



UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA

**DESENVOLVIMENTO DE PROJETO ESTRUTURAL
EM SOFTWARE**

Palhoça
2020

DEBORA RIBEIRO RAVISON
OTHÁVIO AUGUSTO AMORIM

DESENVOLVIMENTO DE PROJETO ESTRUTURAL
EM SOFTWARE

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade
do Sul de Santa Catarina como requisito parcial
à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Paulo Henrique Wagner, Esp.

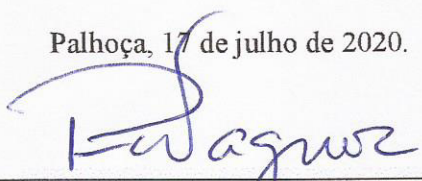
Palhoça
2020

DEBORA RIBEIRO RAVISON
OTHÁVIO AUGUSTO AMORIM

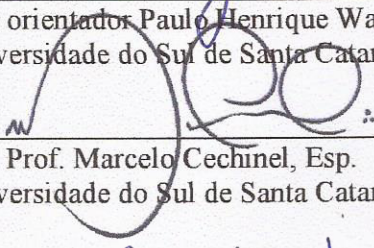
DESENVOLVIMENTO DE PROJETO ESTRUTURAL
EM SOFTWARE

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.

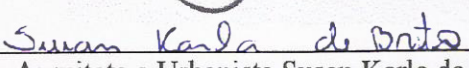
Palhoça, 17 de julho de 2020.



Professor e orientador Paulo Henrique Wagner, Esp.
Universidade do Sul de Santa Catarina



Prof. Marcelo Cechinel, Esp.
Universidade do Sul de Santa Catarina



Arquiteta e Urbanista Susan Karla de Brito.
RZ Arquitetura

Dedicamos este trabalho a todos aqueles que,
com palavras e gestos, deram-nos forças para
seguir em frente.

AGRADECIMENTOS

Dedico este trabalho a Deus, por ter me guiado durante esta jornada acadêmica de grandioso aprendizado, tanto pessoal quanto profissional.

Aos meus pais, pelo apoio incondicional aos meus estudos e em todos os momentos da minha vida.

Aos professores, por todos os ensinamentos compartilhados no decorrer da trajetória.

A todos os colegas que conheci ao longo da graduação, com os quais dividi momentos, salas de estudo e aprendizado.

E a todos os amigos e familiares que torcem pelo meu sucesso.

“Se eu vi mais longe, foi por estar sobre ombros de gigantes”. (Isaac Newton)

Othávio Augusto Amorim

Agradeço a todos, em especial meus pais, Claudete Silva Ribeiro e Edson Luis Ravison, que proporcionaram, apoiaram e incentivaram essa etapa e minha vida.

Por todos os conhecimentos adquiridos, agradeço aos meus professores e a banca, dentre os quais nosso orientador, professor Paulo Wagner, meu querido professor Marcelo Cechinel, também a Susan de Brito, que de diversas formas acrescentaram ao longo dessa trajetória.

Debora Ribeiro Ravison

“Quem come da árvore do conhecimento sempre acaba expulso de algum paraíso”

(William Ralph Inge, 1930)

RESUMO

O concreto armado é a metodologia construtiva mais difundida em obras de construção civil no Brasil e ao redor do mundo. O controle tecnológico na fabricação do concreto, e principalmente dos vergalhões, garantem a resistência, as características e a qualidade dos materiais, possibilitando edificar construções esbeltas e de grande porte através de projetos realizados em softwares, como o Eberick, que possibilitam fazer as análises dos efeitos de segunda ordem na estrutura, como o vento e o desaprumo, paralelamente as cargas gravitacionais atuantes; e a partir dos resultados emitidos pelo software, fazer a análise global da estrutura, possibilitando o dimensionamento de estruturas mais flexíveis, com economia e segurança. O intuito deste trabalho é apresentar o dimensionamento de um projeto estrutural no software Eberick, a partir do projeto arquitetônico de uma edificação multifamiliar pré-existente situada no bairro Pagani, no município de Palhoça; trazendo as etapas essenciais que todo projetista deve se ater para iniciar um projeto, o lançamento da estrutura, as análises e os desafios encontrados durante a elaboração, expondo questões que elucidam a importância do uso do software, as corretas configurações do mesmo para a localidade e o perfil da edificação em questão, entre outras particularidades. O trabalho também aborda as dificuldades que surgiram durante o desenvolvimento de uma estrutura deste porte, expondo as soluções estruturais para os problemas encontrados e relatando as considerações a respeito.

Palavras-chave: Análise global. Eberick. Projeto estrutural

ABSTRACT

Reinforced concrete is the most relevant constructive methodology in construction projects in Brazil and around the world. The technological control in the manufacture of concrete, and especially the control of rebars, guarantee the resistance, characteristics and quality of materials, enabling the construction of slender and large buildings, through projects developed in softwares, such as the Software Eberick. The softwares make it possible to analyze the second-order effects on the structure, such as wind and plumb, in parallel with the act of gravitational loads; and from the results obtained by the software, it is possible to make the global analysis of the structure, enabling the design of more flexible structures, with economy and security. The purpose of this work is to present the dimensioning of a structural project, of an existing multifamiliar building, in the software Eberick, located at Pagani District, in the city of Palhoça-SC. It presents the essential stages that every designer must consider to develop a project, as well as the insertion of the structure in the software. Also including the analyzes and challenges encountered during the elaboration of the project, exposing questions that elucidate the importance of softwares, the correct settings for the classification of the building, among other details. The work also addresses the difficulties that arose during the development of a structure of this size, exposing the structural solutions to the problems encountered and reporting the considerations about it.

Key words: Global Analysis. Eberick. Estructural design.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Designação normatizada, sigla e classe do Cimento Portland	21
Figura 2 - Diagrama tensão-deformação parábola-retângulo	22
Figura 3 - Parâmetros do digrama parábola-retângulo	23
Figura 4 - Diâmetros nominais conforme ABNT NBR 7480/2007.....	24
Figura 5 – Características das barras de aço.....	25
Figura 6 – Agregados Graúdos.....	26
Figura 7 – Valores mínimos das cargas verticais para lajes	29
Figura 8 – Corte esquemático de estrutura com laje maciça, com armadura bidirecional.....	30
Figura 9 – Valores do Coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço	31
Figura 10 –Laje Nervurada Treliçada (pré-fabricada).....	32
Figura 11 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	34
Figura 12 – Características Fundação Superficial	35
Figura 13 – Características Fundações Profundas.....	36
Figura 14 - Combinações últimas.....	39
Figura 15 - Combinações últimas (continuação).....	40
Figura 16 - Coeficiente de γ_f	42
Figura 17 - Estrutura submetida à carga vertical e efeito de primeira ordem	45
Figura 18 - Estrutura submetida à carga vertical e à ação lateral do vento (v)	46
Figura 19 - Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto	50
Figura 20 - Classes de Agressividade Ambiental (CAA).....	51
Figura 21 - Correspondência Entre a Classe de Agressividade e a Qualidade.....	52
Figura 22 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.....	52
Figura 23 - Variação da Deformação Normal (vista lateral).....	53
Figura 24 - Desconsideração do concreto tracionado.....	54
Figura 25 - Aba “materiais e durabilidade”.....	55
Figura 26 - Materiais e durabilidade.....	56
Figura 27 - Elementos	56
Figura 28 - Fluência do concreto	57
Figura 29 - Configurações das ações acidentais	58
Figura 30 - Análises.....	59
Figura 31 -Redistribuição dos esforços para nós móveis	59

Figura 32 - Configuração de não linearidade física.....	60
Figura 33 - Dimensionamento	61
Figura 34 - Torção de equilíbrio.....	62
Figura 35 - Carregamento e momento fletor na viga “V1”	63
Figura 36 - Redistribuição de momentos fletores em uma viga.....	63
Figura 37 - Nós rotulados	64
Figura 38 - Torção de compatibilidade.....	65
Figura 39 - Viga engastada gerando torção de compatibilidade	65
Figura 40 - Viga rotulada não gerando torção	65
Figura 41 - Análise da estrutura	66
Figura 42 - Configurações para ELS-DEF	68
Figura 43 - Pórtico unifilar de uma estrutura	69
Figura 44 - Modelo Analisado.....	70
Figura 45 - Ação externa do vento em edificações	71
Figura 46 - Isopletas da velocidade básica V0 (m/s).....	71
Figura 47 - Parâmetros Meteorológicos	73
Figura 48 - Fator S2.....	74
Figura 49 - Valores mínimos para S3	74
Figura 50 – Térreo, limpo e pronto para importação.....	76
Figura 51 – Pilotis, limpo e pronto para importação	76
Figura 52 - Tipo 1, limpo e pronto para importação	77
Figura 53 - Tipos 2 ao 5, limpos e pronto para importação.....	77
Figura 54 - Cobertura, limpo pronto para importação.....	78
Figura 55 - Criação dos níveis.....	79
Figura 56 – Corte projeto arquitetônico com níveis	79
Figura 57 - Desenho do fundo do reservatório limpo, escalado e com indicação de origem...80	
Figura 58 – Interferências de lançamento.....	82
Figura 59 - Área de influência dos pilares.....	83
Figura 60 – Vão de viga contínua.....	84
Figura 61 – Vão teórico, Viga 49	85
Figura 62 – Dimensão da Viga 49	86
Figura 63 - Vão teórico, Viga 3	86
Figura 64 - Dimensão da Viga 3.....	87
Figura 65 - Detalhes da laje.....	88

Figura 66 - Fluxograma de lançamento dos pilares.....	90
Figura 67 - Pé esquerdo do projeto.....	91
Figura 68 - Cadastramento de Bloco de enchimento.....	92
Figura 69 - Dimensões finais, lajes tipos.....	93
Figura 70 - Configuração da carga linear de parede sobre laje	93
Figura 71 - Cotas do reservatório	94
Figura 72 - Lançamento da 'rampa'	94
Figura 73 – Detalhes das escadas	95
Figura 74 - Escada visualizada no pórtico 3D.....	96
Figura 75 - Baldrame lançado	97
Figura 76 - Teto térreo lançado	98
Figura 77 – Teto do Pilotis lançado.....	99
Figura 78 - Tipos (1 ao 6) lançados.....	100
Figura 79 - Cobertura salão de festa lançado	101
Figura 80 - Fundo reservatório lançado.....	102
Figura 81 - Coeficientes das ações	103
Figura 82 - Combinação de ações para cargas variáveis	103
Figura 83 - Combinações de ações para carga permanente.....	104
Figura 84 - Coeficiente para redução de rigidez.....	104
Figura 85 - Configurações de análise	105
Figura 86 - Configurações de dimensionamento dos pilares.....	107
Figura 87 - Configurações de detalhamento das vigas.....	108
Figura 88 - Configuração da armadura de torção	109
Figura 89 - Configurações de estribos.....	109
Figura 90 - Configurações de dimensionamento das lajes	110
Figura 91 - Configurações para limite.....	111
Figura 92 - Configurações a punção.....	112
Figura 93 - Configuração de materiais e durabilidade	113
Figura 94 - Configuração de fluência do concreto	113
Figura 95 - Configurações de vento	114
Figura 96 - Fator S2.....	115
Figura 97 - Coeficiente de arrasto	115
Figura 98 - Configurações alteradas de materiais e durabilidade.....	116
Figura 99 - Pilares P15, P16 e P17 não dimensionados	117

Figura 100 - Pilares P15, P16 e P17 rotacionados e dimensionados.....	117
Figura 101 - Vigas de transição V38, V39, V63 e V64 e pilares nascendo	118
Figura 102 - Pilares dando suporte às vigas e às lajes L1 e L4	118
Figura 103 - Divisão das lajes L25 e L29.....	119
Figura 104 - Pilar 34 (tipo 1) com indicação das vagas de garagem no pavimento teto térreo	120
Figura 105 - Remanejamento das vagas de garagem (pilotis).....	121
Figura 106 - Remanejamento das vagas de garagem (térreo)	122
Figura 107 - Resultados após o processamento.....	123
Figura 108 - Pórtico unifilar	124
Figura 109 - Deslocamentos na viga V27	125
Figura 110 - Diagrama de momento fletor - V52.....	126
Figura 111 - Alteração nas seções da viga V23 e V27	126
Figura 112 - Deslocamentos das vigas (baldrame).....	127
Figura 113 - Alteração das seções (baldrame).....	127
Figura 114 - Deslocamentos após a correção (baldrame).....	128
Figura 115 - Deslocamentos das vigas (teto térreo)	128
Figura 116 - Alteração das seções (teto térreo)	128
Figura 117 - Deslocamentos após a correção (teto térreo)	129
Figura 118 - Deslocamento das vigas (teto pilotis).....	129
Figura 119 - Alteração das seções (teto pilotis)	130
Figura 120 - Deslocamentos após a correção (teto pilotis)	131
Figura 121 - Deslocamento das vigas (tipos 1 ao 5).....	132
Figura 122 - Alteração das seções (tipos 1 ao 5).....	133
Figura 123 - Deslocamentos após a correção (tipos 1 ao 5).....	134
Figura 124 - Deslocamento das vigas (tipo 6, cobertura).....	135
Figura 125 - Alterações das seções (tipo 6, cobertura).....	135
Figura 126 - Deslocamentos após a correção (tipo 6, cobertura)	136
Figura 127 - Deslocamento das vigas (cobertura salão de festa)	136
Figura 128 - Alterações das seções (cobertura salão de festa)	137
Figura 129 - Deslocamentos após a correção (cobertura salão de festa).....	137
Figura 130 - Pórtico unifilar da estrutura após o processamento final.....	138

