonte: elaborada pelo autor)

6.3 ESTRUTURA III

A seguir serão apresentados o pré-dimensionamento, deslocamentos, parâmetros de estabilidade global, quantitativos e cargas na fundação para a Estrutura III.

6.3.1 Pré-dimensionamento

A Estrutura III utilizou como base a Estrutura I, logo o pré-dimensionamento de ambas é idêntico. Para atingir o critério estabelecido na Estrutura III foram modificados somente os pilares da estrutura, as vigas e lajes mantiveram as mesmas seções da Estrutura I. Na Tabela 15 são apresentadas as seções estimadas para cada pilar, as seções utilizadas na Estrutura I e seções da Estrutura III.

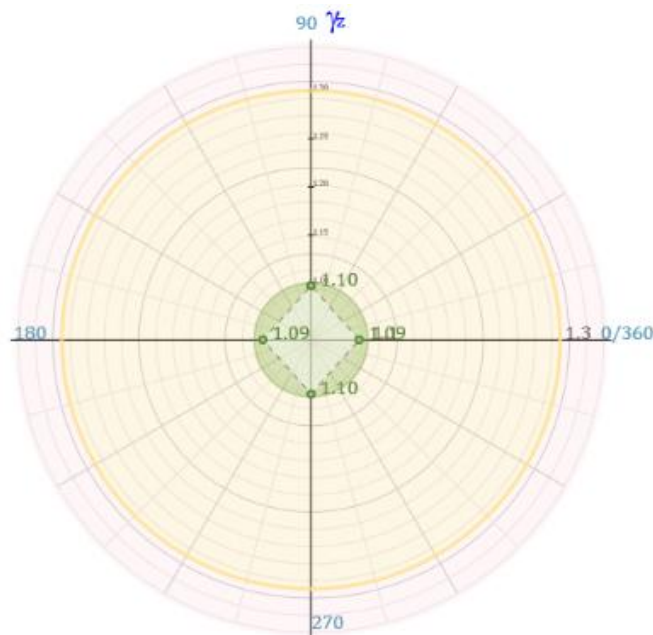
Tabela 15 – Seções dos pilares modificados na Estrutura III, valores em cm

Pilar	$A_{c,estimado}$ [cm ²]	Seção Estimada	Seção Estrutura I	Seção Estrutura II
P1=P17	577	20x29	20x40	20x40
P2=P3=P16=P18	361	20x18	20x20	20x45
P5=P6=P13=P14	694	20x35	20x30	20x45
P4=P15	1084	20x54	20x40	20x40
P7=P9=P10	396	20x20	20x45	20x50
P8=P11	777	20x39	20x50	20x50
P12	643	20x32	20x50	20x50

(fonte: elaborada pelo autor)

6.3.2 Deslocamentos e estabilidade global

A Estrutura III utilizou como base a Estrutura I, entretanto, agora foi estabelecido que a estrutura deve ser de nós fixos, ou seja, o γ_z deve ser inferior a 1,10 nas duas direções. Para que isso ocorra foi necessário enrijecer os pórticos longitudinais ao edifício, direção a qual a Estrutura I apresenta γ_z acima do limite referido. Com isso o γ_z apresentou valor de 1,10 na direção longitudinal e 1,09 na direção transversal.

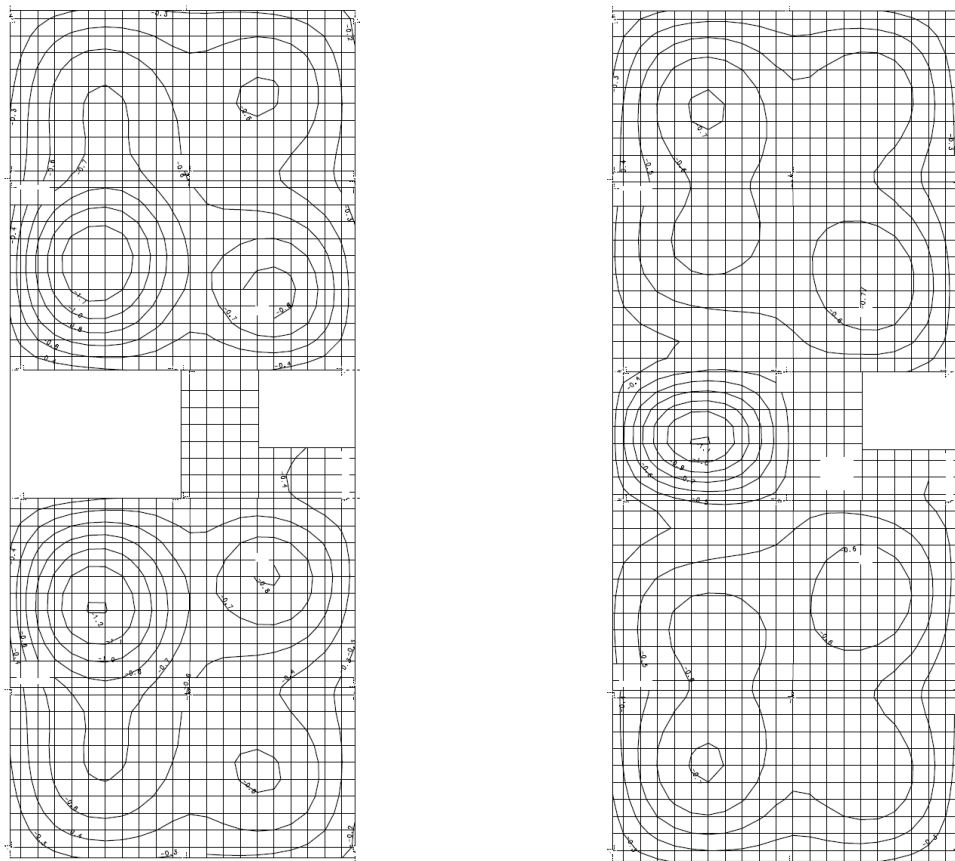
Figura 29 - Envoltória do γ_z da Estrutura III

(fonte: elaborada pelo autor)

A Estrutura III apresentou deformação horizontal no topo de 1,45 cm e deslocamento máximo entre pisos de 0,23 cm, respeitando o limite máximos estipulados no item 4.5, respectivamente, de 1,69 cm e 0,34 cm.

O deslocamento máximo da grelha dos pavimentos tipo ocorreu na laje L7 do décimo pavimento, último pavimento tipo, e apresentou valor absoluto, sem desconsiderar a deformação axial dos pilares, de 1,2 cm, respeitando a deformação máxima de 1,5 cm, Figura 30a. No pavimento cobertura a deformação máxima apresentada foi de 1,1 cm na laje L5, respeitando a deformação máxima de 1,1 cm, Figura 30b.

Figura 30 - Deformações nas grelha da Estrutura III



a) Décimo pavimento

b) Pavimento cobertura

(fonte: elaborada pelo autor)

6.3.3 Quantitativos

As tabelas a seguir apresentam os quantitativos, concreto, aço e formas da Estrutura I. A Tabela 19 apresenta a taxa de quilos de aço para cada metro cúbico utilizado de concreto.

Tabela 16 - Quantitativo de concreto da Estrutura III, valores em m³

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	4,7	5,8	9,8	20,3
Tipo (x9)	4,7	5,8	9,1	19,6
Térreo	-	-	-	0
Total	47	58	91,7	196,7

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 17 - Quantitativo de aço da Estrutura III, valores em kg

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	291	387	816	1494
10°	316	569	757	1642
9°	316	569	757	1642
8°	316	569	757	1642
7°	316	828	780	1924
6°	323	828	780	1931
5°	335	828	780	1943
4°	385	968	792	2145
3°	487	968	792	2247
2°	1091	968	792	2851
Térreo	-	-	-	0
Total	4176	7482	7803	19461

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 18 - Quantitativo de formas da Estrutura III, valores em m²

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	68	69	110	247
Tipo (x9)	68	70	102	240
Térreo	-	-	-	0
Total	680	699	1028	2407

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 19 - Taxa de kg de aço por m³ de concreto da Estrutura III

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	62	67	83	74
10°	67	98	83	84
9°	67	98	83	84
8°	67	98	83	84
7°	67	143	86	98
6°	69	143	86	99
5°	71	143	86	99
4°	82	167	87	109
3°	104	167	87	115
2°	232	167	87	145
Térreo	-	-	-	-
Total	89	129	85	99

(fonte: elaborada pelo autor)

6.4 ESTRUTURA IV

A seguir serão apresentados o pré-dimensionamento, deslocamentos, parâmetros de estabilidade global, quantitativos e cargas na fundação para a Estrutura IV.

6.4.1 Pré-dimensionamento

A Estrutura IV utilizou como base a Estrutura I, logo o pré-dimensionamento de ambas é idêntico. Para atingir o critério estabelecido na Estrutura IV foram modificados somente os pilares da estrutura, as vigas e lajes mantiveram as mesmas seções da Estrutura II. Na Tabela 20 Tabela 15 são apresentados a seção estimada para cada pilar, a seção utilizada na Estrutura II e seção da Estrutura IV.

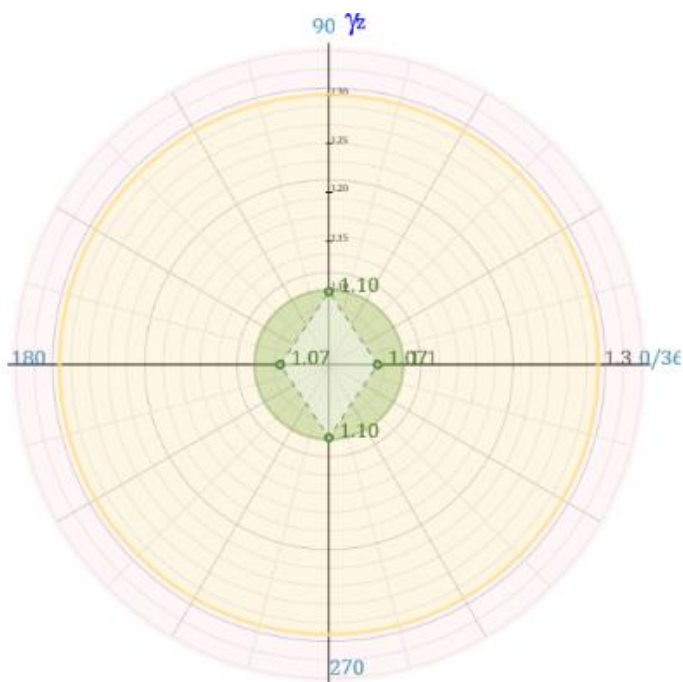
Tabela 20 – Seções dos pilares modificados na Estrutura IV

Pilar	$A_{c, estimado}$ [cm ²]	Seção Estimada	Seção Estrutura II	Seção Estrutura IV
P1=P2=P7=P8	577	20x76	20x70	20x80
P3=P5	577	20x76	20x75	20x75
P4	361	20x100	20x90	20x90
P6	694	20x111	20x90	20x90

(fonte: elaborada pelo autor)

6.4.2 Deslocamentos e estabilidade global

A Estrutura IV utilizou como base a Estrutura II, entretanto, agora foi estabelecido que a estrutura deveria ser de nós fixos, ou seja, o γ_z deve ser inferior a 1,10 nas duas direções. Para que isso ocorra foi necessário enrijecer um pouco os pórticos longitudinais ao edifício, direção a qual a Estrutura I apresenta γ_z acima do limite referido. Com isso o γ_z apresentou valor de 1,10 na direção longitudinal e 1,09 na direção transversal.