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Tensão x Deformação Aço.....	24
--	----

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	17
1.1	OBJETIVOS	17
1.1.1	Objetivo Geral	17
1.1.2	Objetivo Específico.....	17
1.2	JUSTIFICATIVA	18
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	18
2	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	HISTÓRICO DO CONCRETO ARMADO	20
2.2	MATERIAIS.....	21
2.2.1	Cimento	21
2.2.2	Aço	23
2.2.3	Água.....	25
2.2.4	Agregados.....	25
2.3	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	26
2.3.1	Elementos Estruturais.....	27
2.3.1.1	Lajes	28
2.3.1.1.1	<i>Laje Maciça</i>	<i>29</i>
2.3.1.1.2	<i>Laje Nervurada.....</i>	<i>31</i>
2.3.1.2	Vigas.....	32
2.3.1.3	Pilares	33
2.3.1.4	Fundação.....	34
2.4	AÇÕES	36
2.4.1	Ações permanentes (ABNT NBR 8681:2003, item 4.2.1.1).....	37
2.4.1.1	Diretas.....	37
2.4.1.2	Indiretas	37
2.4.2	Ações Variáveis (ABNT NBR 8681:2003, item 4.2.1.2).....	37
2.4.3	Excepcionais (ABNT NBR 8681:2003, item 4.2.1.3).....	38
2.5	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	38
2.6	ESTADO LIMITE	40
2.6.1	Estado Limite Último	41
2.6.1.1	Ações e solicitações de cálculo	41
2.6.3	Estado Limite de Serviço	43

2.6.3.1	Ações e solicitações de cálculo	43
2.7	ESTABILIDADE GLOBAL	44
2.7.1	Efeitos de Primeira Ordem.....	45
2.7.2	Efeitos de Segunda Ordem	45
2.7.3	Contraventamento.....	47
2.7.4	Coeficiente ALFA (α).....	47
2.7.5	Coeficiente GAMA-Z.....	48
2.8	QUALIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	49
2.8.1	Classificação dos requisitos de qualidade da estrutura	49
2.8.2	Durabilidade	49
2.8.3	Vida útil.....	50
2.8.4	Classe de Agressividade Ambiental.....	51
2.9	HIPÓTESES BÁSICAS DE DIMENSIONAMENTO.....	53
2.9.1	Seções Planas	53
2.9.2	Aderência Perfeita.....	53
2.9.3	Concreto à Tração.....	53
2.10	EBERICK	54
2.10.1	Configuração de materiais e durabilidade.....	55
2.10.1.1	Classe de agressividade e dimensão do agregado	56
2.10.1.2	Elementos	56
2.10.1.3	Fluência	57
2.10.2	Configuração de ações	57
2.10.3	Análises.....	58
2.10.3.1	Redução no engaste para nós semirrígidos.....	59
2.10.3.2	Redução na torção para vigas	60
2.10.3.3	Não linearidade física	60
2.10.4	Dimensionamento	60
2.10.5	Vínculos.....	61
2.10.5.1	Engaste	61
2.10.5.1.1	<i>Engaste viga-pilar</i>	<i>61</i>
2.10.5.1.2	<i>Exemplo de aplicação viga-viga: Torção de equilíbrio</i>	<i>62</i>
2.10.5.2	Ligação semirrígida	63
2.10.5.3	Rótula	64
2.10.5.3.1	<i>Exemplo de aplicação viga-viga: Torção de compatibilidade.....</i>	<i>64</i>

2.10.6 Processamento	66
2.10.6.1 Estado-limite último (ELU).....	67
2.10.6.1.1 <i>Análise Estática Linear</i>	67
2.10.6.1.2 <i>Dimensionamento dos elementos</i>	67
2.10.6.2 Estado-limite de deformação excessiva (ELS-DEF)	67
2.10.6.2.1 <i>Flecha do pórtico</i>	67
2.10.6.2.2 <i>Flecha na grelha</i>	68
2.10.6.3 Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE)	68
2.10.6.3.1 <i>Análise dinâmica do pórtico</i>	68
2.10.6.3.2 <i>Análise dinâmica da grelha</i>	68
2.10.6.4 Pórtico unifilar.....	69
2.10.6.4.1 <i>Modelo Analisado</i>	69
2.11 VENTO	70
3 DETALHES DO PROJETO.....	75
3.1 IMPORTANDO O ARQUITETÔNICO: CRIANDO OS NÍVEIS, DETERMINANDO A ESCALA E O PONTO FIXO	75
3.2 A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DO PROJETO.....	81
3.2.1 Considerações	81
3.2.2 Definição da concepção estrutural.....	81
3.2.3 Pré-dimensionamento	83
3.2.3.1 Pré-dimensionamento dos pilares.....	83
3.2.3.2 Pré-dimensionamento das vigas	84
3.2.3.1 Pré-dimensionamento das lajes	87
3.3 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA	88
3.3.1 Lançamento dos pilares	89
3.3.2 Lançamento das vigas	91
3.3.3 Lançamento das lajes	91
3.3.4 Lançamento do reservatório	94
3.3.5 Lançamento das rampas.....	94
3.3.6 Lançamento das escadas.....	95
3.3.7 Estrutura lançada.....	96
3.4 CONFIGURAÇÕES DO EBERICK	102
3.4.1 Combinações de ações.....	102
3.4.2 Análises.....	104

3.4.3 Dimensionamento	105
3.4.3.1 Pilares	106
3.4.3.2 Vigas.....	107
3.4.3.3 Lajes	109
3.4.4 Configurações de materiais e durabilidade	112
3.4.5 Configurações de Vento	114
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS	116
4.1 CONSIDERAÇÕES	116
4.1.1 Alterações nas configurações do software.....	116
4.1.2 Alterações na concepção estrutural inicial.....	117
4.1.3 Vigas de transição e remanejamento das vagas de estacionamento	119
4.1.4 Processamento e análise dos parâmetros	122
4.1.4.1 Correção dos deslocamentos excessivos e flechas	124
4.1.4.2 Correção das flechas das vigas por pavimento.....	126
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	139
REFERÊNCIAS	142
ANEXOS	145

1 INTRODUÇÃO

A construção civil, tem como aliada, a tecnologia para guiar o desenvolvimento de projetos nos mais diferentes campos da engenharia civil; e no âmbito do dimensionamento de estruturas, não poderia ser diferente. Antigamente, os projetos estruturais e seus cálculos complexos eram desenvolvidos à mão pelos antigos engenheiros, que buscavam soluções estruturais para estabilidade do sistema de uma edificação, calculando cada pórtico artesanalmente, com maior rigidez e sessões mais robustas, e sem a precisão e a rapidez de algum programa que assessorasse o dimensionamento e acelerasse o processo de análise.

Hoje, graças aos softwares, e com a demanda por prédios mais esbeltos, principalmente nos centros urbanos, percebe-se uma evolução exponencial nas técnicas de dimensionamento dos elementos, vindo à tona o conceito de análise estrutural global do sistema, ou seja, analisando-o não como parte, e sim como todo. Neste trabalho, se utilizou o software Eberick para elaborar um projeto estrutural de um edifício multifamiliar de 9 pavimentos, atendendo a todos os requisitos prescritos pela ABNT NBR 6118: 2014 e as demais normas complementares quanto a segurança e durabilidade, prezando pela economia.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

A finalidade é desenvolver um projeto estrutural de um edifício residencial multifamiliar vertical no software Eberick. Onde serão analisados e justificados diversos parâmetros utilizados, bem como os resultados de seu processamento. Com análise dos resultados, comentários sobre os mesmos e soluções adotadas.

1.1.2 Objetivo Específico

- Desenvolver um projeto estrutural no software Eberick, com base no projeto arquitetônico.
- Analisar os resultados, obtidos do processamento inicial e efetuar as devidas alterações, para que a estrutura tenha sua estabilidade atingida conforme critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118/2014.

- Relatar as dificuldades encontradas durante o desenvolvimento do projeto no software.

1.2 JUSTIFICATIVA

Uma das poucas atribuições exclusivas do engenheiro civil é a concepção estrutural, assunto que requer grande expertise, sendo visto desde o básico até os assuntos mais desenvolvidos referente aos esforços a serem resistidos pelo pórtico, porém somente é possível ter noção da concepção estrutural com o auxílio dos softwares, onde é visualizada a estabilidade global, não abordada na graduação.

Para dimensionar, é necessário fazer um pré-dimensionamento, que se torna cada vez mais assertivo ao longo da prática desenvolvida na utilização do software, bem como as melhores locações dos elementos de travamento.

“Em virtude da complexidade das construções, uma estrutura requer o emprego de diferentes tipos de peças estruturais adequadamente combinadas para a formação do conjunto resistente.” (Alva, 2007. p.1)

Com isto, buscou-se desenvolver uma estrutura, com baixo consumo de concreto e aço, respeitando as imposições arquitetônica e atingindo a estabilidade e durabilidade solicitada em projeto.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho se desenvolverá em 5 capítulos.

O primeiro, contendo a apresentação do trabalho de forma ampla, trazendo informações como objetivo geral, objetivo específico e a justificativa da escolha do tema.

O segundo, discorrendo sobre a fundamentação teórica que usaremos como base de conhecimentos para desenvolver o projeto.

O terceiro, tratando dos detalhes do projeto específico em análise, seu pré-dimensionamento, lançamento no software Ebercik para então dimensionar a estrutura.

O quarto capítulo, discorrendo sobre as alterações feitas em configurações, faremos as análises dos resultados, considerações relativas a estes dois.

No quinto e último capítulo, encontraremos a conclusão, com dificuldade e observações feitas ao longo do desenvolvimento do trabalho e as respectivas medidas tomadas ou sugestão de correção para próximos trabalhos.

Partindo do que é observado em projetos estruturais que visam a implementação de grandes vãos, principalmente em regiões como salão de festas e garagem, e também em relação ao uso de cargas lineares de alvenaria sobre as lajes, indaga-se a seguinte questão: até que ponto o uso de lajes nervuradas permite a utilização, comitantemente, de cargas lineares de parede sobre as lajes e o uso de vãos extensos, sem que haja grandes deformações ou que as torne economicamente e também do ponto de vista do dimensionamento, inviáveis.

2 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

2.1 HISTÓRICO DO CONCRETO ARMADO

Em civilizações dos séculos passados, há evidências do uso de materiais cimentícios nas construções. No Egito antigo, por exemplo, datou-se o uso de uma mistura constituída de gesso impuro (calcinado) na fabricação do cimento aplicado no assentamento dos grandiosos blocos de pedra das pirâmides.

As civilizações Gregas e Romanas foram responsáveis pela produção do primeiro concreto registrado na história, utilizando calcário calcinado misturado com areia, água e fragmentos de pedra e/ou tijolos.

“A utilização do concreto, diferente do atual, mas com características semelhantes, perde-se na Antigüidade: já era conhecido e aplicado nos tempos do Império Romano. Os assírios e babilônios, pioneiros da construção, usaram argila como aglomerante, mas a sua fraca resistência não permitiu um maior desenvolvimento das construções. Os egípcios conseguiram uma ligação mais rígida com argamassa de cal e gesso, como atestam suas pirâmides e seus templos. Os romanos criaram um aglomerante de grande durabilidade adicionando ao calcário determinada cinza vulcânica do Vesúvio, chamada pozzolana”. (Souza Jr, 2003. p.2)

O termo cimento tem sua origem derivada do latim “caementu”, que se refere à pedra natural na Roma antiga. A evolução do material foi precedida por experimentações e estudos iniciados por volta de 1756 pelo engenheiro John Smeaton, que constatou o surgimento de um material sólido após a secagem, resultante da mistura calcinada de calcário e argila. Entretanto, foi no ano de 1824 que o cimento moderno comercializado no mercado atualmente, denominado “cimento Portland”, assumiu essa denotação após ser patenteado pelo construtor britânico Joseph Aspdin, referenciando a região de Portland.

Bastos (2006), citou que o concreto armado (como é conhecido hoje) surgiu por volta de 1850 e permanece com as mesmas características de alta resistência e durabilidade que o consolidou como método construtivo mais utilizado no mundo. Em decorrência dessas características, o cimento é o segundo material mais consumido do mundo, perdendo apenas para água.

Atualmente no Brasil e no mundo, a engenharia civil nos surpreende pelo emprego de novas tecnologias e técnicas rebuscadas quanto ao emprego do concreto e do aço nas mais diversas tipologias construtivas.

2.2 MATERIAIS

Bastos (2006) afirma que, para garantir que o concreto armado cumpra com o que lhe é esperado, quanto ao seu desempenho a resistência e durabilidade, é essencial que haja uma boa aderência entre o concreto simples e a armadura, garantindo que os esforços sejam passados de forma solidária entre ambos e que o trabalho seja realizado de forma simultânea.

A composição do concreto armado começa pela pasta que se dá pela mistura de cimento e água, ao se acrescentar agregado miúdo (areia) temos argamassa. O concreto simples se dá pela mistura da argamassa com o agregado graúdo (brita), por fim ao colocar armadura teremos o concreto armado que é amplamente usado em todo o mundo como elemento estrutural.

Sendo o agregado graúdo (pedra natural) que garante a alta resistência a compressão e durabilidade, porem baixa resistência á tração que é suprida pelo aço, mas que requer a proteção do concreto contra corrosão.

2.2.1 Cimento

Conforme ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), em 3 julho de 2018, o Cimento Portland ganhou para si uma norma própria denominada ABNT NBR 16697/2018 que contém especificações dos 10 (dez) tipos de cimentos Portland, visando a padronização de suas características, bem como de sua resistência, como podemos perceber na Figura 1.

Figura 1 – Designação normatizada, sigla e classe do Cimento Portland

Designação normalizada (tipo)	Subtipo	Sigla	Classe de resistência	Sufixo
Cimento Portland comum	Sem adição	CP I	25, 32 ou 40 ^c	RS ^a ou BC ^b –
	Com adição	CP I-S		
Cimento Portland composto	Com escória granulada de alto forno	CP II-E		
	Com material carbonático	CP II-F		
	Com material pozolânico	CP II-Z		
Cimento Portland de alto-forno		CP III		
Cimento Portland pozolânico		CP IV		
Cimento Portland de alta resistência inicial		CP V	ARI ^d	
Cimento Portland branco	Estrutural	CPB	25, 32 ou 40 ^c	–
	Não estrutural	CPB	–	

^a O sufixo RS significa resistente a sulfatos e se aplica a qualquer tipo de cimento Portland que atenda aos requisitos estabelecidos em 5.3, além dos requisitos para seu tipo e classe originais.

^b O sufixo BC significa baixo calor de hidratação e se aplica a qualquer tipo de cimento Portland que atenda aos requisitos estabelecidos em 5.4, além dos requisitos para seu tipo e classe originais.

^c As classes 25, 32 e 40 representam os valores mínimos de resistência à compressão aos 28 dias de idade, em megapascals (MPa), conforme método de ensaio estabelecido pela ABNT NBR 7215.

^d Cimento Portland de alta resistência inicial, CP V, que apresenta a 1 dia de idade resistência igual ou maior que 14 MPa, quando ensaiado de acordo com a ABNT NBR 7215 e atende aos demais requisitos estabelecidos nesta Norma para esse tipo de cimento.

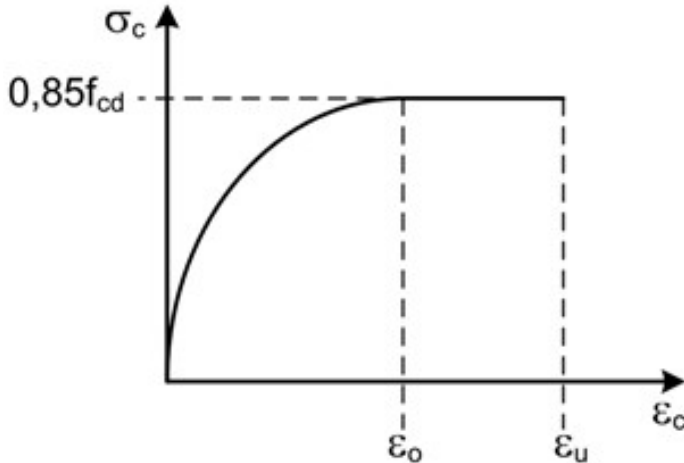
Fonte: Tabela 1 – ABNT NBR 16697 (2018, p.4).

Além disso, a norma incentiva alternativas e tecnologia que possibilitem a redução das emissões de CO₂, buscando atender orientações da Agência Nacional de Energia (EIA) e da Iniciativa da Sustentabilidade do Cimento (CSI).

Segundo a ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland) (2003) além do gesso (usado como retardador de pega), o CP I (Cimento Portland Comum) pode contar com adições de até 5% de material pozzolânico, que comparado com os outros tipos de cimento pode ser dito como sem aditivos por ser o mais puro comercializado. Enquanto o cimento CP II (Cimento Portland Composto) tem em sua composição as adições de escória, pozzolana e fíler em proporções maiores. Já o CP III (Cimento Portland de Alto-Forno) contém maiores adições de escória, variando de 35% a 75%, e o CP IV (Cimento Portland Pozzolânico) pode ter acrescido de 6% a 10% de pozzolana.

O comportamento do concreto no diagrama de tensão-deformação obtido no ensaio de compressão simples é não-linear. Para efeito de dimensionamento, aplica-se o diagrama abaixo, Figura 2, proveniente do diagrama parábola-retângulo. (ARAÚJO, 2014).

Figura 2 - Diagrama tensão-deformação parábola-retângulo



Fonte: Curso de concreto armado - Araújo, Milton (2014, p.112)

O diagrama é descrito pelas seguintes expressões:

$$\sigma_c = 0,85f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^n \right], \text{ se } \varepsilon_c \leq \varepsilon_o$$

$$\sigma_c = 0,85f_{cd}, \text{ se } \varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$$

$$\sigma_c = 0, \text{ se } \varepsilon_c > \varepsilon_u$$

Onde:

- σ_c - tensão correspondente a deformação;
- ε_c - deformação de compressão;
- f_{cd} – resistência à compressão de cálculo e a tensão máxima de compressão é $0,85 \cdot f_{cd}$.

Na Figura 3 os valores dos parâmetros que definem o gráfico.

Figura 3 - Parâmetros do digrama parábola-retângulo

f_{ck} (MPa)	≤ 50	55	60	70	80	90
ε_o (‰)	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_u (‰)	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0	1,75	1,6	1,45	1,4	1,4

Fonte: Curso de concreto armado - Araújo, Milton (2014, p.113)

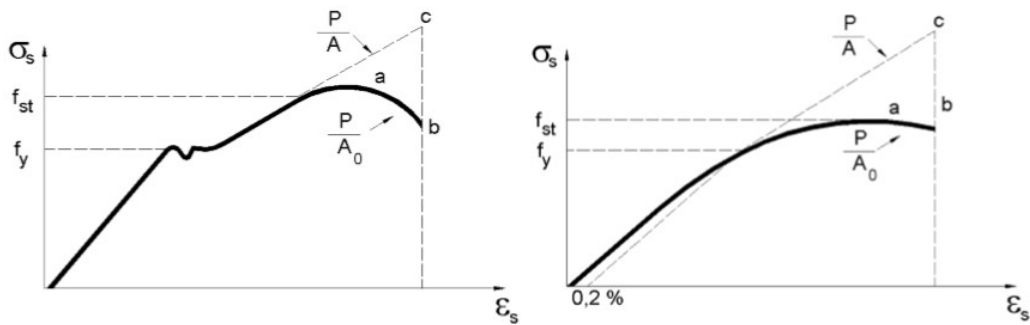
Para $f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$, o coeficiente “n” é igual a 2, e na primeira equação coincide com uma parábola de segundo grau. Para concretos de maior resistência, há uma modificação no diagrama parábola-retângulo, permitindo considerar concretos de elevada resistência.

2.2.2 Aço

Segundo Libânio (2003), o aço é uma liga málica de ferro e pequenas quantidades de carbono, o usado na construção civil possui um teor de carbono na ordem de 0,18% a 0,25%. Entre outras propriedades, o aço apresenta resistência e ductilidade, muito importantes para a Engenharia Civil.

A ductibilidade é a capacidade do material de deformar, no caso do aço maior é a redução de área ou alongamento antes da ruptura, quando um material não possui esta característica, é dito frágil, pois rompe sem deformar. No Gráfico 1 podemos perceber a relação tensão deformação, primeiro para os aços CA25 e CA50 e no segundo CA60.

Gráfico 1 – Tensão x Deformação Aço



Fonte: Libânio – Apostila Estruturas de Concreto/USP (2007, p.3.3).

Conforme ABNT NBR 7480/2007, há duas formas de fazer a laminação das barras aços processo a quente ou tratamento a frio ou encruamento, estes processos de laminação é que determina o valor característico de resistência de escoamento que trazem maior resistência a barra, principalmente a CA-60 seguida da CA-50 ambas entalhadas ou nervuradas enquanto a CA-25 é obrigatoriamente lisa ($\eta=1$). Na Figura 4 temos as espessuras que as barras são encontradas para comercialização (valores expressos em milímetros).

Figura 4 - Diâmetros nominais conforme ABNT NBR 7480/2007

BARRAS $\varnothing \geq 5$ Laminação a Quente												
CA - 25 CA - 50												
5	6,3	8	10	12,5	16	20	22	25	32	40		
FIOS $\varnothing \leq 10$ Laminação a Frio												
CA - 60												
2,4	3,4	3,8	4,2	4,6	5,0	5,5	6,0	6,4	7,0	8,0	9,5	10

Fonte: Libânio – Apostila Estruturas de Concreto/USP (2007, p.3.5).

Ainda segundo a ABNT NBR 7480/2007, os diâmetros de barras são, em milímetros, expressos na Figura 5, a seguir. Outra informação muito importante para o dimensionamento da estrutura é área da sessão transversal, que está expressa em milímetros quadrados.

Figura 5 – Características das barras de aço

Diâmetro nominal ^a mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
Barras	Massa nominal ^b kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm ²	Perímetro mm
6,3	0,245	± 7%	31,2	19,8
8,0	0,395	± 7%	50,3	25,1
10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4
12,5	0,963	± 6%	122,7	39,3
16,0	1,578	± 5%	201,1	50,3
20,0	2,466	± 5%	314,2	62,8
22,0	2,984	± 4%	380,1	69,1
25,0	3,853	± 4%	490,9	78,5
32,0	6,313	± 4%	804,2	100,5
40,0	9,865	± 4%	1256,6	125,7

^a Outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

^b A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m³.

Fonte: Tabela B.2 - ABNT NBR 7480 (2007, p.11).

2.2.3 Água

A água a ser usada para produção de concreto deve ser a potável, pois tendo um maior controle de suas propriedades, asseguram-se que as reações químicas do cimento (também conhecidas como hidratação) sejam possibilitadas pela água da melhor forma possível, pois é este processo que garante as propriedades de durabilidade e resistência do concreto. (BASTOS, 2005).

2.2.4 Agregados

Bastos (2005), afirma que os agregados são de extrema importância no concreto, representando cerca de 70% de sua composição sendo o insumo de menor custo representativo.

Estes são classificados em dois grupos, os miúdos, que muitas vezes é de origem natural como a areia de rio com diâmetro máximo de 4,75 mm, e os graúdos como a brita, geralmente proveniente da britagem de grandes blocos de rocha, variando da “Brita 0” com diâmetros que variam de 4,8 mm á 9,5 mm, até á “Brita 3” com diâmetro de 38 á 75mm, como podemos perceber abaixo, na Figura 6.

Figura 6 – Agregados Graúdos



Fonte: Notas de aula, Estruturas de Concreto I/UNESP – aput: mbvmineração (2005, p.6).

Araújo (2014, p.1) complementa: “Concretos feitos com agregados de seixos arredondados e lisos apresentam uma menor resistência do que concretos feitos com agregados britados”.

2.3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O projeto arquitetônico de uma edificação, pode abrigar inúmeros sistemas estruturais dentro de sua proposta, dentre os quais o engenheiro deverá optar pelo arranjo estrutural mais conivente, tendo em vista as restrições arquitetônicas impostas pelo projeto, sempre prezando

pela economia, segurança e durabilidade das estruturas, e respeitando as exigências impostas pela ABNT NBR 6118/2014 e demais normas vigentes que regem a elaboração de um projeto estrutural. Deve, ainda, haver uma harmonização entre o projeto estrutural e os de instalações complementares, como: instalações elétricas, hidráulicas, ar condicionado, entre outros. Atentando sempre pela compatibilização para que não haja interferências indesejadas, ocasionando em retrabalho já no canteiro de obras durante a execução da mesma. (SOUZA JR., 2003)

“O cálculo, ou dimensionamento, de uma estrutura deve garantir que ela suporte, de forma segura, estável e sem deformações excessivas, todas as solicitações a que estará submetida durante sua execução e utilização”. (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014, p. 46)

Isto posto, afirmar-se que o dimensionamento assertivo está associado à impedir eventuais falhas no funcionamento da estrutura ou em algum elemento específico da mesma, transpondo o significado de ruptura, deixando de se preocupar somente com o risco de vida dos ocupantes, mas sim priorizando a vida útil da edificação como um todo, através de análise estrutural bem detalhada, baseando-se nos métodos de cálculo para as solicitações de cargas máximas de serviço e estado limite último, prevendo possíveis manifestações patológicas provenientes do subdimensionamento das estruturas solicitadas. (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014)

De forma sucinta e dando ênfase ao item 14.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 99) que aborda o assunto:

“A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos em uma parte ou em toda a estrutura. Em outras palavras, a finalidade do cálculo estrutural é garantir, com segurança adequada, que a estrutura mantenha certas características que possibilitem a utilização satisfatória da construção, durante sua vida útil, para as finalidades às quais foi concebida.”