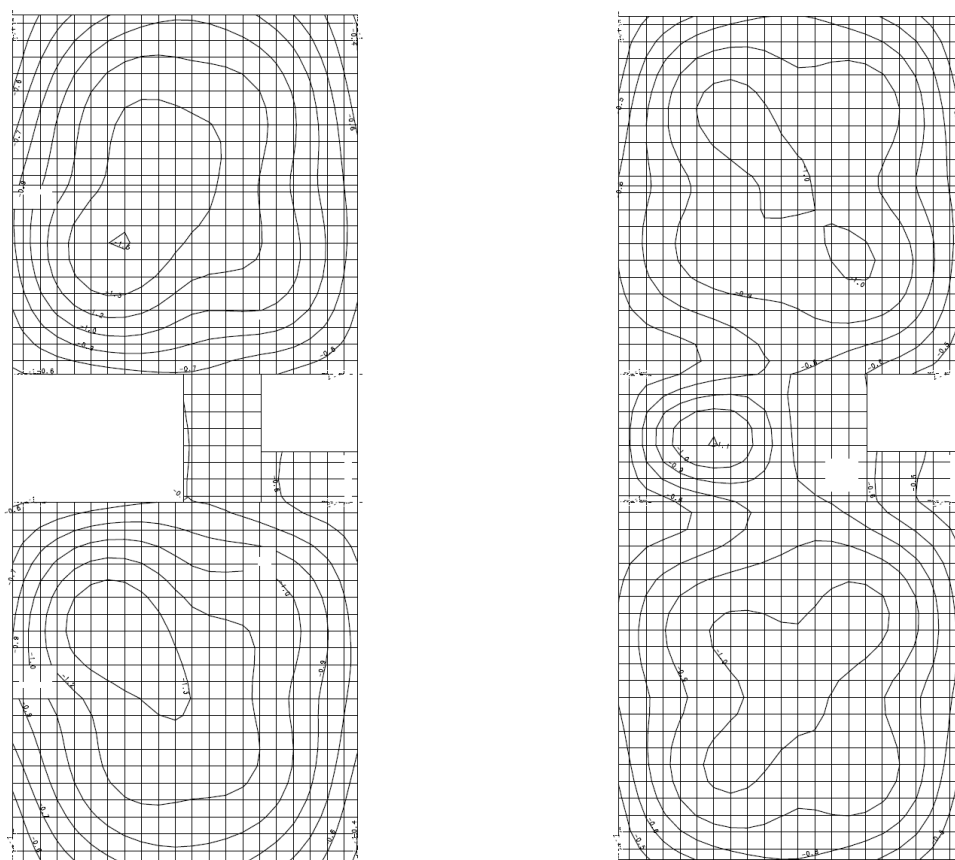
Figura 31 - Envoltória do γ_z da Estrutura IV

(fonte: elaborada pelo autor)

A Estrutura IV apresentou deformação horizontal no topo de 1,08 cm e deslocamento máximo entre pisos de 0,16 cm, respeitando o limite máximos estipulados no item 4.5, respectivamente, de 1,69 cm e 0,34 cm.

O deslocamento máximo da grelha dos pavimentos tipo ocorreu na laje L3 do décimo pavimento, último pavimento tipo, e apresentou valor absoluto, sem desconsiderar a deformação axial dos pilares, de 1,5 cm, respeitando a deformação máxima de 1,5 cm, Figura 32a. No pavimento cobertura a deformação máxima apresentada foi de 1,1 cm na laje L5, respeitando a deformação máxima de 1,1 cm, Figura 32b.

Figura 32 - Deformações nas grelhas Estrutura IV



a) Décimo pavimento

b) Pavimento Cobertura

(fonte: elaborada pelo autor)

6.4.3 Quantitativos

As tabelas a seguir apresentam os quantitativos, concreto, aço e formas da Estrutura IV. A Tabela 24 apresenta a taxa de quilos de aço para cada metro cúbico utilizado de concreto.

Tabela 21 - Quantitativo de concreto da Estrutura IV, valores em m³

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	4,7	11,3	10,9	26,9
Tipo (x9)	3,7	11,3	11,1	26,1
Térreo	-	-	-	0
Total	38	113	110,8	261,8

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 22 - Quantitativo de aço da Estrutura IV, valores em kg

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	204	811	761	1776
10°	214	1115	750	2079
9°	212	1115	750	2077
8°	212	1115	750	2077
7°	212	1309	771	2292
6°	221	1309	771	2301
5°	229	1309	771	2309
4°	316	1387	775	2478
3°	489	1387	775	2651
2°	1071	1387	775	3233
Térreo	-	-	-	0
Total	3380	12244	7649	23273

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 23 - Quantitativo de formas da Estrutura IV, valores em m²

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	47	128	110	285
Tipo (x9)	47	128	102	277
Térreo	-	-	-	0
Total	470	1280	1028	2778

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 24 - Taxa de kg de aço por m³ de concreto da Estrutura IV

Pavimento	Pilares	Vigas	Lajes	Total
Cobertura	43	72	70	66
10°	58	99	68	80
9°	57	99	68	80
8°	57	99	68	80
7°	57	116	69	88
6°	60	116	69	88
5°	62	116	69	88
4°	85	123	70	95
3°	132	123	70	102
2°	289	123	70	124
Térreo	-	-	-	-
Total	89	108	69	89

(fonte: elaborada pelo autor)

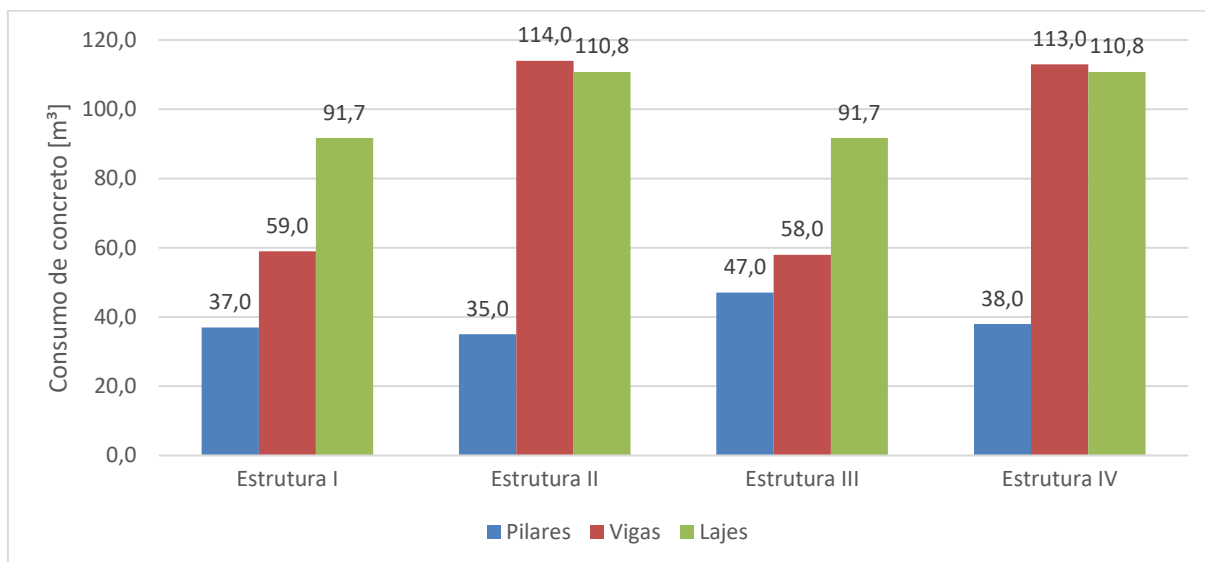
7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são analisados os valores dos esforços ao nível das fundações e os resultados apresentados no capítulo 6 para as quatro estruturas propostas neste estudo.

Em termos de consumo de concreto é possível verificar que a Estrutura I apresenta o menor consumo total, Figura 33. As demais estruturas apresentam valores, respectivamente, 38,4%, 4,8% e 39,5% maiores que a Estrutura I.

As duas estruturas com menos pilares consomem muito mais concreto. As vigas foram os elementos que mais contribuíram para isso, o volume consumido nas vigas é 93% maior nas estruturas com poucos pilares, o que já era esperado, pois as vigas tiveram suas alturas padronizadas nessas estruturas com o dobro da altura das estruturas com vãos pequenos. As lajes utilizaram menos volume do que as vigas, o que não é muito usual em estruturas de concreto e isso pode estar indicando que foram utilizados vãos muito grandes para as vigas nessas estruturas.

Figura 33 - Comparativo dos quantitativos de consumo de concreto



(fonte: elaborada pelo autor)

Ao analisar somente o consumo de aço é possível constatar que as estruturas com mais pilares obtiveram os menores valores, Figura 34. A Estrutura III apresenta o menor consumo total, com aumento mínimo de 1,3% na Estrutura I. As Estruturas II e IV apresentam, respectivamente,

consumo 20,9% e 19,6% superiores a Estrutura I, diferença expressivamente menor do que a apresentada no consumo de concreto.

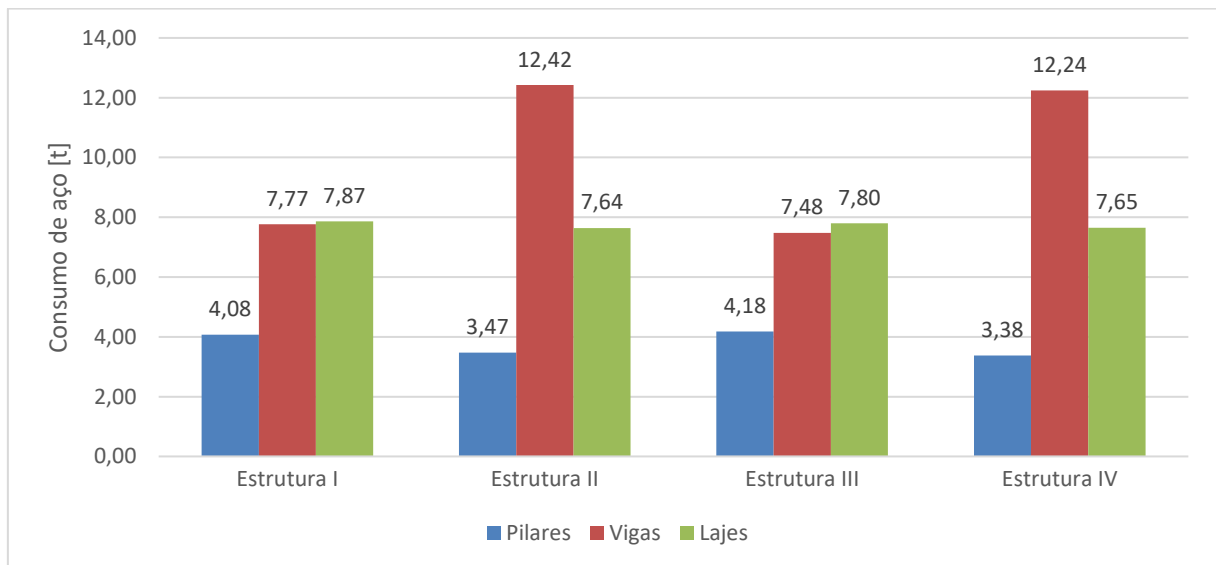
A diminuição do coeficiente γ_z não contribuiu para diminuir significativamente o consumo de aço nas estruturas, diminuindo 1,3% nas estruturas com mais pilares e 1,2% nas com menos pilares. Isso não era o esperado, pois as Estruturas I e II são de nós móveis e com isso, suas solicitações são majoradas com base no seu γ_z . A explicação pode estar contida nas tabelas de consumo de aço por pavimento de cada estrutura, apresentadas no capítulo 6.

Ao analisar estas tabelas é possível constatar que as lajes das Estruturas I e III apresentam o mesmo consumo de aço em todos os pavimentos e o mesmo ocorre para as Estruturas II e IV, indicando que as armaduras dimensionadas são as mínimas ou muito próximo destas, pois mesmo ao não majorar as solicitações não houve diferença em termos de armaduras.

É possível realizar observação análoga à das lajes para os pilares, que a partir do sétimo pavimento apresentam armadura mínima, 44% dos lances de pilares. No caso dos pilares há uma leve diferença ao comparar o consumo das estruturas de nós fixos com suas estruturas análogas de nós móveis, pois as Estruturas III e IV tiveram seus pilares enrijecidos em relação as Estruturas I e II e, como a armadura mínima é determinada em função da área de concreto as estruturas onde os pilares são maiores apresentam armaduras mínimas maiores. A leve diminuição no consumo de aço nas estruturas de nós fixos deve-se ao consumo das vigas, pois estas não apresentam armaduras mínimas ou próximas a estas.