2.3.1 Elementos Estruturais

Muitas são as atribuições atreladas à profissão de engenheiro civil, uma das principais e exclusivas é a concepção estrutural. As universidades, por sua vez, abordam este conhecimento de forma discretizada, deixando de lado a percepção global dos esforços, essenciais para a concepção estrutural, nela que será definido o sistema estrutural, os materiais que serão empregados, esforços e ações a serem considerados, tendo como objetivo o pré-dimensionamento dos elementos que irão compor a estrutura e prever seu comportamento (BARBOSA, 2008).

As edificações de concreto armado, devem ser projetadas para resistir a uma carga na laje de acordo com seu uso, conforme Figura 7, prevista pelo projeto arquitetônico. Determinada a carga e aplicada na laje, pode-se definir o tipo de material a ser usado para resistir a esta carga, respeitando o vão a ser vencido bem como sua espessura, lembrando de respeitar o pé direito mínimo, determinado pela ABNT NBR 15575-1/2013 de 2,50 m e 2,30 m em vestíbulos halls, corredores, instalações sanitárias e despensas.

“...estrutura é um conjunto, um sistema, composto por elementos que se inter-relacionam para desempenhar uma função permanente ou não.” (REBBELO, 2000 pg. 21).

Uma vez definida a carga proveniente dos carregamentos de móveis, objetos ou pessoas, distribuídas nas lajes e acrescidas de seu peso próprio, estas devem ser somadas às cargas de parede, que por economia se sugere que sejam locadas em cima das vigas. As vigas com as cargas que a elas são transmitidas, somadas ao seu peso próprio, são as cargas de primeira ordem a serem suportadas pelos pilares, que por fim descarregam na fundação, última parte constituinte da estrutura antes dos esforços serem distribuído ao solo. (SPOHR, 2008).

2.3.1.1 Lajes

Parizotto (2017), afirma que as lajes recebem esses carregamentos superficiais perpendicularmente ao seu plano, sendo submetidas sobretudo a esforços de flexão. Elas têm de ser dimensionadas de maneira a resistir, sem sofrer grandes deformações, e a transmitir esses esforços como reações para as vigas em seu entorno.

Figura 7 – Valores mínimos das cargas verticais para lajes

Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5	–
	Sala, copa, cozinha	1,5	–
	Sanitários	1,5	–
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2	–
	Quadras esportivas	5 ^a	–
	Salão de festas, salão de jogos	3 ^a	–
	Áreas de uso comum	3 ^a	–
	Academia	3 ^a	–
	Forro acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,1 ^{a,r}	–
	Sótão	2 ^a	–
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,5	–
	Corredores de uso comum	3	–
	Depósitos	3	–
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
	Jardins (ver item nesta Tabela)		

Fonte: Tabela 10 (continuação) – ABNT NBR 6120 (2019, p.20).

2.3.1.1.1 Laje Maciça

Spohr (2008) define laje maciça como sendo uma placa de espessura uniforme e afirma que esta não é adequada para vencer grandes vãos e que seu vão médio econômico é de 3,5 m a 5,5 m. Relata os detalhes de sua estrutura, conforme a Figura 8, e também algumas características desse sistema:

- Apresenta uma grande quantidade de vigas, fato esse que deixa as formas do pavimento muito recortadas, diminuindo a produtividade da construção e o reaproveitamento das formas;
- Grande consumo de formas;
- Existência de muitas vigas, que elevam o consumo de material, mas que por outro lado, formam muitos pórticos, garantindo uma boa rigidez a estrutura;
- Um dos sistemas estruturais mais utilizados nas construções de concreto armado, por isso a mão-de-obra já é bastante treinada;
- O volume de concreto é grande devido ao consumo nas lajes.

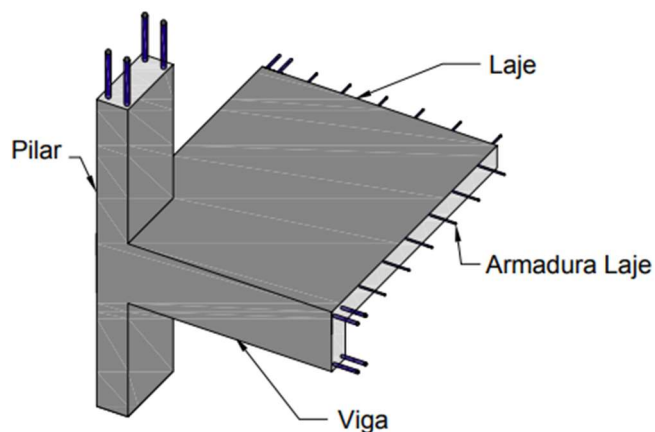
Tratando-se da espessura, conforme indica a ABNT NBR 6118 (2014, p.74), os limites mínimos para laje maciça são:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;

- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{l}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{l}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

As lajes tradicionais (maciças) segundo Amorin (2018), podem ser classificadas em dois tipos quanto a forma como são armadas, variando de acordo com suas dimensões horizontais. Se a relação entre estes dois vãos for menor ou igual a 2, serão armadas em duas direções.

Figura 8 – Corte esquemático de estrutura com laje maciça, com armadura bidirecional



Fonte: Spohr (2008, p.21).

Nas lajes em balanço, os esforços solicitantes de cálculo, devem ser majorados pelo coeficiente (γ_n), conforme apresentado na Figura 9.

Figura 9 – Valores do Coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço

h cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45
<p>onde</p> $\gamma_n = 1,95 - 0,05 h;$ <p>h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).</p> <p>NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.</p>										

Fonte: Tabela 13.2 – ABNT NBR 6118 (2014, p.74).

2.3.1.1.2 Laje Nervurada

Bastos (2005), diz que as lajes nervuradas são especialmente indicadas para vencer grandes vãos, resultando ainda em um menor número de pilares e vigas. Este fator se deve a zona de tração está localizada nas nervuras, e pelo baixo peso do material inerte usado para preenchimento. Podendo ela ser armada em uma (unidirecional) ou duas direções (em cruz ou bidirecional), dependendo da existência de nervura em apenas um sentido ou nos dois. Libânio (2003) completa, essas vigotas são capazes de suportar seu peso próprio e as ações de construção, necessitando apenas de apoios intermediários, sem necessidade de forma sob toda sua estrutura como é o caso das maciças.

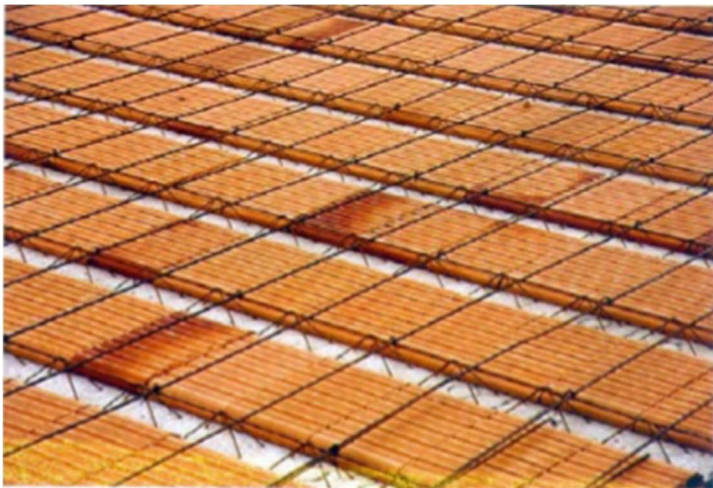
Conforme ABNT NBR 6118 (2014, p.75), para o projeto das lajes nervuradas, devem ser obedecidas as seguintes condições:

- Quando o espaçamento entre eixos de nervuras for menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- Onde o espaçamento entre eixos de nervuras for entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;
- Quando o entre eixos de nervuras for maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

Onde a espessura da mesa “hf”, quando não existirem tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a $1/15$ da distância entre as faces das nervuras (l_o) e não menor que 4 cm. Já no caso de haverem tubulações embutidas na laje, o valor mínimo absoluto da espessura da mesa deve ser 5 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm. Para tubulações com diâmetro Φ maior que 10 mm, a mesa deve ter a espessura mínima de $4\text{ cm} + \Phi$, ou $4\text{ cm} + 2\Phi$ no caso de haver cruzamento destas tubulações. (ABNT NBR 6118 2014)

A espessura das nervuras ($h-h_f$) não pode ser inferior a 5 cm.

Figura 10 –Laje Nervurada Treliçada (pré-fabricada)



Fonte: Estruturas de Concreto 1 - Bastos (2005)

Como cita Bastos (2005), a resistência do material de enchimento (materiais inertes) como o tijolo furado cerâmico ou de concreto, bloco EPS, caixotes reaproveitáveis, não é considerada, ou seja, não contribui no aumento a resistência, apenas por serem mais leves que o concreto, diminuem o peso próprio da laje. São as nervuras, unidas e solidarizadas pela mesa (ou capa), que proporcionam a necessária resistência e rigidez.

Conforme Barboza (2008), em lajes nervuradas geralmente se considera como se esta estivessem apoiadas nas vigas, ou seja, sem engastes. Assim, evitamos o momento negativo, que tracionam a mesa e comprimem a nervura.

2.3.1.2 Vigas

Parizotto (2017) afirma, os esforços predominantes nas vigas são de flexão, devido a distância do carregamento ao apoio, e o esforço de cisalhamento, causado pela reação do pilar

ao carregamento da viga próximo aos apoios, tendendo ao corte. Estas ações são recebidas de forma linear e perpendicular ao seu eixo longitudinal.

Conforme ABNT NBR 6118 (2014, p.76), item 13.3, devem ser obedecidas as seguintes condições:

- Vigas isostáticas com relação $l/h \geq 2,0$ e às vigas contínuas com relação $l/h \geq 3,0$, em que l é o comprimento do vão teórico (ou o dobro do comprimento teórico, no caso de balanço) e h é a altura total da viga.
- O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:
- Na direção horizontal (a_h):
20 mm;
Diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo;
- Na direção vertical (a_v):
20 mm;
Diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
0,5 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

No que diz respeito a dimensão mínima a ABNT NBR 6118 (2014), item 13.2.2 diz que a seção transversal da viga deve ser no mínimo 12 cm e a viga-parede 15 cm. Em casos excepcionais esses valores podem ser, se respeitado algumas condições, reduzido a 10 cm.

2.3.1.3 Pilares

Barboza (2008), diz que sem dúvida, são os elementos mais importantes da edificação, pelo seu papel decisivo de transmitir todas as ações verticais (vindas das lajes e vigas) quanto as horizontais (provenientes do vento) até o solo. Além disso, são os grandes responsáveis pela estabilidade global.

“Os pilares são os responsáveis pelas transmissões dos carregamentos de pavimento por pavimento até chegar às fundações. Esses elementos recebem as reações pontuais das vigas e de possíveis pilares do pavimento acima, gerando principalmente solicitações de compressão e possíveis momentos fletores devido à descontinuidade das vigas.” (Parizotto, 2017, p.20)

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), o item 13.2.3 determina que os pilares devem ter dimensão mínima de 19 cm, podendo ter dimensões de até 14 cm se multipliquem os esforços pelo coeficiente adicional γ_n , com valores indicados na Figura 11, variando de acordo com a seção do pilar, mas em nenhum caso a área da seção transversal do pilar poderá ser inferior a 360 cm².

Figura 11 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

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

Fonte: Tabela 13.1 – ABNT NBR 6118 (2014, p.73).

2.3.1.4 Fundação

Ao receber toda a descida de cargas da estrutura, as fundações têm de ser dimensionadas para transferir esses esforços para o solo, essa transferência pode se dar de forma direta ou indireta.

Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), a fundação rasa ou superficial recebe este nome pois sua profundidade de assentamento em relação ao terreno é inferior a duas vezes a sua menor dimensão. E pode ser encontrada nas bibliografias também como direta, pois transmite a carga para o solo basicamente através da pressão distribuída em sua base. Esta se pode ser encontrada de diferentes formas, como: sapatas, blocos, radier, sapatas associadas, vigas de fundação e sapatas corridas. Na Figura 12, se observa algumas características pertinentes a este tipo de fundação.

Figura 12 – Características Fundação Superficial

Tipos	Quando utilizar	Custo	Características Executivas
Bloco	Utilizados quando o solo apresenta alta resistência, não havendo restrição ao emprego em cargas elevadas	Baixo	Simples execução
Sapata		Baixo, porém maior que o bloco para cargas reduzidas	Simples execução Pode assumir diversas formas geométricas, para facilitar o apoio de pilares com formatos excêntricos.
Radier	Quando as sapatas se aproximam umas das outras ou se sobrepõem Quando se deseja uniformizar os recalques	Custo alto	Prazo alto, devido a necessidade de deixar toda a área a ser executada desimpedida antes de iniciar o serviço.

Fonte: Manual de Estruturas, Fundações – ABCP (2003, p.9).

Fundação profunda, transmite a carga de duas formas para o solo, pela resistência de ponta e pelo atrito lateral, ou pela combinação de ambos. Esta está assentada no mínimo a três metros, salvo justificativa. As principais formas são estacas, tubulões e caixões, algumas de suas características podem ser percebidas na Figura 13, abaixo.

Figura 13 – Características Fundações Profundas

Produtividade		Capacidade de carga	Profundidade máxima	Vibrações causadas
Estacas pré-fabricadas				
Metálica	50 m diários, ocorrendo variações em função das características do solo, profundidade da fundação, condições do terreno e distância entre estacas	20 a 200 tf	Não possui limitação de profundidade. A estaca possui aproximadamente 12 m, podendo ser emendadas.	Apresenta problemas de barulho durante a cravação. Podem ser cravadas sem causar grandes vibrações
Concreto	50 m diários, ocorrendo variações em função das características do solo, profundidade da fundação, condições do terreno e distância entre estacas	25 a 170 tf	Depende do tipo de estaca, variando de 8 a 12 m. Podem ser emendadas.	Apresenta problemas de barulho e vibrações durante a cravação
Estacas escavadas				
Raiz	30 m diários	10 a 180 tf		Ausência de vibrações
Hélice contínua	150 a 400 m por dia, dependendo da profundidade da estaca, do diâmetro da hélice, do tipo e resistência do terreno e do torque do equipamento	25 a 390 tf	20 a 24m, existindo alguns equipamentos que chegam a 30 m	Não produz distúrbios, vibrações e descompressão do terreno

Fonte: Manual de Estruturas, Fundações – ABCP (2003, p.10).

2.4 AÇÕES

“Denomina-se ação qualquer influência, ou conjunto de influências, capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em urna estrutura”. (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014, p. 53)

A ABNT NBR 6118 (2014), item 11.2.1, menciona a importância de se considerar todas as ações na análise estrutural que possam vir a causar efeitos significativos em relação a integridade da estrutura, levando em conta os estados limites de serviço e último respectivos a estas ações.

A ABNT NBR 8681 (2003), item 4.2.1, classifica as ações da seguinte forma:

- ações permanentes;
- ações variáveis;
- ações excepcionais.

2.4.1 Ações permanentes (ABNT NBR 8681:2003, item 4.2.1.1)

2.4.1.1 Diretas

Peso próprio dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, o peso dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas.

2.4.1.2 Indiretas

Referem-se a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

2.4.2 Ações Variáveis (ABNT NBR 8681:2003, item 4.2.1.2)

São as cargas acidentais das construções. Entre as principais podemos destacar o efeito do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio, entre outras. São classificadas em normais ou especiais, de acordo com a probabilidade de ocorrência durante a vida útil da edificação:

- normais: ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;
- especiais: ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais, elas também devem ser admitidas como ações variáveis.

2.4.3 Excepcionais (ABNT NBR 8681:2003, item 4.2.1.3)

São ações em função de causas, como por exemplo: choques de veículos, explosões, incêndios, enchentes, entre outros. Incêndios também podem vir a ser considerados como redução de resistência da estrutura, ao invés de serem considerados como uma ação excepcional.

2.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações últimas possuem 3 classificações, segundo a ABNT NBR 8681 (2003):

- Combinações últimas normais: em cada combinação incluem-se as ações permanentes e ação variável principal, com seus valores característicos, e as ações variáveis secundárias, em que seus valores são minorados;
- Combinações últimas especiais ou de construção: em cada combinação incluem-se as ações permanentes e a ação variável especial, quando houver, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com possibilidade de ocorrência não desprezível, ocorrendo simultaneamente, com seus valores minorados de combinação;
- Combinações últimas excepcionais: em cada combinação incluem-se as ações permanentes e a ação variável excepcional (quando houver), e as demais ações variáveis sem descartar a possibilidade de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação.

“A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.” (ABNT NBR 6118, 2014, p.16), item 11.8)

Nas Figura 14 e 13 da ABNT NBR 6118 (2014), podemos observar o esquema com as combinações:

Figura 14 - Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,\min}, \text{ onde: } Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
Excepcionais ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$
<p>onde</p> <p>F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;</p> <p>F_{gk} representa as ações permanentes diretas;</p> <p>$F_{\varepsilon k}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;</p> <p>F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;</p>		

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.67).

Figura 15 - Combinações últimas (continuação)

$\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}$	ver Tabela 11.1;
ψ_{oj}, ψ_{oe}	ver Tabela 11.2;
F_{sd}	representa as ações estabilizantes;
F_{nd}	representa as ações não estabilizantes;
G_{sk}	é o valor característico da ação permanente estabilizante;
R_d	é o esforço resistente considerado estabilizante, quando houver;
G_{nk}	é o valor característico da ação permanente instabilizante;
$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{oj} Q_{jk}$	
Q_{nk}	é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;
Q_{1k}	é o valor característico da ação variável instabilizante considerada principal;
ψ_{oj} e Q_{jk}	são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;
$Q_{s,min}$	é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.
<p>^a No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.</p> <p>^b Quando F_{q1k} ou F_{q1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, ψ_{oj} pode ser substituído por ψ_{2j}. Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.</p>	

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.68)

2.6 ESTADO LIMITE

Uma edificação bem estruturada deve atender alguns requisitos primordiais como: durabilidade, funcionalidade e segurança, suprimindo as exigências para as quais foi projetada. Dizemos que um sistema estrutural atinge o seu estado limite quando se torna inviabilizada a integridade da estrutura de forma efetiva, por haver colapso ou ruína estrutural, acarretando na paralisação de parte ou de toda a estrutura; ou que ela deixe de atender quaisquer dos requisitos acima mencionados. (CAMACHO, 2005).

Para o cálculo de estruturas de concreto armado, pressupõe-se que a estrutura possa atingir o seu estado limite de ordem estrutural ou também de ordem funcional:

- Estado Limite Último;
- Estado Limite de Serviço.

2.6.1 Estado Limite Último

Refere-se ao esgotamento da capacidade resistente da estrutura, ou seja, significa dizer que a estrutura veio ao colapso ou apresentou algum tipo de ruína estrutural, colocando em risco a vida dos habitantes pela falta de segurança. (CAMACHO, 2005).

Segundo a ANBT ABNT NBR 6118 (2014) item 10.3, a segurança das estruturas deve obedecer aos seguintes critérios:

- estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais;
- estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- estado-limite último de colapso progressivo;
- estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200 (2012);
- estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421 (2006);
- casos especiais.

2.6.1.1 Ações e solicitações de cálculo

Os valores de cálculo das ações são o produto das solicitações características pelos coeficientes de ponderação γ_f , fornecidos na Figura 14. Os coeficientes abaixo (γ_g , γ_q e γ_e) são o desmembramento do coeficiente γ_f em suas particularidades, descritos abaixo: (CAMACHO, 2005).

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k$$

Figura 16 - Coeficiente de γ_f

Valores de γ_f	γ_g	γ_q	γ_ε
Efeito favorável	1,4	1,4	1,2
Efeito desfavorável	0,9	1,4	1,2

Fonte: Camacho (2005, p.10)

Onde:

- γ_g - ações (ou solicitações) permanentes;
- γ_q - ações (ou solicitações) variáveis diretas;
- γ_ε - deformações impostas.

Linearmente (elástico), o cálculo para obtenção de S_d pode ser aplicado à ação característica ou diretamente à solicitação característica, como mostra a expressão abaixo:

$$S_d = \gamma_f \cdot S_k = \gamma_f \cdot (\text{efeito de } F_k)$$

Se a solicitação for calculada não-linearmente, o coeficiente γ_f deverá ser aplicado à ação característica, como mostra a seguir:

$$S_d = \text{efeito de } (\gamma_f \cdot F_k)$$

A aplicação dos coeficientes de ponderação γ_f nos respectivos valores característicos a fim de majorar as solicitações para estado limite último, serão cálculos pelas combinações como demonstra as fórmulas abaixo e, após, utiliza-se o valor mais desfavorável das duas hipóteses:

$$S_d = 1,4 \cdot S_{gk} + 1,4 \cdot S_{qk} + 1,2 \cdot S_{\varepsilon k}$$

$$S_d = 0,9 \cdot S_{gk} + 1,4 \cdot S_{qk} + 1,2 \cdot S_{\varepsilon k}$$

Onde:

- S_d – solicitação de cálculo;
- S_{gk} – valor característico da solicitação devido às cargas permanentes;
- S_{qk} – valor característico da solicitação devido às cargas acidentais;
- $S_{\varepsilon k}$ - valor característico da solicitação devido às deformações impostas.

Utiliza-se o coeficiente 0,9 quando a atuação da carga permanente for favorável do ponto de vista da segurança da estrutura. Se tratando de edifícios pode-se usar apenas a primeira equação.

2.6.3 Estado Limite de Serviço

Os estados limites de serviço, como descrito pela ABNT NBR 6118/2014 item 10.4, estão relacionados ao conforto dos usuários e a durabilidade das estruturas, aparência e a boa utilização das mesmas; oriundas de uma das seguintes causas:

- Estado limite de formação de fissuras;
- Estado limite de abertura de fissuras;
- Estado limite de deformações excessivas;
- Estado limite de vibrações excessivas;
- Casos especiais.

2.6.3.1 Ações e solicitações de cálculo

Ainda segundo Camacho (2005), majoração para os estados últimos de serviço é determinada pela equação abaixo. Geralmente não se considera a ação do vento.

$$S_d = S_{gk} + \chi.S_{qk1} + S_{\varepsilon k}$$

Onde:

- S_d – solicitação de cálculo;
- S_{gk} – valor característicos da solicitação devido às cargas permanentes;
- χ – 0,7 para estruturas de edifícios e 0,5 para demais estruturas;
- S_{qk1} – valor característico devido às cargas acidentais;
- $S_{\varepsilon k}$ – valor característico da solicitação devido às deformações impostas.

2.7 ESTABILIDADE GLOBAL

O crescimento urbano, principalmente nas grandes cidades, decorrentes do aumento populacional tem tornado cada vez mais escasso o número de habitações unifamiliares e também a disponibilidade por lotes e terrenos nestes centros, impactando na valorização do imóvel de um modo geral. Soluções como a ocupação do solo em espaços cada vez mais reduzidos com o aumento do número de pavimentos, paralelo à diminuição da projeção de área construída de edifícios residenciais, são uma realidade presente no atual panorama da construção civil. Consequentemente, os sistemas estruturais tornaram-se mais complexos do ponto de vista da análise de estabilidade global, e neste cenário caminha a evolução de técnicas para dimensionamento dos elementos estruturais mais precisas e rebuscadas por meio de tecnologias que viabilizem esta tendência, possibilitando a análise estrutural global do sistema e atendendo a demanda por prédios verticais cada vez mais esbeltos. (PAIXÃO; ALVES, 2016).

Em 1901, em Paris, foi registrado o primeiro edifício utilizando o concreto armado como método construtivo, e a partir daí difundiu-se pelo mundo o seu uso. Pela escassez de recursos e sem tecnologias avançadas para verificação da análise de estabilidade global, a segurança era garantida pela utilização de estruturas com seções mais robustas, inutilizando ambientes. Fachadas em alvenaria eram utilizadas como contraventamento do pórtico das estruturas para resistir aos esforços horizontais. No Brasil, por volta da década de 1960, era muito comum a utilização de pilares-paredes como forma de travamento de escadas e elevadores, conferindo rigidez elevada ao sistema. Com o decorrer do tempo, observou-se maior plasticidade e leveza na arquitetura, com notoriedade em fachadas, utilizando outras formas de vedação como o vidro, em função da diminuição das seções dos elementos a partir do uso de concreto com maior resistência. (ARAÚJO; 2016).

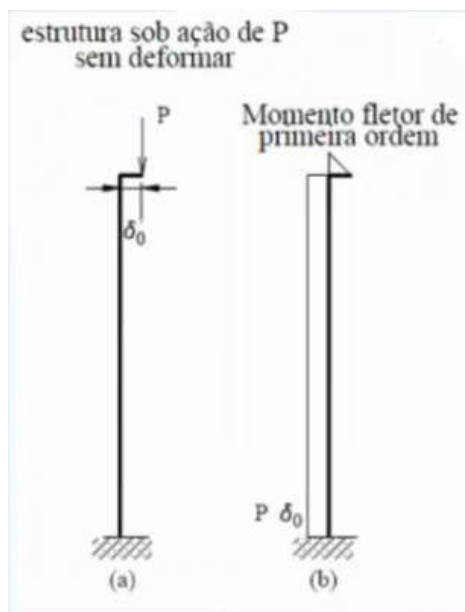
Hoje, o uso de softwares, como o Eberick, para cálculo de projetos estruturais, facilita a verticalização dos edifícios, com as análises facilmente acessadas no software, agilizando a concepção estrutural, visto a necessidade de análise atenta dos efeitos de segunda ordem, frente as ações do vento, simultaneamente com os demais esforços atuantes na estrutura. A economia é viabilizada com segurança, pela análise global por se ter um parâmetro de interação do equilíbrio da estrutura, permitindo ao projetista deixar a estrutura mais flexibilizada, mantendo a segurança. (PAIXÃO; ALVES, 2016)

2.7.1 Efeitos de Primeira Ordem

Além das forças gravitacionais, as estruturas podem estar sujeitas a ações laterais, principalmente os efeitos causados pela ação do vento. Quando há muitos pavimentos em uma edificação, e especialmente se a mesma possui projeção de área relativamente pequena em relação a sua altura, a instabilidade aumentará devido a esta carga lateral. Tendo em vista um grau de rigidez alto para a estrutura, mesmo neste caso, deve-se avaliar se essas ações horizontais são significativas e se devem ou não ser levadas em conta no cálculo de dimensionamento. (CARVALHO; MIRANDA, 2014)