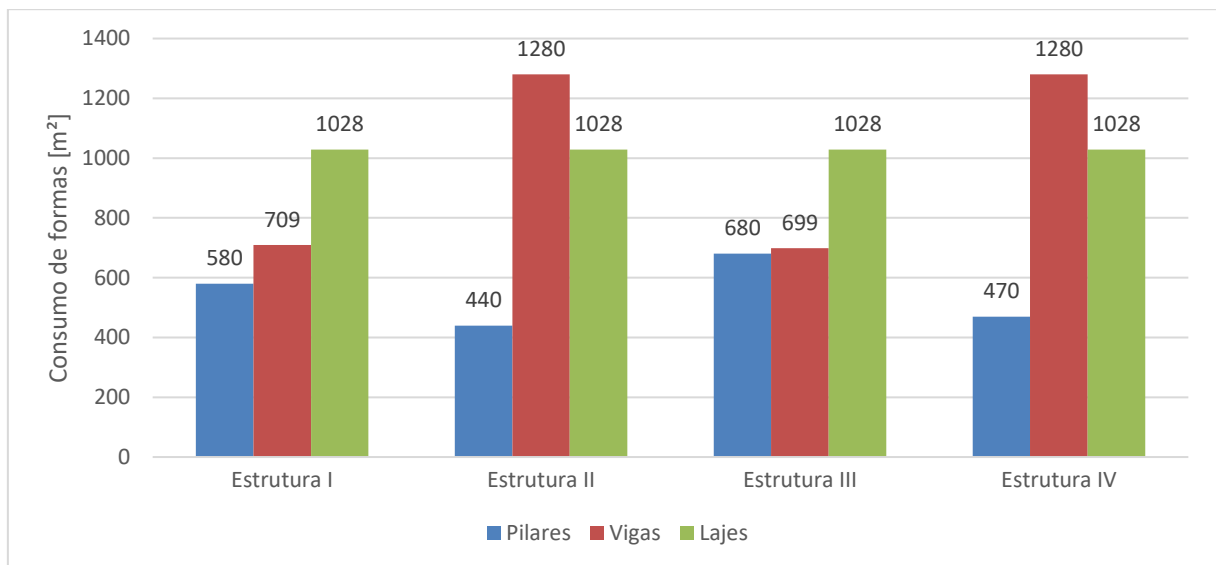
No que tange ao quantitativo de formas, a Estrutura I apresentou o menor consumo, Figura 35. As demais estruturas apresentam valores respectivamente, 18,6%, 3,98% e 19,9% maiores que a Estrutura I. Novamente as estruturas com mais pilares obtiveram resultados significativamente melhores.

Figura 34 - Comparativo dos quantitativos de consumo de aço



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 35 - Comparativo dos quantitativos de consumo de formas



(fonte: elaborada pelo autor)

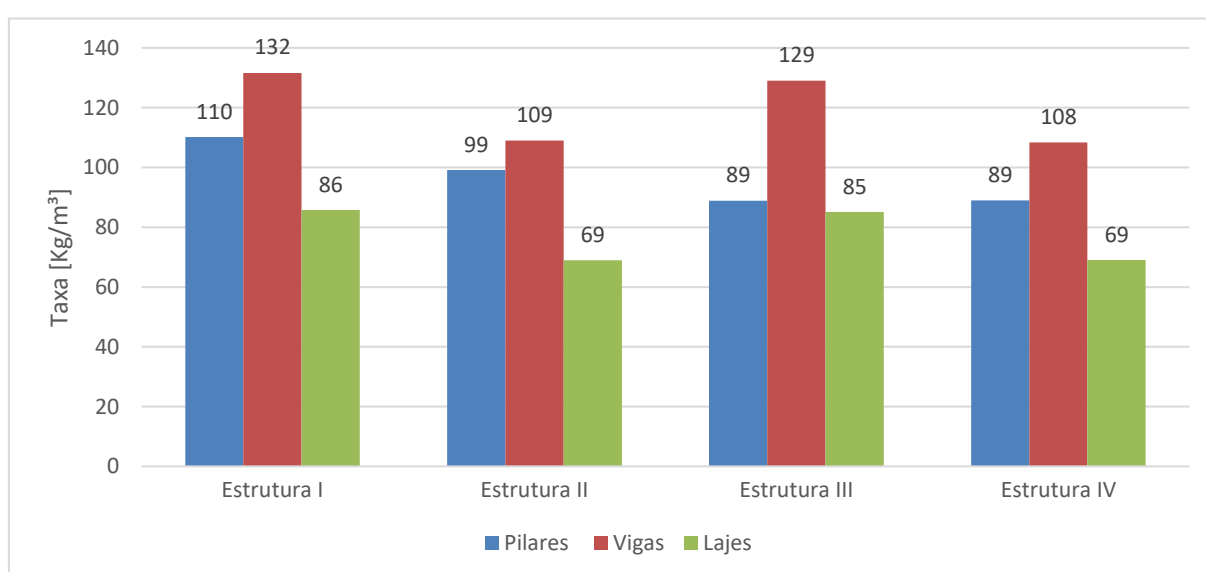
Com o auxílio da Figura 36 pode-se constatar que as taxas de consumo de quilos de aço por metro cúbico de concreto foram mais elevadas na Estrutura I, nos três elementos estruturais. Isso se deve ao fato de a Estrutura I possuir o menor consumo de concreto dentre as quatro analisadas nesse estudo e apresentar consumo de aço praticamente similar à Estrutura III, que consome 4,8% a mais de concreto. A Estrutura III foi similar a I em vigas e lajes, elementos em que ambas são idênticas, e nos pilares, elementos enrijecidos para melhorar a estabilidade

global da estrutura, apresentaram taxa significativamente menor, 19,3%. As Estruturas II e IV apresentam taxas muito semelhantes, coerente com as mínimas diferenças de uma para a outra e novamente apenas reduzindo a taxa dos pilares.

As estruturas com poucos pilares apresentaram taxas menores para as vigas e isso se deve ao elevado consumo de concreto, em geral 90% maior que nas estruturas com poucos pilares. O consumo de aço também foi mais elevado, mas na faixa de 60% maior.

A limitação de tamanho máximo de 70 cm para as vigas dificultou a resolução das estruturas com poucos pilares, pois conforme apontado no pré-dimensionamento dessas estruturas as vigas deveriam possuir 75 cm. Assim, as deformações nas grelhas mais críticas apresentavam valores elevados e com isso os pilares das Estrutura II não puderam ser reduzidos, como ocorreu na Estrutura I, o que explica a disparidade na taxa dos pilares dessas estruturas. É interessante notar que as taxas dos pilares nas estruturas em que estes foram modificados para melhorar o comportamento da estrutura no que tange a estabilidade global é idêntico, corroborando com a tese de que talvez a taxa dos pilares nas Estruturas I e II seria mais semelhante se fosse possível reduzir as seções dos pilares utilizando a metodologia aplicada na Estrutura I, na qual a escolha das dimensões dos pilares foi regida pelo deslocamento horizontal no topo do edifício e não pela deformação das grelhas dos pavimentos.

Figura 36 - Comparativo das taxas de consumo de aço por metro cúbico de concreto



(fonte: elaborada pelo autor)

A disparidade entre as taxas nas lajes, diferença de 20% das estruturas de muitos pilares para as com poucos pilares, deve-se ao fato de que as lajes das estruturas com muitos pilares são mais peças, porém nas duas configurações de espaçamento de pilares as lajes apresentaram, no geral, armaduras mínimas ou muito próximas a estas.

Os esforços ao nível das fundações podem ser utilizados como indicadores para análise de consumo de materiais no projeto das fundações, visto que quanto maior as solicitações serão necessárias mais elementos de fundações ou elementos maiores. Analisando a Tabela 25 rapidamente constata-se que novamente a Estrutura I apresentou o melhor resultado, possuindo as menores solicitações para todos os casos apresentados. As estruturas com mais pilares mantiveram a tendência dos outros indicadores e apresentaram resultados melhores.

Tabela 25 – Esforços no nível das fundações

Estrutura	Permanente+Acidental F_z [tf]	Vento 0° M_y [tfm]	Vento 90° M_x [tfm]	Vento 180° M_y [tfm]	Vento 270° M_y [tfm]
Estrutura I	1355,3	139,1	-35,0	-139,1	35
Estrutura II	1488,6	174,5	-47,9	-174,5	47,9
Estrutura III	1375,3	141,6	-40,1	-141,6	40,1
Estrutura IV	1492,9	174,8	-53,7	-174,8	53,7

(fonte: elaborada pelo autor)

Por fim é possível constatar que a Estrutura I, mesmo possuindo coeficiente γ_z mais elevado do que as demais, apresentou os menores esforços e menor consumo de concreto e formas. Além disso, utilizou praticamente a mesma quantidade de aço da Estrutura III. O único caso em que a Estrutura I performou pior do que as demais foram nos seus deslocamentos horizontais, no topo e entre pavimentos, mas isso não é uma desvantagem, pois respeita os limites normativos.

Tabela 26 – Resumo dos deslocamentos em cada estrutura, valores em centímetros

Estrutura	Deslocamento horizontal no topo	Deslocamento entre pavimentos	Flecha na grelha do décimo pavimento	Flecha na grelha da cobertura
Estrutura I	1,62	0,26	1,20	1,10
Estrutura II	1,09	0,16	1,50	1,10
Estrutura III	1,45	0,23	1,20	1,10
Estrutura IV	1,08	0,16	1,50	1,10

(fonte: elaborada pelo autor)

Em valores totais para cada estrutura, os modelos com menos pilares não obtiveram vantagem em praticamente nenhum indicador. O único caso em que essas estruturas apresentaram melhor desempenho foi no deslocamento horizontal no topo do edifício e no deslocamento entre pavimentos.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo principal deste trabalho era determinar qual das estruturas propostas, com mais ou menos pilares e de nós fixos ou móveis, apresenta o menor consumo de materiais (concreto, aço e formas) e posteriormente avaliar se ocorreria alteração significativa nos quantitativos ao enrijecer um edifício de nós móveis até o ponto em que sua classificação mude para nós fixos. Nesta perspectiva, considerando tudo o que foi apresentado no decorrer deste trabalho, apresenta-se uma análise final.

Tomando como base a arquitetura proposta com uma área de aproximadamente 132 m² por pavimento, 2,88 m de pé-direito, nove pavimentos tipo e um pavimento cobertura, a Estrutura I, que possui mais pilares e é classificada como de nós móveis com um γ_z razoavelmente elevado, apresentou os melhores resultados em praticamente todos os itens avaliados. Somente na deformação horizontal no topo do edifício e entre pavimento foi superada pelas demais estruturas, sendo essas suas grandes desvantagens, mas que não a torna inexecutável. A Estrutura III seguiu de perto sua análoga de nós móveis, mas no geral não apresentou grandes vantagens nos itens analisados.

As Estruturas III e IV, que foram enrijecidas para tornarem-se de nós fixos, não apresentaram redução significativa nos seus consumos de materiais ao comparar com suas estruturas análogas de nós móveis. Somente apresentaram uma pequena redução no consumo de aço, mas um aumento no consumo de concreto e formas.

Para um edifício mais alto e com área por pavimento maior, o resultado não deve ser o mesmo, pois as armaduras dos pilares apresentariam valor mínimo em menos do que 44% dos lances de pilares e nesse caso a análise de segunda ordem teria maior relevância por majorar as solicitações.

As Estruturas II e IV foram muito impactadas pelas deformações das grelhas dos pavimentos, oriundas das grandes deformações das vigas, pois a maior parte destas apresenta vãos muito grandes, na ordem 7,5 m. A análise de pilares, vigas e lajes foram regidas por estas deformações, com isso é possível inferir que estruturas que apresentem majoritariamente vigas com vãos tão elevados não são ideias para estruturas de concreto armado. Outro fator importante que pode

ter descaracterizado os quantitativos das estruturas com vãos grandes pode ter sido a padronização das alturas de vigas nessas estruturas.

Em suma, o estudo foi satisfatório, atingiu os objetivos de determinar para a arquitetura proposta a melhor configuração estrutural em termos de consumo de materiais. Em tempos onde os softwares permitem dimensionar e analisar muito rapidamente uma solução estrutural, a análise e avaliação de mais de uma solução estrutural torna-se cada vez mais importante para diminuir custos, pois conforme visto, existe uma grande diferença entre as soluções apresentadas. Sendo assim, o trabalho de um engenheiro estrutural recebe ainda mais relevância, pois com a sua experiência pode gerar uma grande economia para a obra. É de vital importância que o trabalho do engenheiro seja valorizado de forma a permitir a realização deste tipo de análise e de que essa fase de estudo seja encarada com o devido apreço pelos profissionais envolvidos em todas as fases do projeto.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAUJO, S. O. **Análise da estabilidade global de estruturas de concreto**. UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS. Goiânia. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, p. 66. 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos**. Rio de Janeiro, p. 238. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, p. 60. 2019.

BUZO, H. A. G. **Estudo do comportamento de diafragma rígido de lajes maciças**. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, p. 52. 2017.

CAMPOS FILHO, A. **Projeto de Escadas de Concreto Armado**. Porto Alegre. 2014.

CHAGAS, D. P. **Análise comparativa entre modelos estruturais para edifícios de concreto armado**. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, p. 71. 2012.

CICOLIN, L. A. B. **Estabilidade em edifício de concreto armado com pavimentos em lajes planas**. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2007.

GIONGO, J. S. **Concreto Armado: Projeto Estrutural de Edifícios**. São Carlos. 2007.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

MELO, P. R. de **Pré-Dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia. 2013.

PEREIRA, R. R. B. **Avaliação do pré-dimensionamento de peças estruturais de concreto armado: vigas, lajes e pilares**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2015.

REBELLO, Y. C. P. **A Concepção Estrutural e a Arquitetura**. São Paulo: Zigurate Editora , 2000.

XAVIER, I. **Orçamento, planejamento e custos de obras**. São Paulo : FUPAM, 2008.

APÊNDICES

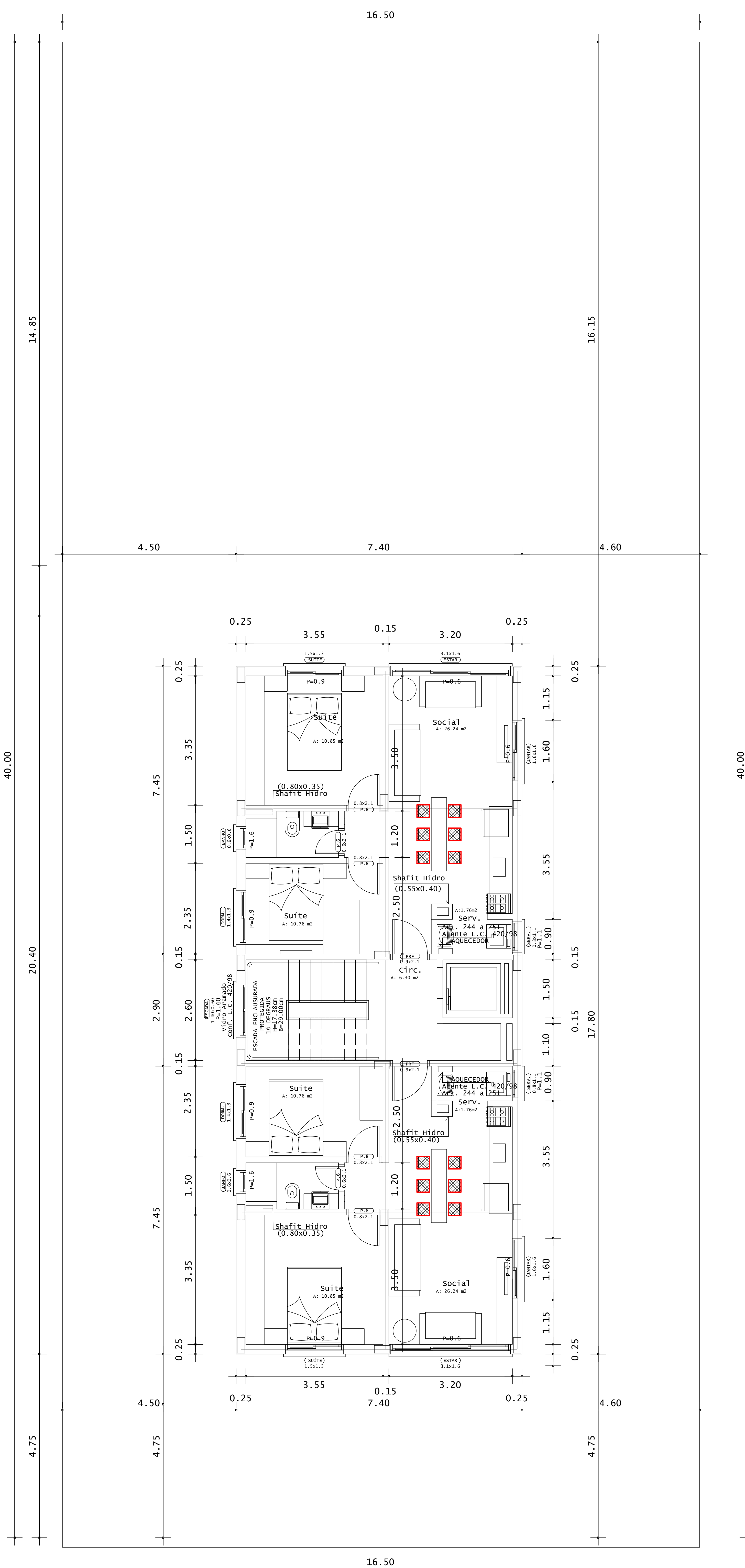
Apêndice A – Planta baixa arquitetônica do pavimento tipo

Apêndice B – Plantas baixas da Estrutura I (geometria do pavimento térreo, tipo e cobertura e plantas com as deformações nas grelhas do décimo pavimento e cobertura)

Apêndice C - Plantas baixas da Estrutura II (geometria do pavimento térreo, tipo e cobertura e plantas com as deformações nas grelhas do décimo pavimento e cobertura)

Apêndice D - Plantas baixas da Estrutura III (geometria do pavimento térreo, tipo e cobertura e plantas com as deformações nas grelhas do décimo pavimento e cobertura)

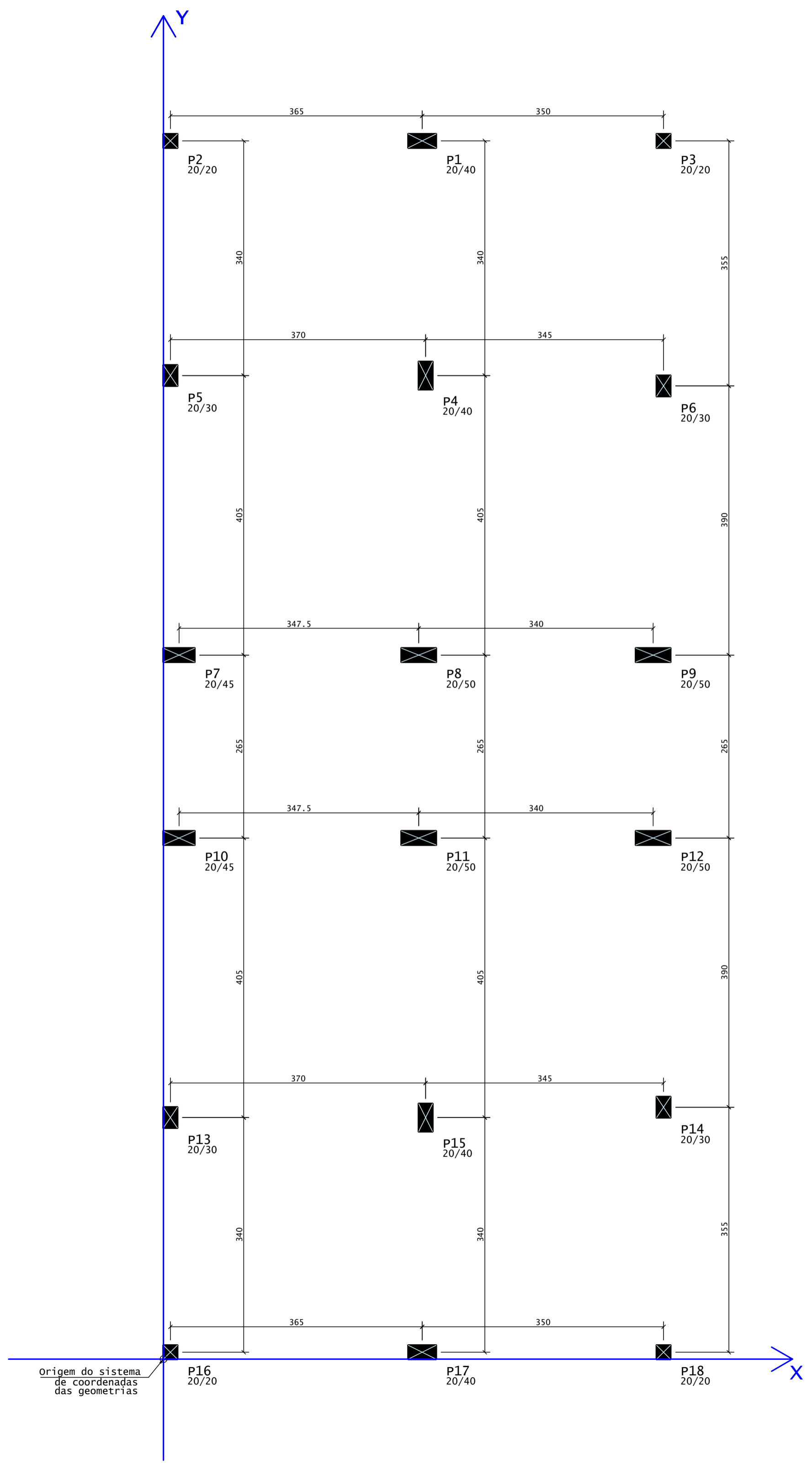
Apêndice E - Plantas baixas da Estrutura IV (geometria do pavimento térreo, tipo e cobertura e plantas com as deformações nas grelhas do décimo pavimento e cobertura)



Pavimento Tipo

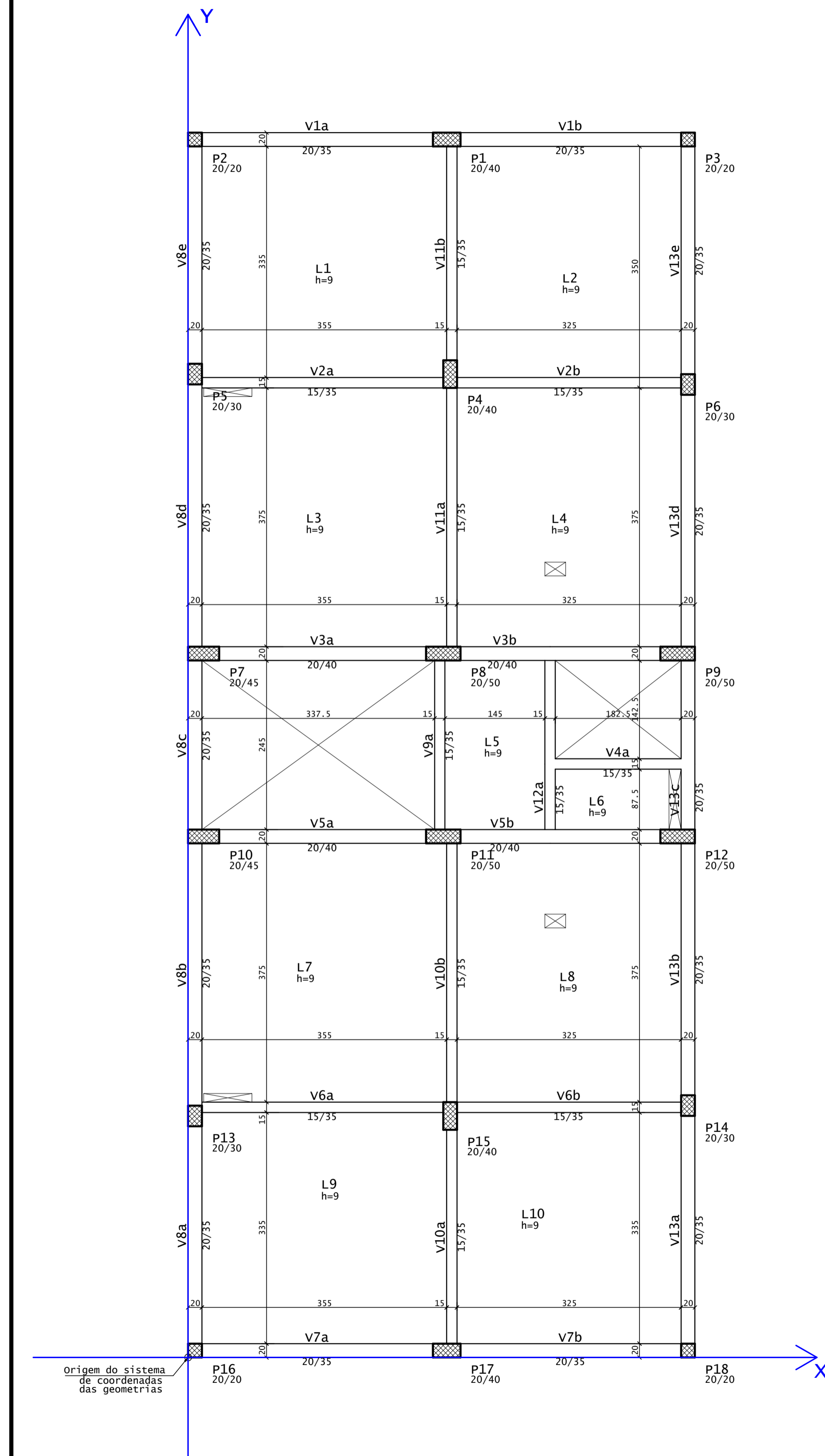
Escala 1/50

TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI	
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	
APÊNDICE A - ARQUITETURA	
PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO	
ESCALA: 1:50	ANO: 2019
FRANCHA: A 01/01	