Na Figura 15, observa-se uma carga atuando no topo de uma estrutura vertical, de base engastada, com uma carga prevista no topo com excentricidade δ_0 . Neste caso, não houve deformação na estrutura, situação em que chamamos o momento fletor de primeira ordem, apresentando o mesmo valor para qualquer que seja a seção a ser considerada igual a $M = P \cdot \delta_0$. (CARVALHO; MIRANDA, 2014)

Figura 17 - Estrutura submetida à carga vertical e efeito de primeira ordem



Fonte: Carvalho e Miranda (Volume 2, p.181)

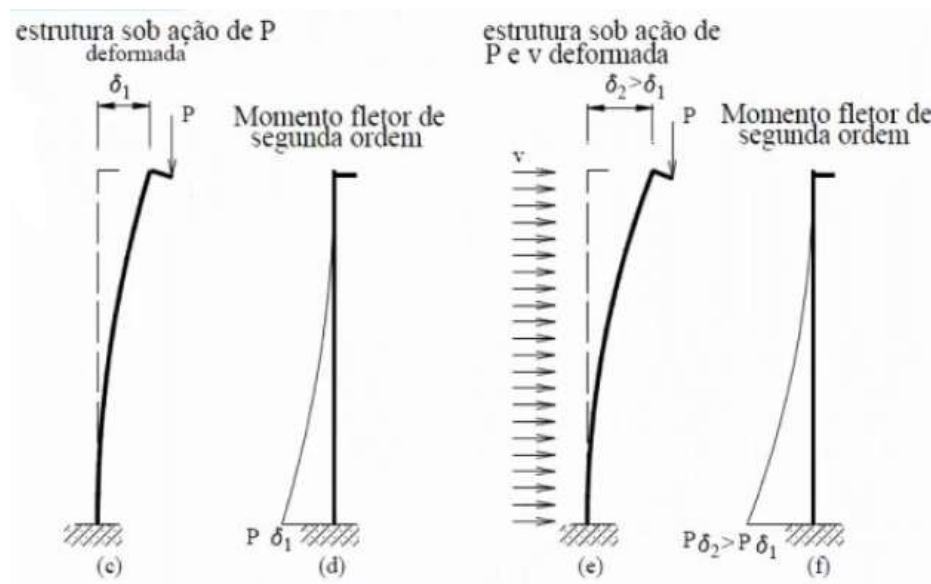
2.7.2 Efeitos de Segunda Ordem

Segundo a ABNT NBR 6118/2014, item 15.2, os efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura

é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a situação deformada.

Isto posto, a partir do mesmo esquema, considerando uma deformação devido a ação da carga “P”, surgem momentos fletores considerados de segunda ordem Figura 16 (d). Quando a estrutura também passa a receber a ação lateral do vento, representada por uma carga uniforme de intensidade “v” Figura 16 (e), surgem efeitos de segunda ordem mais expressivos. Havendo alto grau de rigidez, considera-se desprezíveis os efeitos de segunda ordem com valor até 10% do momento de primeira ordem. (CARVALHO; MIRANDA, 2014)

Figura 18 - Estrutura submetida à carga vertical e à ação lateral do vento (v)



Fonte: Carvalho e Miranda (Volume 2, p. 181)

Diante do exposto, classificou-se, segundo a ABNT NBR 6118 (2014), item 15.4.2:

- Estruturas de nós fixo: Quando o deslocamento horizontal dos nós são pequenos (abaixo dos 10% mencionados no exemplo acima), podendo considerar apenas os efeitos locais e localizados de segunda ordem.
- Estruturas de nós móveis: Quando os deslocamentos horizontais não são pequenos, e em decorrência dos efeitos de segunda ordem são relevantes (superiores aos 10% no exemplo acima), devendo ser considerados tanto os efeitos de segunda ordem globais quanto os locais e localizados.

2.7.3 Contraventamento

Segundo Longo (2019), na análise de edifícios esbeltos, com intuito de garantir a estabilidade global da estrutura sem maiores custos no orçamento global da obra, soluções como sistemas de contraventamento são adotados; e a utilização de um ou mais sistemas depende da altura da edificação e da sua geometria. Vale ressaltar que os elementos estruturais que não se enquadram neste contexto são chamados de sistema contraventados. Como elementos de contraventamento, se tem:

- Pilares e vigas;
- Pilares-parede;
- Enrijecedores inclinados formando treliças;
- Núcleos rígidos formados pela associação de pilares-parede;
- Sistemas tubulares (associação de elementos rígidos no contorno das fachadas).

2.7.4 Coeficiente ALFA (α)

Analisa-se a partir do coeficiente α a estrutura quanto a sua instabilidade e a necessidade de consideração de efeitos de segunda ordem, classificando o sistema da edificação como de nós fixos ou de nós móveis, como sugere a equação abaixo: (CARVALHO; MIRANDA, 2014)

$$\alpha = H_{\text{tot}} \cdot \sqrt{N_k} / (E_C \cdot I_c)$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ se } n \geq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se } n \geq 4$$

Onde:

- n – número de níveis (andares) acima da fundação;
- H_{tot} = altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação;
- N_k = somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H), com seu valor característico;
- $E_C \cdot I_c$ = somatória das rigidezes de todos os pilares na direção considerada; no caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez $E_C \cdot I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

Caso o parâmetro de instabilidade α for menor que α_1 , a estrutura é classificada como de nós fixos, situação onde a mesma não precisará de análise de segunda ordem, haja vista que os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, conseqüentemente, os efeitos de segunda ordem não necessitarão ser analisados. Se for maior que α_1 , será classificada como sendo de nós móveis.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), item 15.5.2, para os casos de pilares-parede e pórticos associados a pilares-parede, adota-se $\alpha_1 = 0,6$. Quando houver contraventamento apenas por pilares-parede, usa-se $\alpha_1 = 0,7$ e, na situação de só haver pórticos, $\alpha_1=0,6$.

2.7.5 Coeficiente GAMA-Z

“O coeficiente γ_z (Gama z) tem por principal objetivo classificar a estrutura quanto à deslocabilidade dos nós, a fim de destacar o quão significativos são os esforços de 2ª ordem globais para efeitos de cálculo”. (LONGO, 2019, p.1)

O coeficiente ‘gama z’ é determinado após obtenção do coeficiente alfa (descrito no item 2.1.4) na avaliação do sistema estrutural, constatando se o valor de α_1 foi maior que o limite α_1 para a estrutura em análise, sendo então, classificada como nós móveis; necessitando analisar os efeitos de segunda ordem. (LONGO, 2019).

Como descrito por Carvalho e Miranda (2014), o cálculo de ‘gama z’ é válido para estruturas reticuladas em edificações a partir de quatro pavimentos e é determinado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

$$M_{1,tot,d} = \sum(FH_{id} \cdot X_i)$$

$$M_{tot,d} = \sum(P_{id} \cdot Y_i)$$

Onde:

- $M_{1,tot,d}$ - momento de tombamento (é a soma dos momentos de todas as forças horizontais);
- $M_{tot,d}$ - soma do produto de todas as forças verticais atuantes na estrutura.
- FH_{id} - força horizontal no pavimento i;
- X_i - distância do pavimento i até a base da edificação;
- P_{id} - força vertical do andar i;
- y_i - deslocamento horizontal do pavimento i.

A ABNT NBR 6118 (2014), item 15.7.2, ainda cita que, para se estimar os efeitos globais de segunda ordem, avalia-se os efeitos finais, somando o de primeira e de segunda ordem, majorando-se os esforços horizontais por $0,95 \cdot \gamma_z$, válido para $\gamma_z \geq 1,3$.

2.8 QUALIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

2.8.1 Classificação dos requisitos de qualidade da estrutura

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), item 5.1.2, a classificação quanto a qualidade das estruturas de concreto são:

- Capacidade resistente: consiste na segurança à ruptura;
- Desempenho em serviço: consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização durante sua vida útil, não podendo apresentar danos que comprometam parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada;
- Durabilidade: consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

Com relação as condições impostas ao projeto, segundo a ABNT NBR 6118 (2014), item 5.2, basicamente ele deve apresentar, de forma clara, todas as informações necessárias para a execução da estrutura em campo, atendendo aos requisitos tanto da ABNT NBR 6118 (2014), quanto às normas complementares que auxiliam na elaboração do projeto estrutural. (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).

2.8.2 Durabilidade

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p.15), item 6.1, quanto as exigências relacionadas a durabilidade:

As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas em projeto, de acordo com sua localização, se conserve segura, estável e apta para cumprir o prazo correspondente à sua vida útil.

Observa-se uma preocupação das normas quanto a durabilidade das estruturas de concreto de maneira notável, cada vez mais rígidas se tratando da fase de projeto, e também de

execução; haja vista a displicência com que os profissionais responsáveis pela elaboração de projetos e como os construtores tem lidado com essa temática. Essas exigências estão associadas à garantia da conservação das características da estrutura ao longo da sua vida útil, visto que, durante este período, não deverá haver a necessidade de medidas extras de manutenção ou reparação na estrutura (ARAÚJO, 2014).

2.8.3 Vida útil

O item 6.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014, p.15) cita:

“Por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor.”

Em termos técnicos, pode-se aferir que a vida útil é o período que leva a estrutura até a despassivação da armadura, em que inicia a corrosão do aço, considerada a janela de tempo necessária para que a ação da carbonatação e dos íons cloreto tenham atingido a armadura.

Existem formas de retardar este evento, como o aumento da espessura de cobrimento do concreto, redução do fator água cimento no traço e com revestimentos (ARAÚJO, 2014)

“Geralmente, as normas de projeto consideram uma vida útil mínima de 50 anos para as estruturas usuais dos edifícios. Para obras de maior importância, pode ser necessário estabelecer critérios correspondentes a uma vida útil maior como, por exemplo, 100 anos”. (ARAÚJO, 2014, p. 60)

Na Figura 19, observa-se os tempos de vida útil:

Figura 19 - Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto

Categoria	Vida útil (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias ¹⁾
2	10 a 25	Componentes estruturais que possam ser substituídos
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas similares
1) As estruturas ou componentes estruturais que possam ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.		

Fonte: Araújo; José Milton (2014, p. 60)

É interessante salientar a diferença entre vida útil de projeto e vida total, que para esta corresponde ao período que leva a estrutura até a ruptura total ou parcial. (ARAÚJO, 2014).

Ainda há outros fatores, além dos já citados, responsáveis pela depreciação das estruturas e durabilidade do concreto; estes estão associados aos proprietários do imóvel ou do usuário, que devem tomar medidas cautelosas para não vir a danificar as estruturas, vindo a expor a mesma tanto em relação a agentes agressivos, como propriamente vindo a levá-la a ruína. (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014)

2.8.4 Classe de Agressividade Ambiental

“Uma das principais responsáveis pela perda de qualidade e durabilidade das estruturas é a agressividade do meio ambiente”. (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014, p. 65).

A ABNT NBR 6118 (2014, p.16), item 6.4.1, menciona:

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

Entre as medidas que devem ser tomadas para que se possa iniciar um projeto estrutural, garantindo a sua durabilidade, é a identificação da região onde a obra será executada e em quais condições será utilizada, a partir daí definir a classe de agressividade ambiental, classificada de acordo com a Figura 20, abaixo. (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).

Figura 20 - Classes de Agressividade Ambiental (CAA)

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

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

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

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

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

Define-se, a partir da classe de agressividade ambiental, o valor mínimo de resistência característica do concreto (f_{ck}) e o valor máximo do fator água/cimento, fornecido na Figura 219 abaixo. Se tratando do tipo de concreto utilizado na execução das estruturas, deve-se obedecer à ABNT NBR 12655 (2015) e as classes do mesmo segue a ABNT NBR 8953 (2009), que trata a respeito de concretos para fins estruturais. (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).

Figura 21 - Correspondência Entre a Classe de Agressividade e a Qualidade

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

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

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

Ainda, por meio da classe de agressividade, determina-se o cobrimento mínimo da armadura que deve ser utilizado, conforme elucidado na Figura 22.

Figura 22 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

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

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

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

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

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

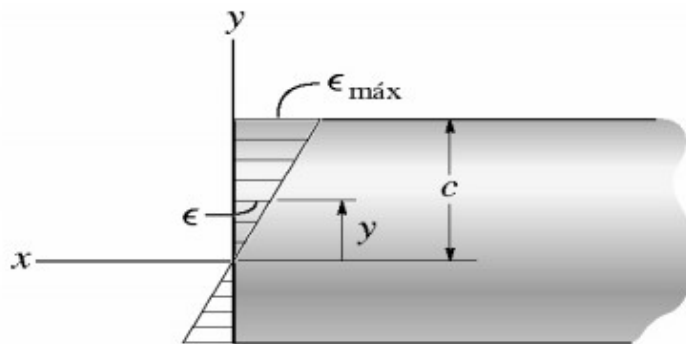
Fonte: Tabela 7.2 – ABNT NBR 6118 (2014, p.20).