Origem do sistema de coordenadas das geometrias

TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI	
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	
APÊNDICE B - ESTRUTURA I	
GEOMETRIA PAVIMENTO TÉRREO	
ESCALA: 1:50	ANO: 2019
PRANCHA: B 01/05	



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI

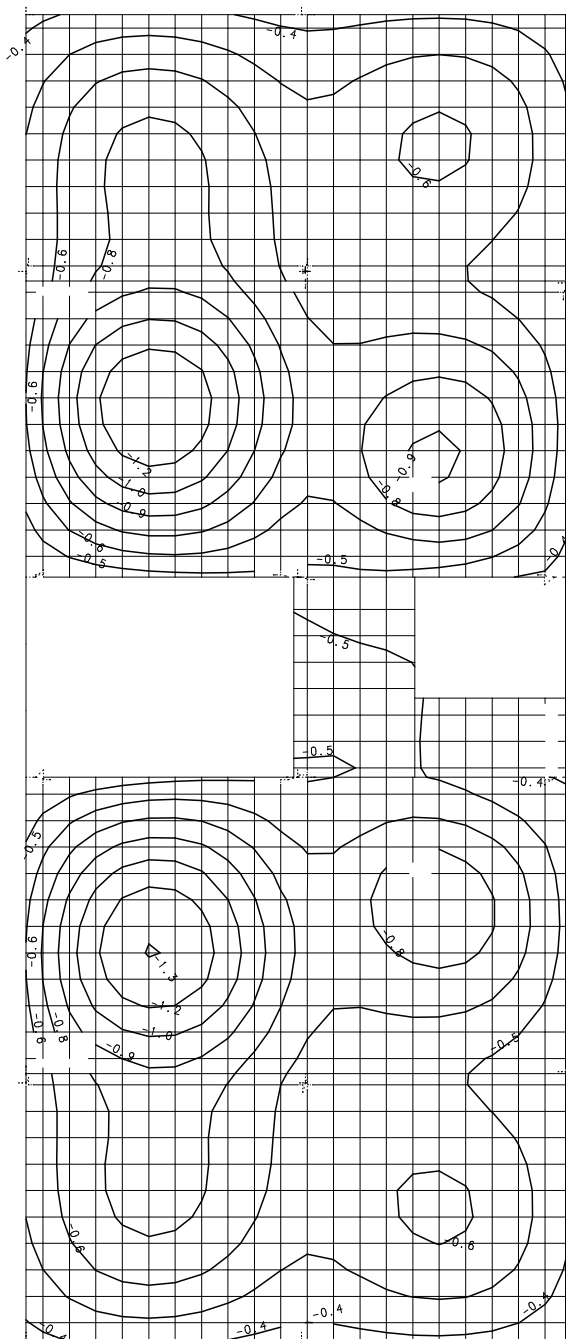
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

APÊNDICE B - ESTRUTURA I

GEOMETRIA PAVIMENTO TIPO

ESCALA: 1:50 ANO: 2019

PRANCHA: B 02/05



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI

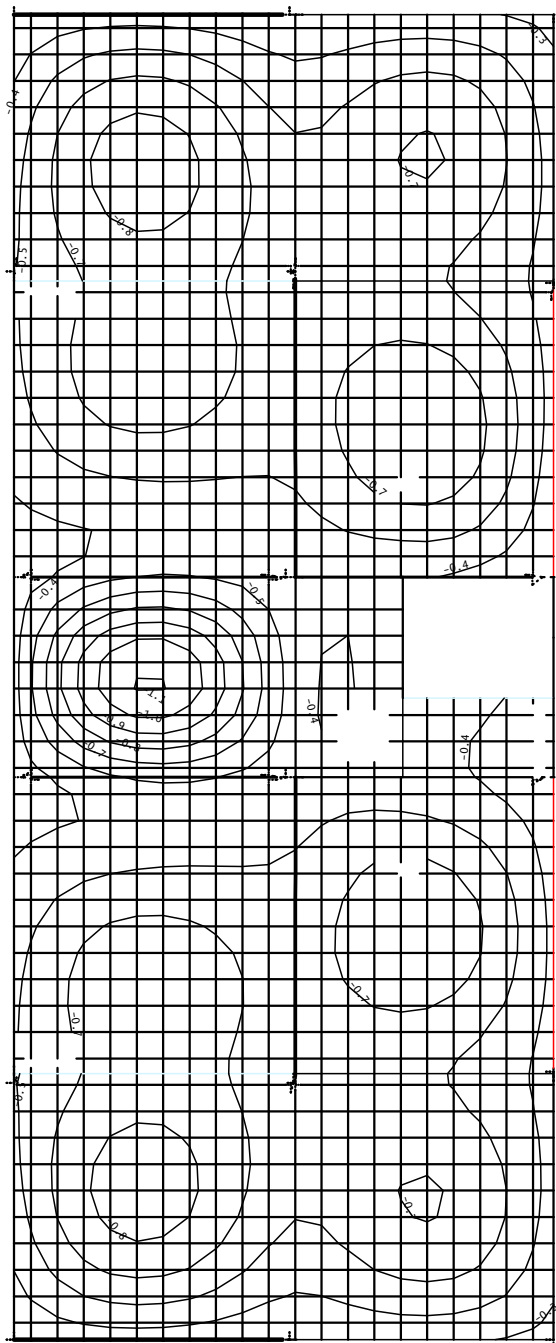
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