2.9 HIPÓTESES BÁSICAS DE DIMENSIONAMENTO

2.9.1 Seções Planas

Considera-se que uma seção transversal do elemento deformado, após a deformação, permaneça indeformável como na condição inicial. Resultando, assim, em uma distribuição linear e igualitária das deformações normais ao longo da altura das seções transversais, em que a deformação em qualquer ponto do elemento da seção seja diretamente proporcional a sua distância até a linha neutra, como exemplificado na Figura 21. (ARAÚJO, 2014)

Figura 23 - Variação da Deformação Normal (vista lateral)



Fonte: Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado - Garcez (2012, p.12)

2.9.2 Aderência Perfeita

Considera-se em toda a extensão do elemento, uma aderência perfeita entre o aço e o concreto, ou seja, a armadura estará sujeita as mesmas deformações do concreto. Em qualquer ponto da seção transversal, a deformação calculada será embasada na hipótese da seção plana, independentemente se o ponto de estudo será pertencente ao aço ou ao concreto. (ARAÚJO, 2014)

2.9.3 Concreto à Tração

Nesta hipótese é desconsiderada a resistência a tração do concreto, sendo a armadura a única responsável por resistir aos esforços. A resistência a tração do concreto só é importante nas condições de serviço, como esta hipótese é considerada para efeito de dimensionamento (no estado limite último), esta colaboração do concreto é desprezada. (ARAÚJO, 2014)

Figura 24 - Desconsideração do concreto tracionado



Figura: Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado - Garcez (2012, p.14)

2.10 EBERICK

O software Eberick, usado para modelagem estrutural, atendendo ao conceito BIM e desenvolvido na cidade de Florianópolis, foi escolhido por ser referência nacional de qualidade e por ter sido neste que teve início o contato, durante a graduação.

Possui um ambiente próprio e específico para modelagem dos elementos estruturais (lajes, vigas, pilares, escadas...) criando um modelo 3D para melhor visualização dos pórticos, sendo o projeto para obras residências, de infraestrutura, comerciais ou especiais. Gerando também o detalhamento de plantas de forma, locação e cortes com opções de adequação de acordo com as necessidades de detalhamento para apresentação estabelecidas pelo projetista. (ALTOQI, 2019)

Dimensionando a estrutura segundo as normas brasileiras, o sistema verifica os elementos para o Estado Limite Último e de Serviço (ELU e ELS), demonstrando em tabelas os resultados do dimensionamento, especificando os esforços e as áreas de aço de cada peça, trazendo maior confiabilidade para o projetista. (ALTOQI, 2019).

O programa gera as pranchas de formas automatizada, o memorial de cálculo dos elementos, análise de estabilidade global, esforços e cargas de fundação, critérios adotados, dados da norma utilizada para análise e dimensionamento dos elementos estruturais. (ALTOQI, 2019)

Cabe ao projetista a definição da concepção, das configurações no sistema, adequando às necessidades do projeto, a ser realizado. Há diversos parâmetros que merecem atenção, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118/2014, entre eles: agressividade ambiental,

vento, métodos de cálculo, valores limites para verificações de serviço, entre outros. (LONGO, LUIS 2019)

2.10.1 Configuração de materiais e durabilidade

Dentre as configurações que preconizam o dimensionamento, temos a aba de “materiais de durabilidade”, acessada através da aba “configurações” – “materiais e durabilidade”. Nela configuram-se parâmetros imprescindíveis referentes às armaduras, ao concreto e relacionados à durabilidade da estrutura, como: a classe de agressividade e o cobrimento das peças. Podemos observar na Figura 25 abaixo, a janela para efetuar estas configurações. (LONGO; LUIS, 2019).

Figura 25 - Aba “materiais e durabilidade”

Materiais e durabilidade

Aplicação
☒ Projeto inteiro
☐ Por pavimento

Pavimento
 [List of pavement types]

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada) ...
 Dimensão do agregado: 19 mm
☐ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
☐ Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm
 Combinações: Frequentes

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	Bitolas...
Vigas	C-25	3 cm	2.5 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	2.5 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-20			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-25			3 cm	Bitolas...
Radier	C-25			3 cm	Bitolas...

Elementos pré-moldados
 Concreto: C-25
 Cobrimento (peças externas): 3 cm
 Etapas...
 Bitolas...
 pré-moldado
 Ajuda

Fluência do concreto
 Umidade relativa do ar: 70 %
 Vida útil prevista: 50 anos
 Início do carregamento: 28 dias
 Início do carregamento das paredes: 28 dias
 OK Cancelar Ajuda

Fonte: Principais configurações de materiais e durabilidade – Longo, Luis (2019, p.1)

2.10.1.1 Classe de agressividade e dimensão do agregado

Parâmetros definidos a partir das necessidades do projeto e da localização do empreendimento, de acordo com a tabela 6.1 da ABNT NBR 611/2014. Na Figura 26 abaixo, podemos observar as respectivas configurações de classe de agressividade e dimensão do agregado. (LONGO; LUIS, 2019)

Figura 26 - Materiais e durabilidade

A interface 'Materiais e durabilidade' possui uma aba 'Geral' com os seguintes campos:

- Classe de agressividade:** Menu suspenso com o valor 'II (moderada)' selecionado e um botão de opções '...'.
- Dimensão do agregado:** Campo numérico com o valor '19' e a unidade 'mm'.

Fonte: Do autor, 2020.

2.10.1.2 Elementos

Possibilita definir a resistência característica (f_{ck}) de cada elemento estrutural, o cobrimento e as bitolas que se deseja utilizar, como mostra a Figura 27.

Figura 27 - Elementos

A interface 'Elementos' apresenta uma tabela para configurar parâmetros para diferentes tipos de elementos estruturais:

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	Bitolas...
Vigas	C-25	3 cm	2.5 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	2.5 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-20			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-25			3 cm	Bitolas...
Radier	C-25			3 cm	Bitolas...

Fonte: Principais configurações de materiais e durabilidade – Longo, Luis (2019, p.1)

2.10.1.3 Fluência

Define-se a umidade do ar na localização da edificação a qual deseja-se projetar, vida útil e o tempo no qual o escoramento apoiará o carregamento. O coeficiente de fluência permite estimar qual é a flecha diferida dos elementos (flecha devido à fluência). Configurando os parâmetros, através da opção “fluência” na aba de “materiais e durabilidades”, como mostra a Figura 28 abaixo.

Figura 28 - Fluência do concreto

Fonte: Principais configurações de materiais e durabilidade – Longo, Luis (2019, p.1)

2.10.2 Configuração de ações

Ações correspondem as prováveis combinações que influenciarão diretamente no dimensionamento dos elementos. O Eberick busca sempre identificar a situação crítica na qual a peça estrutural está sendo solicitada. Para configurar esses parâmetros, acessar a aba “configurações” – ‘ações’.

Os fatores de combinação são definidos em relação as ações acidentais, e a aba de acesso para definição dos parâmetros é acessada na janela de “ações” – “acidental”, como mostra a Figura 29 abaixo. (LONGO; LUIS, 2019).

- $\Psi 0$: utilizado para reduzir as ações acidentais quando não for a principal ação na combinação, considerando-o como não preponderante com chance reduzida de ocorrência paralela as demais ações acidentais que estejam atuando;
- $\Psi 1$: reduz a ação acidental frente ao estado limite de serviço para combinações frequentes;
- $\Psi 2$: reduz a ação acidental frente ao estado limite de serviço para combinações quase permanentes.

Figura 29 - Configurações das ações acidentais

The screenshot shows a software window titled 'Ações' (Actions) with two tabs: 'Ações' and 'Combinações'. The 'Ações' tab is active. On the left, a tree view under 'Tipo' (Type) shows a hierarchy: 'Permanente' (Permanent), 'Acidental' (Accidental), 'Vento' (Wind), and 'Desaprumo' (Overturn). The 'Acidental' folder is expanded, and 'Acidental' is selected. The main area is divided into several sections:

- Ação** (Action): 'Nome' (Name) is 'Acidental', 'Indicação' (Indicator) is 'Q', and 'Considerar para as lajes' (Consider for slabs) is checked.
- Variabilidade** (Variability): Three radio buttons are present: 'Permanente' (Permanent), 'Acidental direta' (Direct accidental) - which is selected, and 'Acidental indireta' (Indirect accidental).
- Coef. de ponderação** (Coefficient of ponderation): A table with columns for 'Concreto' (Concrete) and 'Alvenaria' (Masonry).

	Concreto	Alvenaria
Desfavorável	1.40	1.40
Favorável	0.00	0.00
Fundações	1.00	
Construção	1.20	
Incêndio	1.00	
- Fatores de combinação** (Combination factors): Three input fields are shown: $\psi_0 = 0.70$, $\psi_1 = 0.60$, and $\psi_2 = 0.40$.

At the bottom right, there are three buttons: 'OK', 'Cancelar' (Cancel), and 'Ajuda' (Help).

Fonte: Principais configurações de ações – Longo, Luis (2019, p.1)

2.10.3 Análises

O programa possibilita, através da aba “análises”, configurar parâmetros de projeto que influenciarão efetivamente nos esforços obtidos e no dimensionamento da estrutura. Na Figura 30 abaixo, observa-se a janela acessada através do comando menu “estrutura” - “configurações” – “análises”. (FRANCESCHI; LUCAS, 2020)

Figura 30 - Análises

Análise

Processo

☒ Pórtico espacial

☐ Pavimentos isolados

Geral

Redução no engaste para nós semi rígidos %

Redução na torção para os pilares %

Redução na torção para as vigas %

Aumento na rigidez axial dos pilares ...

☐ Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Não linearidade física

Rigidez das vigas Eci.lc

Rigidez dos pilares Eci.lc

Rigidez das lajes Eci.lc

P-Delta

☒ Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações

Precisão mínima %

Combinação vertical de cálculo ...

Precisão numérica

Erro estimado máximo %

Valor absoluto mínimo

Imperfeições globais

Considerar para: ☒ Direção X

☒ Direção Y

Combinação vertical característica ...

Apoio elástico padrão...

Painéis de lajes...

Fonte: Do autor, 2020.

2.10.3.1 Redução no engaste para nós semirrígidos

Na aba “análises” - “geral” - “redução no engaste para nós semirrígidos”, redistribuídos os esforços de acordo com o perfil da edificação e das necessidades de projeto, o que acarretará na flexibilização do vínculo pilar-viga, quanto maior for a porcentagem de redução no engaste. Abaixo, na Figura 31, foi aplicada uma redução de 10%, para nós móveis (gama $Z > 1,10$), por ser tratar de um edifício com mais de 4 pavimentos. (PINTOS; FÁBIO, 2020)

Figura 31 -Redistribuição dos esforços para nós móveis

Análise

Geral

Redução no engaste para nós semirrígidos %

Fonte: Quais as principais configurações a serem definidas antes de analisar o projeto no Eberick - Franceschi, Lucas (2020, p.1)

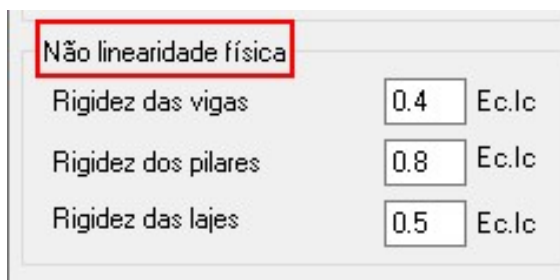
2.10.3.2 Redução na torção para vigas

Na aba “análises” - “geral” - “redução na torção para vigas” atribui-se o valor desejado de acordo com as necessidades de projeto, resultando no valor de 85%. (PINTOS; FÁBIO, 2020)

2.10.3.3 Não linearidade física

O concreto, diferentemente do aço, possui propriedades heterogêneas na sua constituição e, portanto, o seu comportamento não obedece a lei de hooke. Para que possa se fazer análise dos efeitos de segunda ordem na estrutura, necessita-se fazer uma redução de rigidez nos elementos estruturais, de acordo com o item 15.7.3 da ABNT NBR 6118/2014. Para configurar estes parâmetros acessamos a aba “análises” - “geral” – “não linearidade física”, como podemos perceber na Figura 32.

Figura 32 - Configuração de não linearidade física



Não linearidade física		
Rigidez das vigas	0.4	$E_c I_c$
Rigidez dos pilares	0.8	$E_c I_c$
Rigidez das lajes	0.5	$E_c I_c$

Fonte: Quais as principais configurações - Franceschi, Lucas (2020, p.1)

2.10.4 Dimensionamento

Segundo (FRANSCESCHI; LUCAS. 2019):

“O Eberick possui diversas configurações que permitem ao usuário personalizar o processo de dimensionamento dos elementos estruturais de concreto armado. O dimensionamento é realizado pelo programa de acordo com as instruções normativas, porém existem diversos parâmetros variáveis de projeto durante este processo de dimensionamento, sendo responsabilidade do projetista definir os valores adotados para tais configurações.”

Para acessar a aba de dimensionamento, basta clicar em “configurações” – “dimensionamento” e, como pode ser visto janela exemplificada na Figura 33, onde cada janela ao lado de “pilares” pode-se acessar a configuração dos demais elementos.

Figura 33 - Dimensionamento

Dimensionamento [Pilares]

Pilares Vigas Lajes Sapatas Blocos Muros

Estribos

- ☒ Separar trechos com diferença de armadura maior que %
- Espaçamento mínimo cm
- Espaçamento mínimo (topo e base) cm
- Espaçamento múltiplo de ▾
- Tamanho mínimo do(s) trecho(s) cm
- Percentual mínimo em pilar parede %

Esperas

Tipo ▾ ...