APÊNDICE B - ESTRUTURA I

DESLOCAMENTO DA GRELHA DO DECIMO PAVIMENTO

ESCALA: 1:50 ANO: 2019

PRANCHAS: B 04/05



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

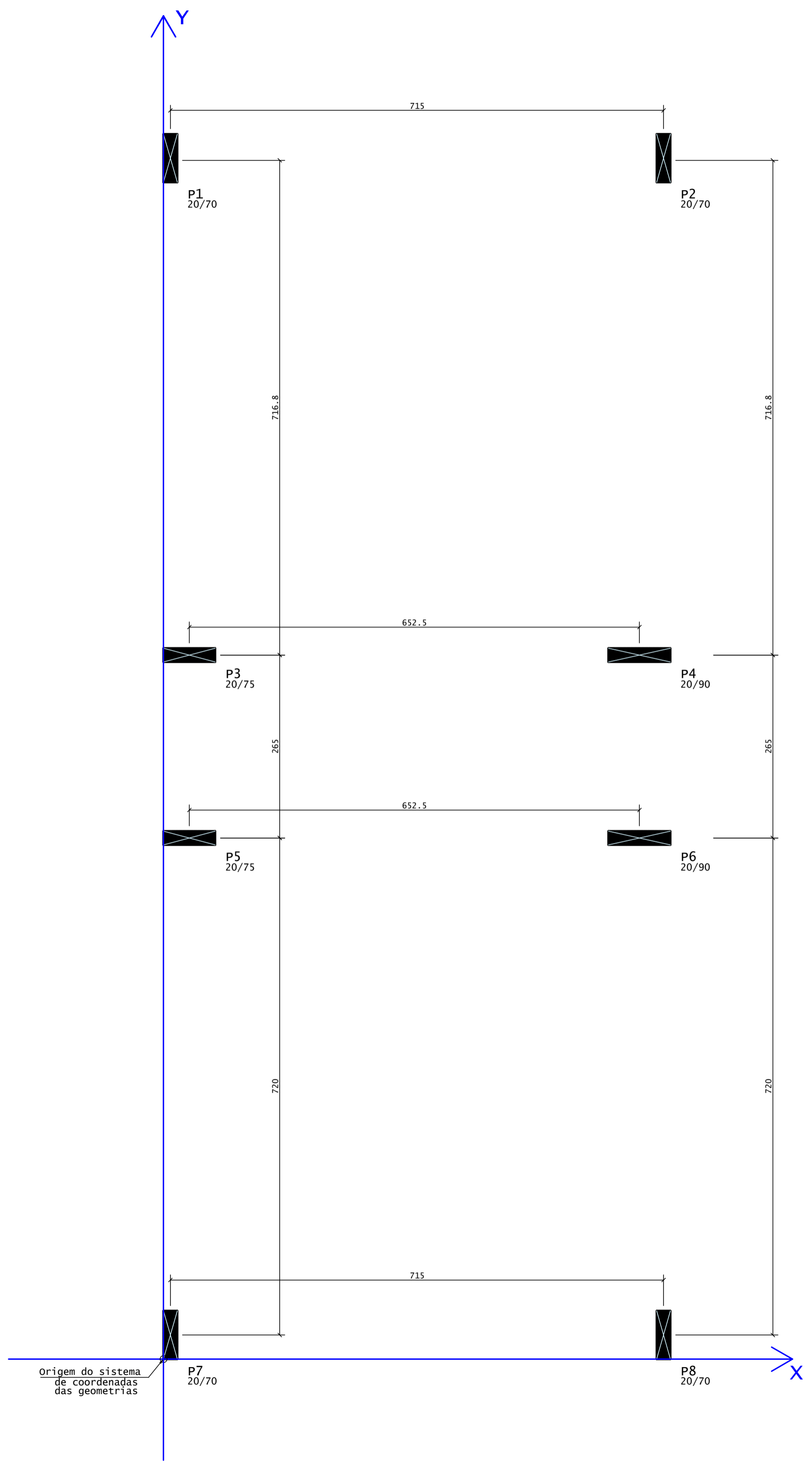
APÊNDICE B - ESTRUTURA I

DESLOCAMENTO DA GRELHA DO PAVIMENTO COBERTURA

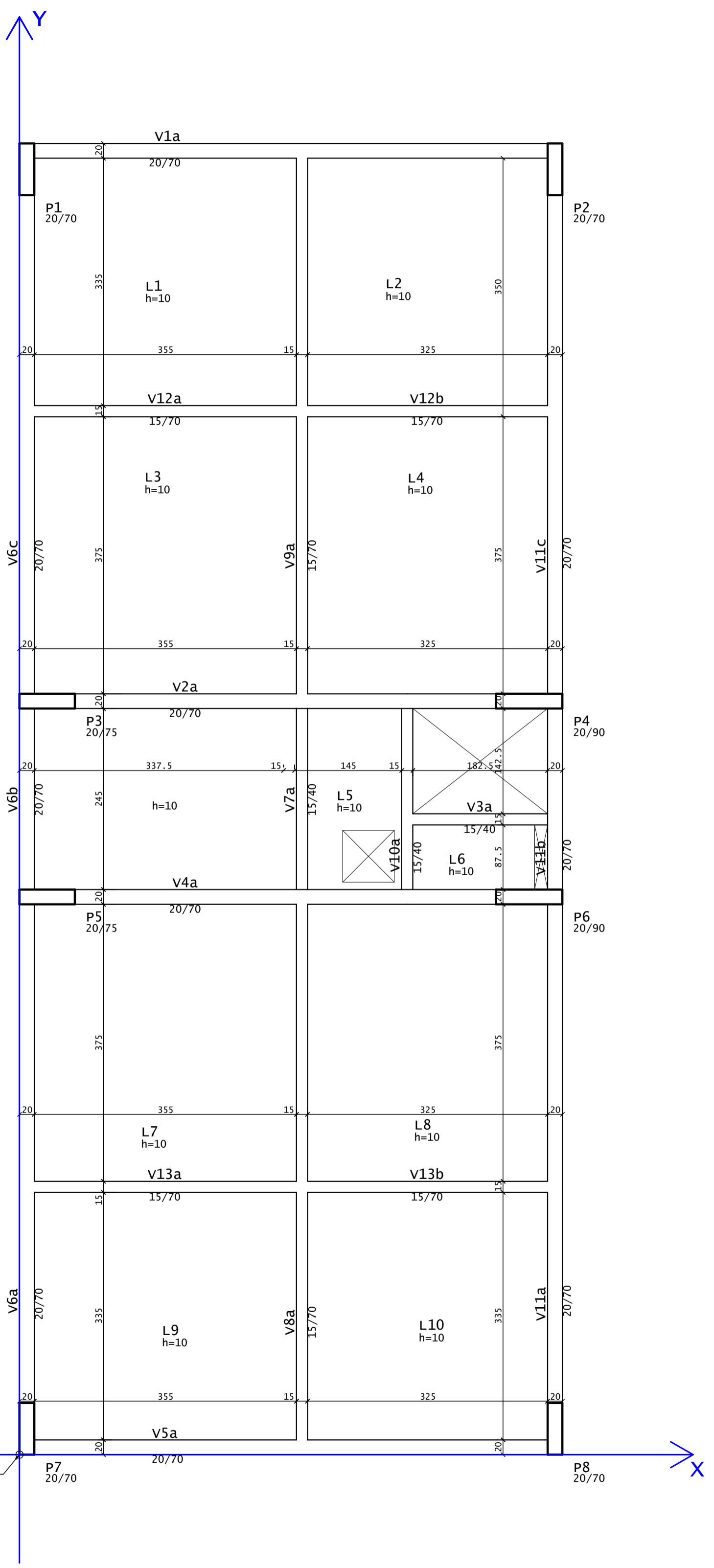
ESCALA:
1:50

ANO:
2019

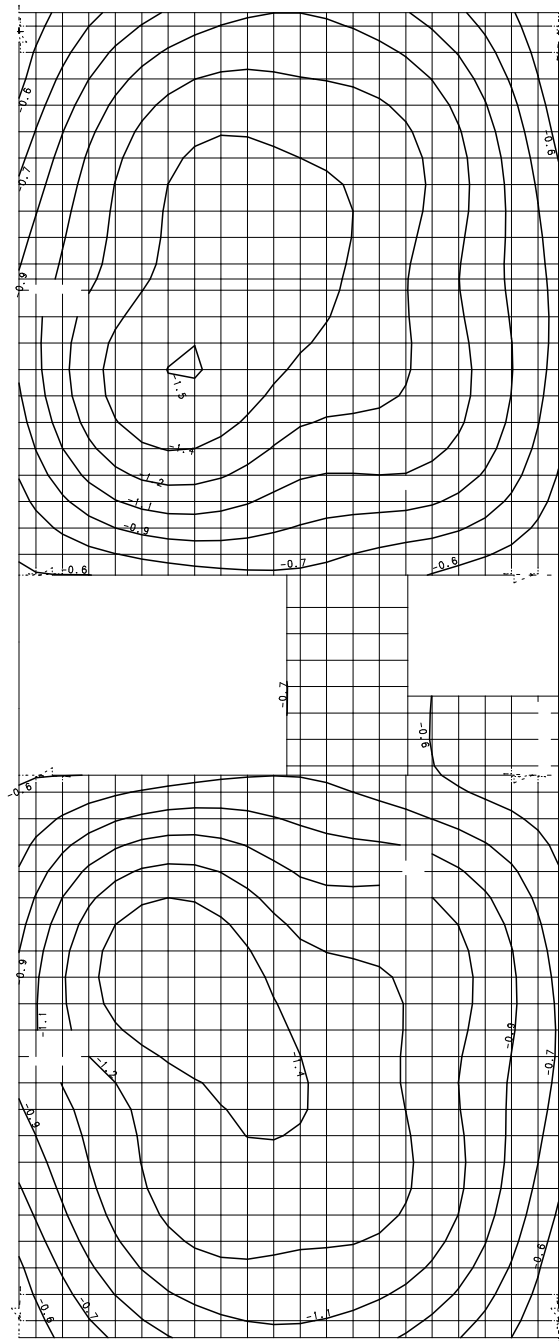
FRANQUIA:
B 05/05



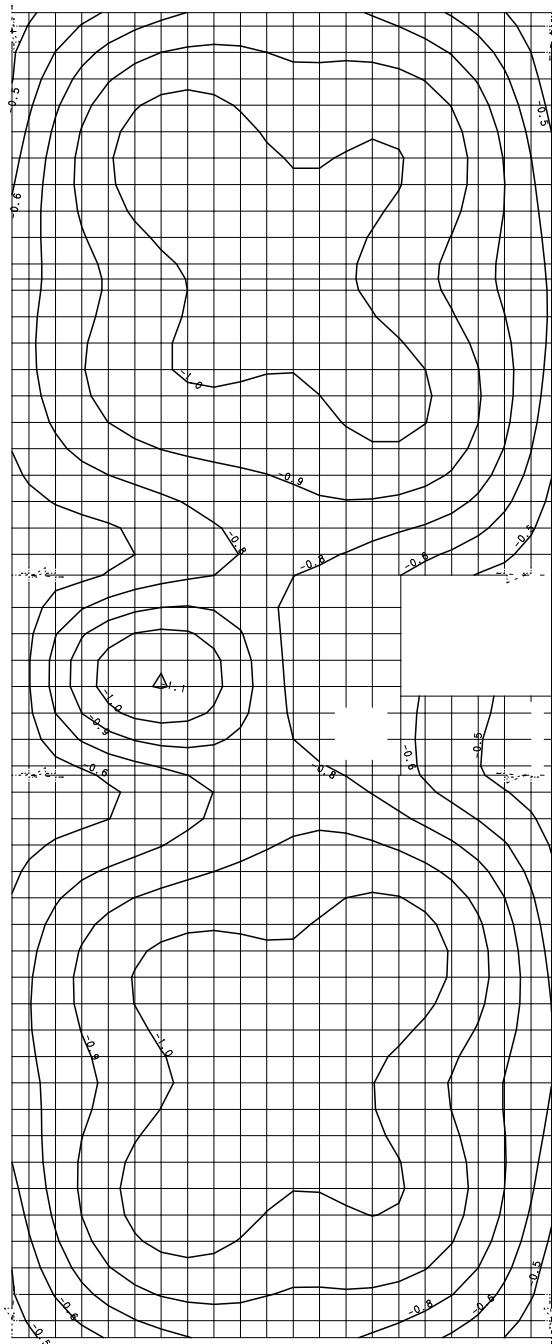
TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI	
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	
APÊNDICE C - ESTRUTURA II	
GEOMETRIA PAVIMENTO TÉRREO	
ESCALA: 1:50	ANO: 2019
PRANCHA: C 01/05	



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI	
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	
APÊNDICE C - ESTRUTURA II	
GEOMETRIA PAVIMENTO COBERTURA	
ESCALA: 1:50	ANO: 2019
PRANCHA: C 03/05	



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
APÊNDICE C - ESTRUTURA II
DESLOCAMENTO DA GRELHA DO DÉCIMO PAVIMENTO
ESCALA: 1:50 | ANO: 2019
PRANCHAS: C 04/05



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

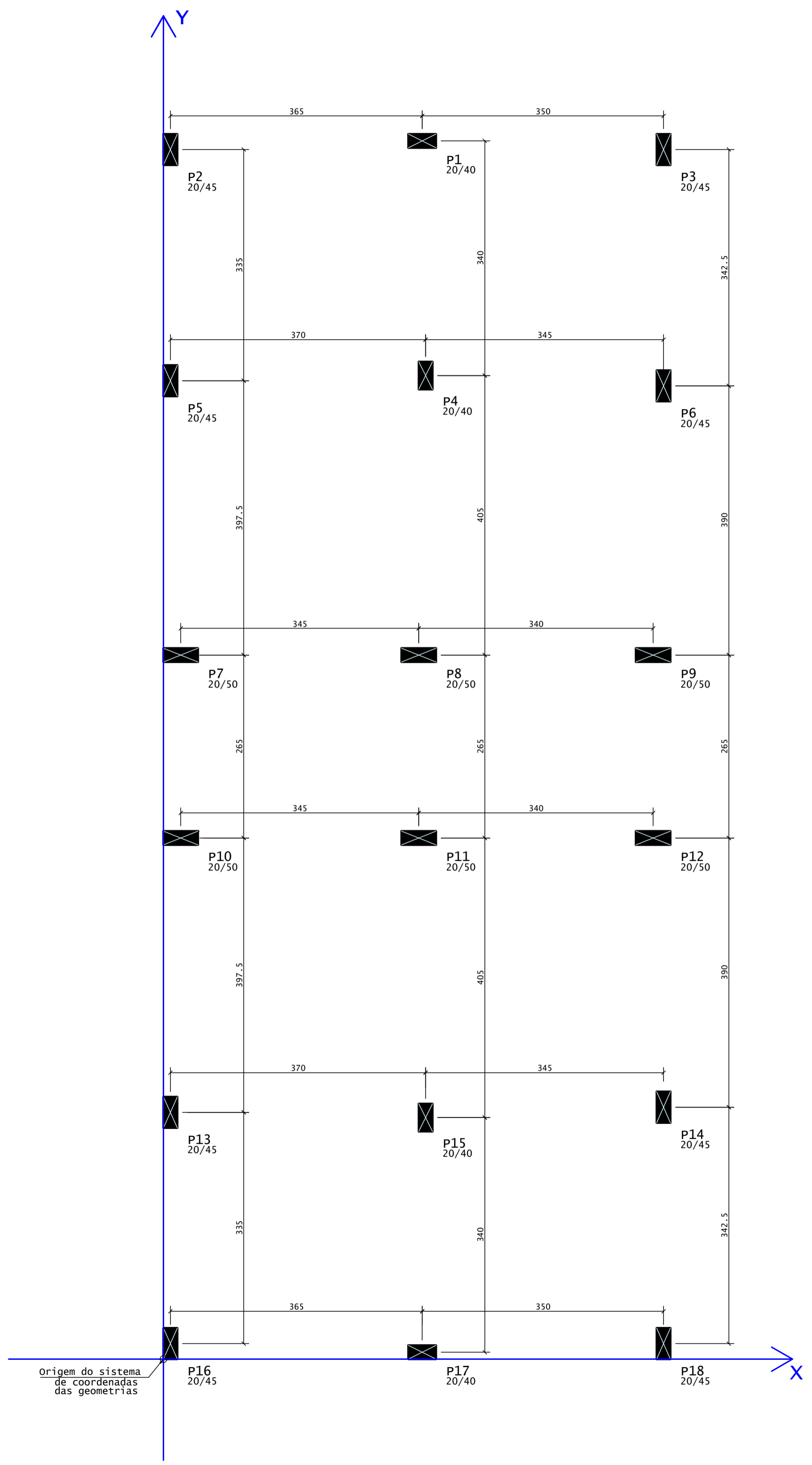
APÊNDICE C - ESTRUTURA II

DESLOCAMENTO DA GRELHA DO PAVIMENTO COBERTURA

ESCALA: 1:50

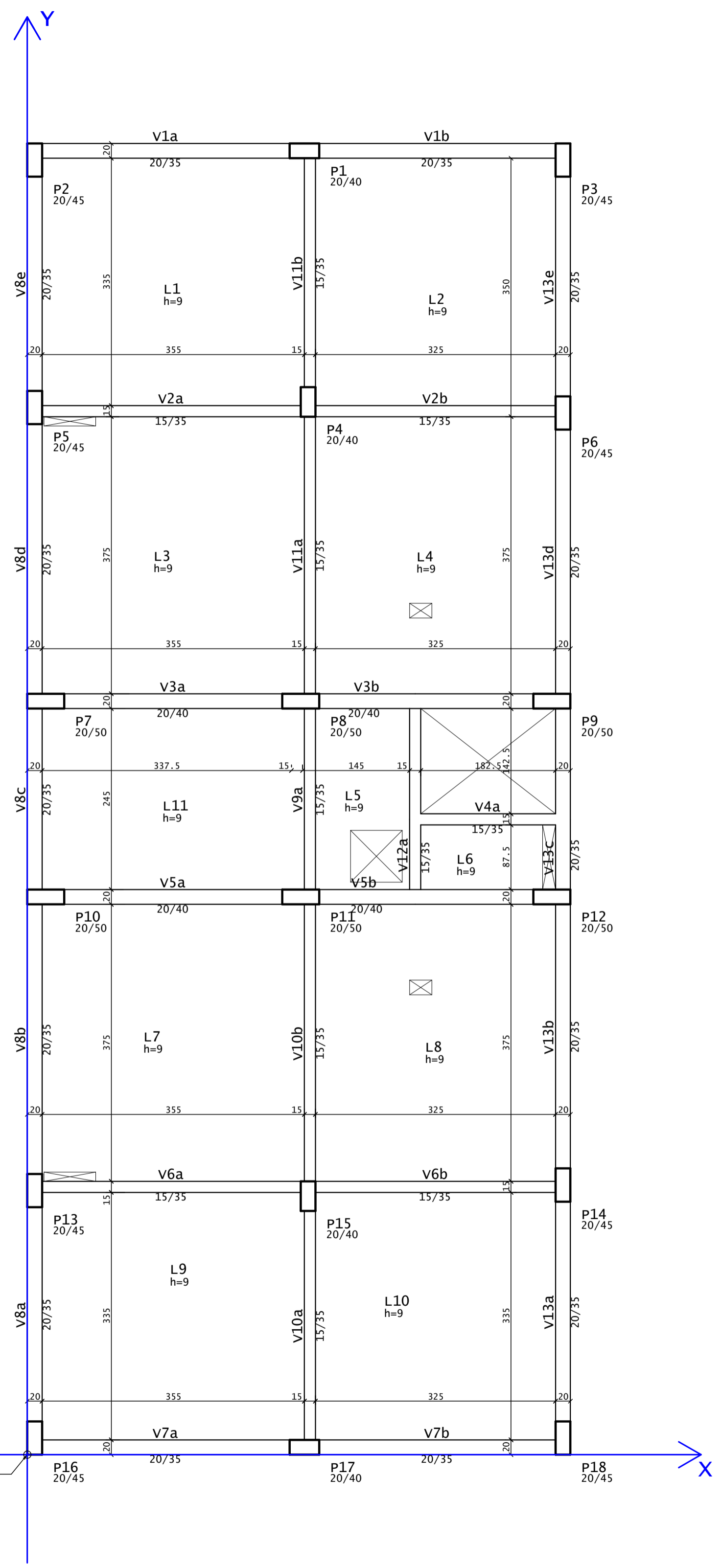
ANO: 2019

PRANCHIA: C 05/05

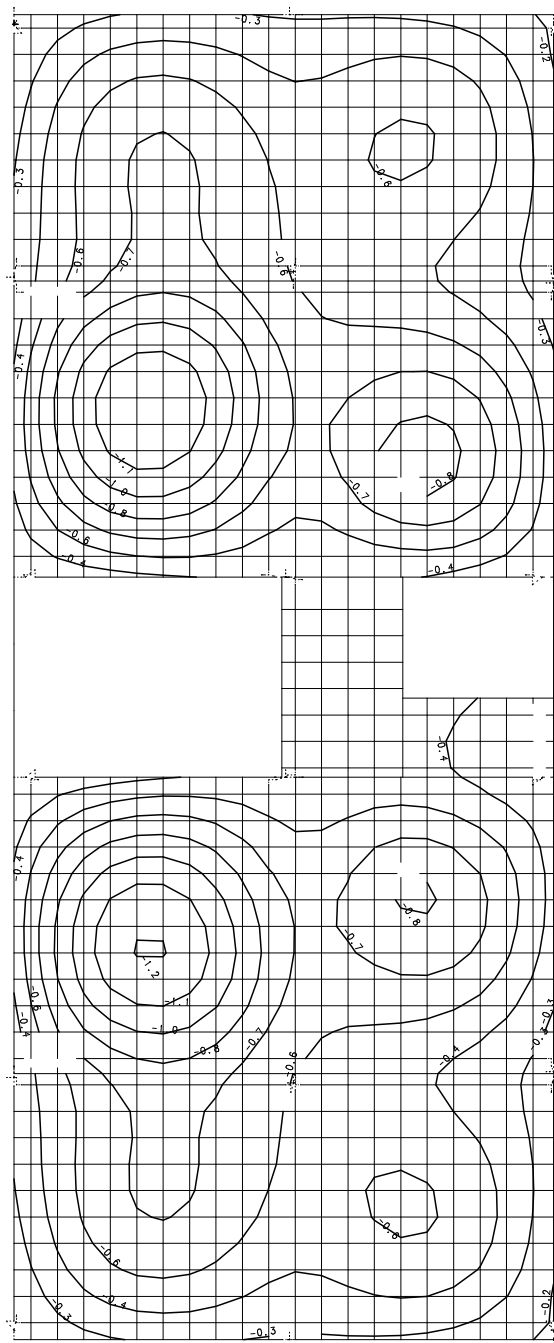


Origem do sistema de coordenadas das geometrias

TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI	
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	
APÊNDICE D - ESTRUTURA III	
GEOMETRIA PAVIMENTO TÉRREO	
ESCALA: 1:50	ANO: 2019
PRANCHA: D 01/05	



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI	
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	
APÊNDICE D - ESTRUTURA III	
GEOMETRIA PAVIMENTO COBERTURA	
ESCALA: 1:50	ANO: 2019
PRANCHA: D 03/05	



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI

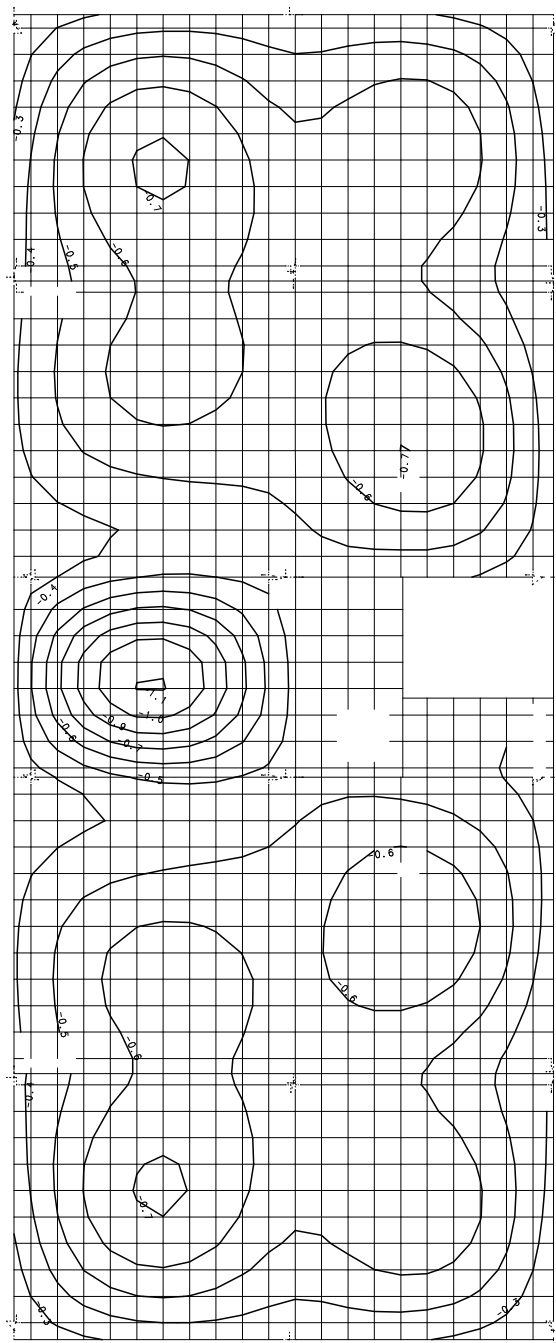
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

APÊNDICE D - ESTRUTURA III

DESLOCAMENTO DA GRELHA DO DÉCIMO PAVIMENTO

ESCALA: 1:50 ANO: 2019

PRANCHIA: D 04/05



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

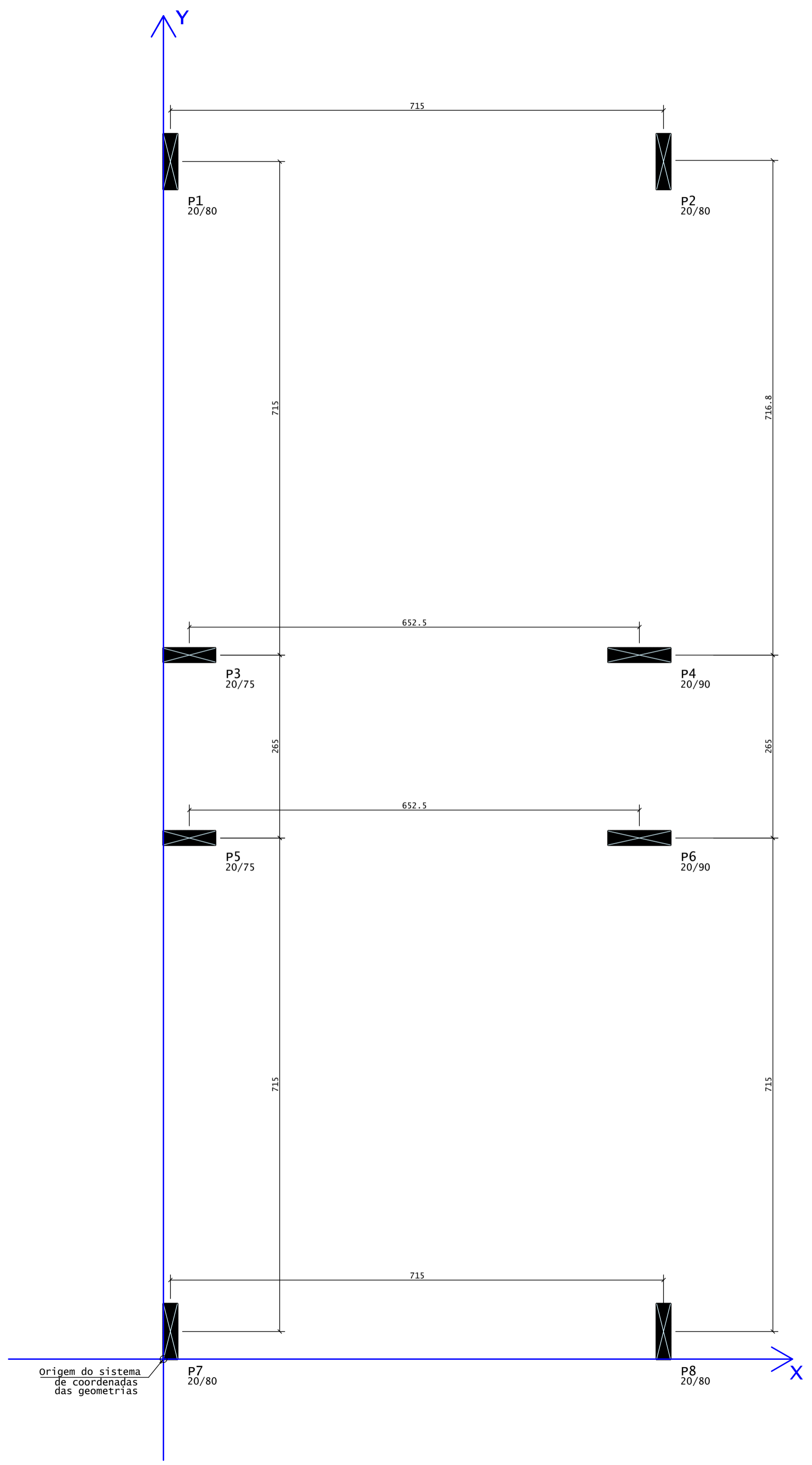
APÊNDICE D - ESTRUTURA III

DESLOCAMENTO DA GRELHA DO PAVIMENTO COBERTURA

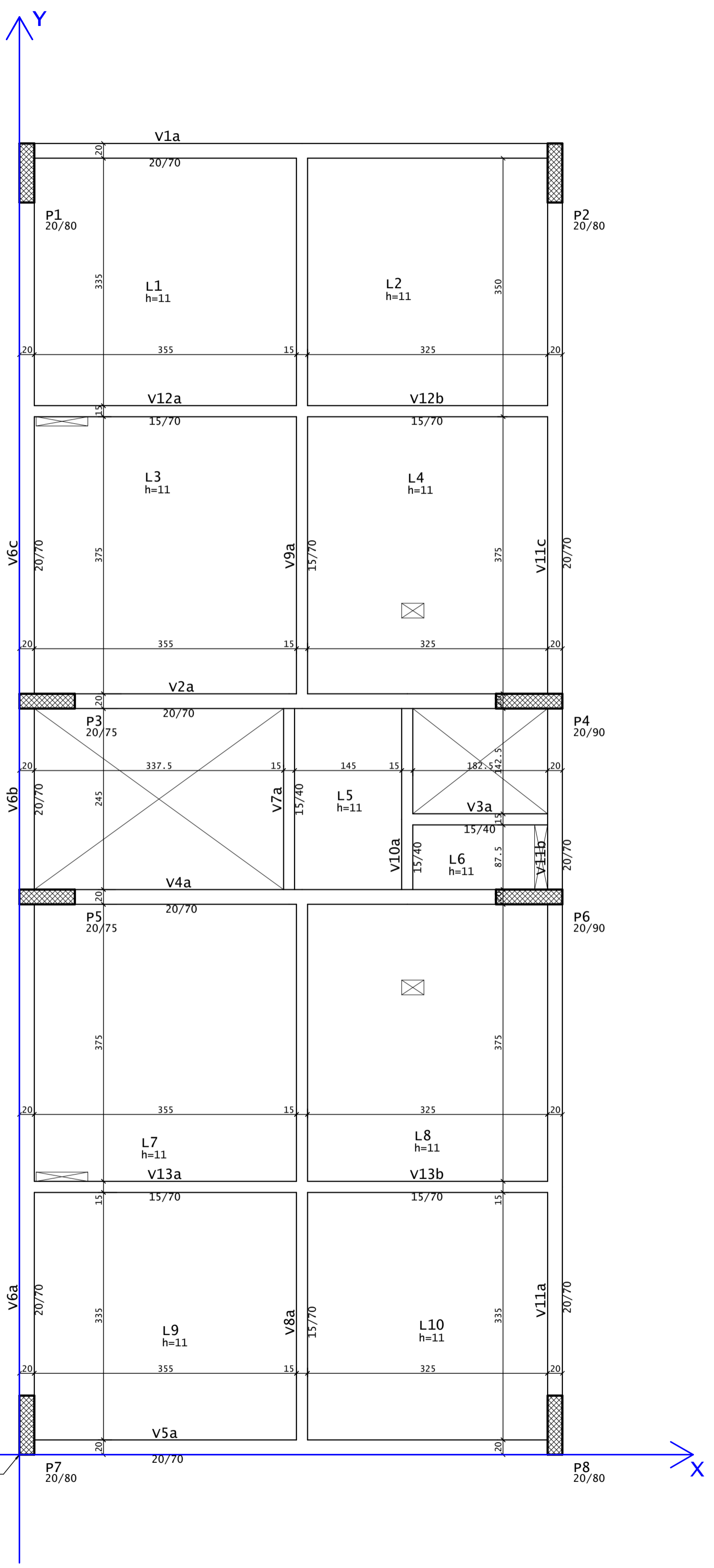
ESCALA: 1:50

ANO: 2019

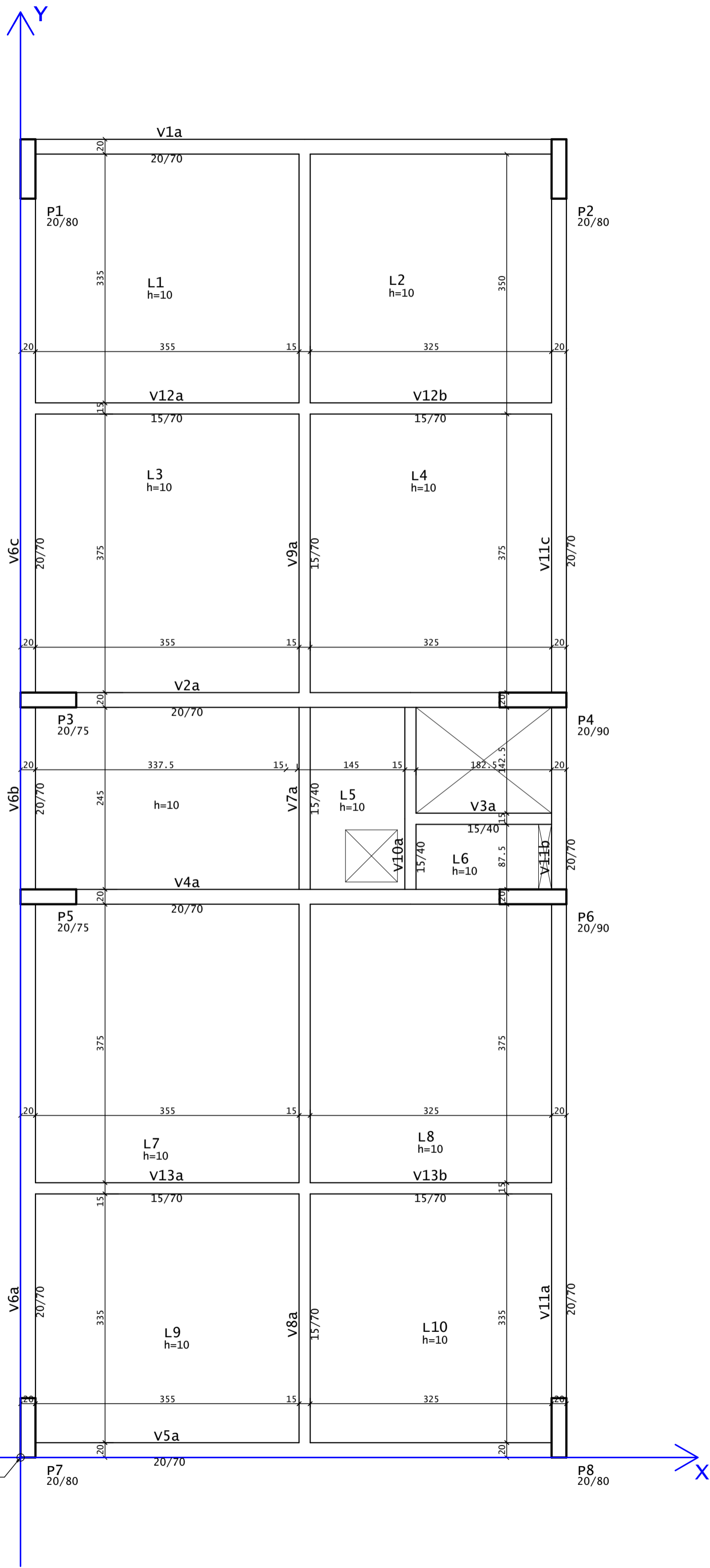
PRANCHAS: D 05/05



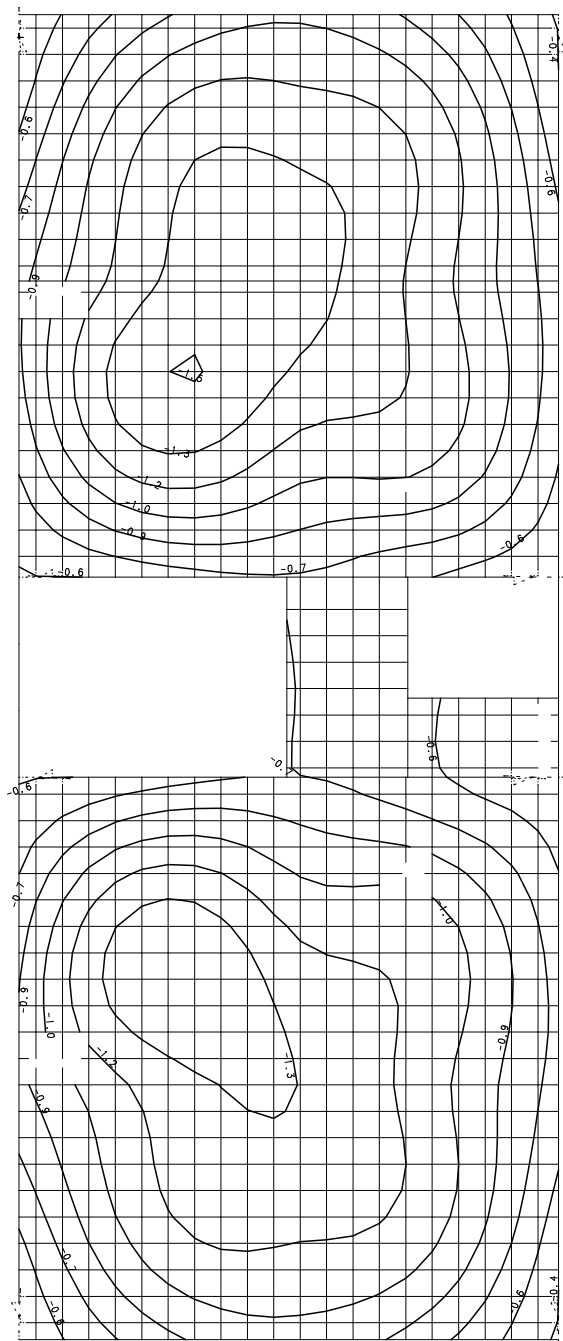
TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI	
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	
APÊNDICE E - ESTRUTURA IV	
GEOMETRIA PAVIMENTO TÉRREO	
ESCALA: 1:50	ANO: 2019
PRANCHA: E 01/05	



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI	
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	
APÊNDICE E - ESTRUTURA IV	
GEOMETRIA PAVIMENTO TIPO	
ESCALA: 1:50	ANO: 2019
PRANCHA: E 02/05	



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI	
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	
APÊNDICE E - ESTRUTURA IV	
GEOMETRIA PAVIMENTO COBERTURA	
ESCALA: 1:50	ANO: 2019
PRANCHA: E 03/05	



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

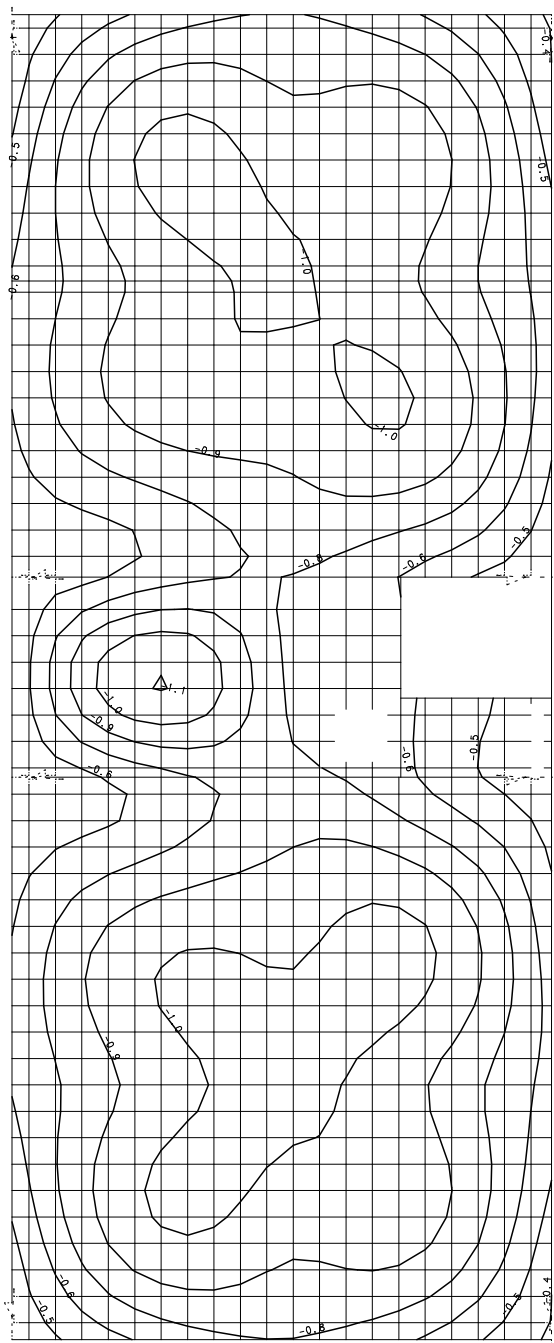
APÊNDICE E - ESTRUTURA IV

DESLOCAMENTO DA GRELHA DO DÉCIMO PAVIMENTO

ESCALA: 1:50

ANO: 2019

PRANCHIA: E 04/05



TCC - GUILHERME DARTORA CARBONI

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

APÊNDICE E - ESTRUTURA IV

DESLOCAMENTO DA GRELHA DO PAVIMENTO COBERTURA

ESCALA: 1:50

ANO: 2019

PRANCHIA: E 05/05