- ☐ Permitir bitola menor que superior
- ☒ Adotar espera da fundação igual ao pilar superior

☒ Permitir carga negativa

☒ Usar armadura simétrica para pilares quadrados

☒ Usar armadura simétrica para pilares compostos

Ângulo mínimo para considerar pilar inclinado °

☒ Usar momento mínimo

☒ Dispensar imperfeições locais se for atendido

☐ Considerar efeitos localizados de 2ª ordem em pilar parede

Processo ▾

Limites

Taxa de armadura máxima %

Número máximo de barras numa face de seção

Seção transversal mínima cm²

Fonte: Do autor, 2020.

2.10.5 Vínculos

2.10.5.1 Engaste

O engaste é um tipo de vinculação que confere maior estabilidade para a estrutura, pois não permite que a mesma sofra rotação em uma ligação com seu nó de apoio. Em termos práticos, haverá uma rotação igualitária neste ponto devido a sua ligação ser mais rígida, o que resultará em uma transferência de momento de um elemento para o outro que está engastado, no formato de momento negativo. (LONGO; FILIPE, 2020).

2.10.5.1.1 Engaste viga-pilar

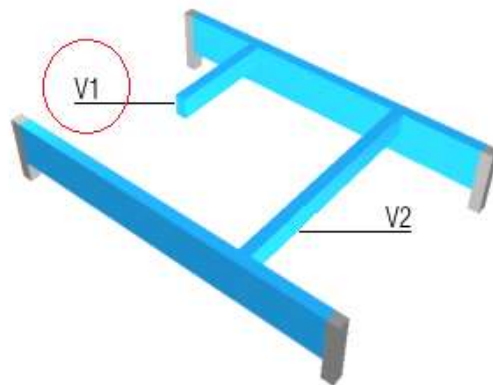
LONGO (2020), cita haver necessidade de engastamento nas seguintes situações de projeto:

- Vigas com deslocamentos excessivos: diminuição nas flechas finais;
- Estruturas muito deslocáveis: aumento na rigidez em estruturas com grandes deslocamentos globais;
- Vigas em balanço: enrijece o nó de ligação para conter os grandes esforços gerados pela deformação da viga (momento negativo);
- Vigas que suportam pilares: em vigas de transição, aumentando a rigidez da viga, transferindo parte do momento positivo grandioso gerado pelo pilar que está nascendo para os apoios, no formato de momento negativo.

2.10.5.1.2 Exemplo de aplicação viga-viga: Torção de equilíbrio

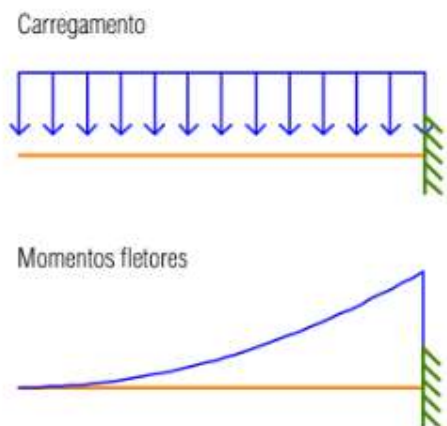
Na prática, a torção de equilíbrio irá gerar um momento fletor negativo no engaste da viga em balanço (por exemplo) com a viga de apoio devido à necessidade deste vínculo entre as vigas para que a mesma possa estar em equilíbrio, ou seja, ela depende do engaste para ter estabilidade (caso da “V1”), como mostra a Figura 34 e detalhado os esforços na Figura 35. (LONGO; LUIS, 2020).

Figura 34 - Torção de equilíbrio



Fonte: Torção de compatibilidade e de equilíbrio – Longo, Luis (2020, p.1)

Figura 35 - Carregamento e momento fletor na viga “V1”



Fonte: Torção de compatibilidade e de equilíbrio – Longo, Luis (2020, p.1)

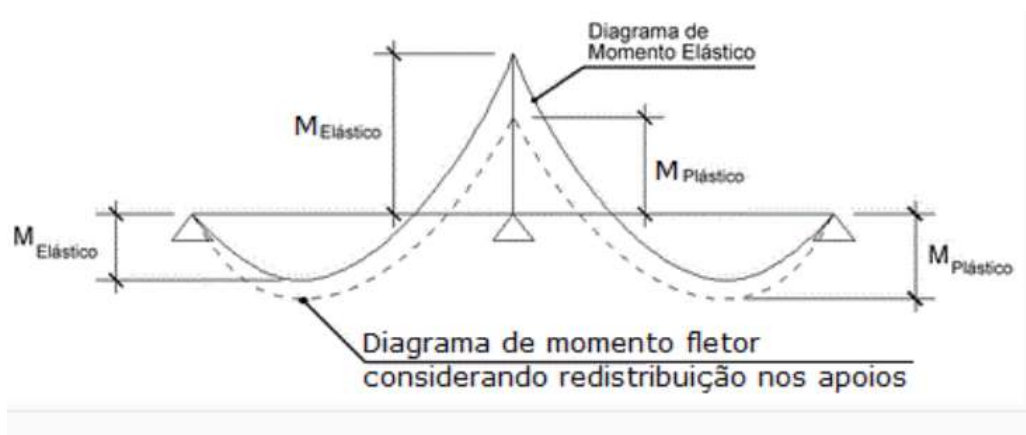
2.10.5.2 Ligação semirrígida

LONGO (2020) cita que, quando aplicado um nó semirrígido em uma ligação entre uma viga e um pilar, o que ocorre na prática é que uma parcela do momento negativo gerado no pilar é redistribuído para o momento positivo da viga, flexibilizando o pórtico, conforme Figura 36.

Segundo o item 14.7.3.2, da ABNT NBR 6118/2014, os valores limites para a redução do engaste são:

- 25% em estruturas de nós fixos, (gama $Z < 1.10$)
- 10% em estruturas de nós móveis, (gama $Z > 1.10$)

Figura 36 - Redistribuição de momentos fletores em uma viga



Fonte: Como otimizar o dimensionamento de pilares? - Kirsten, André (2019, p. 1)

2.10.5.3 Rótula

Segundo (LONGO; LUIS. 2020)

“Ao aplicar uma rótula na vinculação viga-pilar, considera-se, em linhas gerais, que não haverá transferência de momentos fletores entre a viga e o pilar. Isto faz com que a ligação fique flexibilizada e garante que não haja continuidade de rotação entre os dois elementos.”


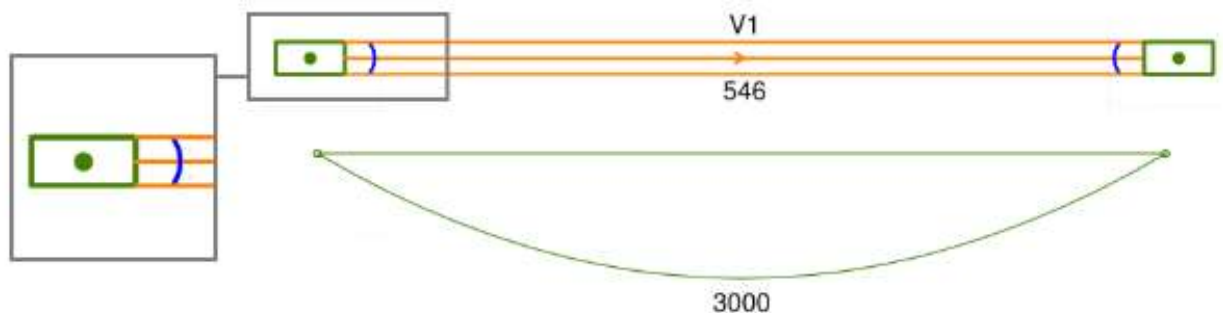
Podendo aplicar rótulas em vigas acessando a barra de ferramentas no canto direito da tela principal, clicando no item “”, e em projeto ficará simbolizado ‘)’ conforme Figura 37.

Figura 37 - Nós rotulados



Fonte: Quando rotular uma viga – Longo, Luis (2020, p.1)

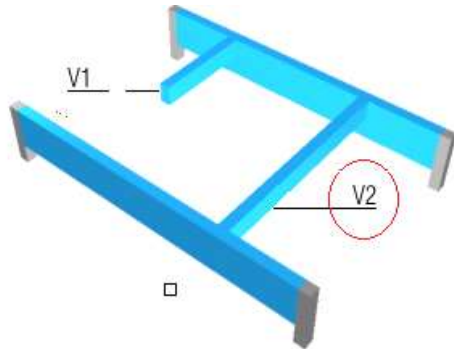
2.10.5.3.1 Exemplo de aplicação viga-viga: Torção de compatibilidade

Segundo o item 17.5.1.2, da ABNT NBR 6118/2014, p.139:

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

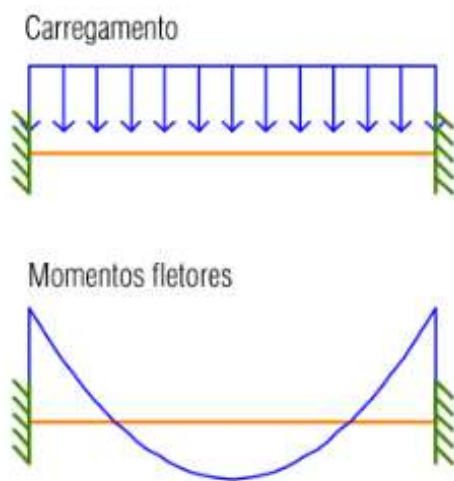
Na torção de compatibilidade (diferentemente da torção de equilíbrio), não há necessidade de engaste, já que as vigas de apoio irão redistribuir os esforços pela estrutura sem prejuízo ao equilíbrio estático, ela será biapoiada nas vigas, não havendo a necessidade de engastá-la, o que não acarretará em momentos negativos nos apoios com as vigas, que serão transferidos para o momento fletor positivo para a viga apoiada. Como pode ser observar o exposto na viga V2, na Figura 38, e os esforços gerados ao utilizar o engaste nos apoios e rótulas, respectivamente na Figura 39 e na Figura 40. (LONGO; LUIS FILIPE, 2020)

Figura 38 - Torção de compatibilidade



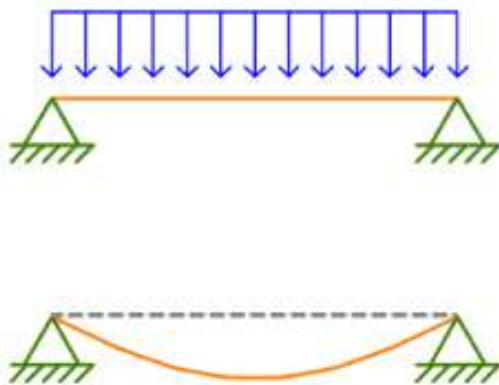
Fonte: Torção de compatibilidade e de equilíbrio – Longo, Luis (2020, p.1)

Figura 39 - Viga engastada gerando torção de compatibilidade



Fonte: Torção de compatibilidade e de equilíbrio – Longo, Luis (2020, p.1)

Figura 40 - Viga rotulada não gerando torção



Fonte: Torção de compatibilidade e de equilíbrio – Longo, Luis (2020, p.1)

2.10.6 Processamento

O processamento no Eberick oferece opções que variam de acordo com as necessidades do projetista para cada fase de projeto, haja visto as informações que se pretende extrair do modelo, conforme Figura 41. Conhecendo o que cada modelo de processamento oferece, evita-se análises desnecessárias para o que se deseja extrair de informação nas etapas de projeto preliminares.

Isto posto, na fase inicial de concepção, não é necessário determinar as flechas ou dimensionar todos os elementos, pois ainda haverá mudanças que acarretarão na variação de esforços nestes elementos, e dependendo do nível de informação que contém no projeto, levará mais tempo para que a análise seja feita, deixando de haver uma otimização de tempo de processo. (LONGO; LUIS, 2020)

Figura 41 - Análise da estrutura

Análise da estrutura

Estado-limite último (ELU)

- ☒ Análise estática linear
- ☐ Verificação das etapas construtivas
- ☐ Dimensionamento dos elementos
 - ☒ Dimensionar todos os elementos
 - ☐ Dimensionar elementos selecionados ...

Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

- ☐ Determinação dos deslocamentos do pórtico
 - ☐ Adotar rigidez configurada
 - ☒ Calcular rigidez fissurada
- ☐ Determinação dos deslocamentos das lajes
 - ☐ Adotar rigidez configurada
 - ☒ Calcular rigidez fissurada

Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE)

- ☐ Análise dinâmica do pórtico
- ☐ Análise dinâmica das lajes
 - ☒ Verificar todos os pavimentos
 - ☐ Verificar pavimentos selecionados ...

OK Cancelar Configurar... Ajuda

Fonte: Quais as opções de análise ao processar uma estrutura no Eberick? – Longo, Luis (2020, p.1)

2.10.6.1 Estado-limite último (ELU)

2.10.6.1.1 Análise Estática Linear

Objetiva determinar os esforços em cada elemento. Determina-se as flechas elásticas apenas, podendo se fazer uma avaliação prévia das peças ao ELS.

2.10.6.1.2 Dimensionamento dos elementos

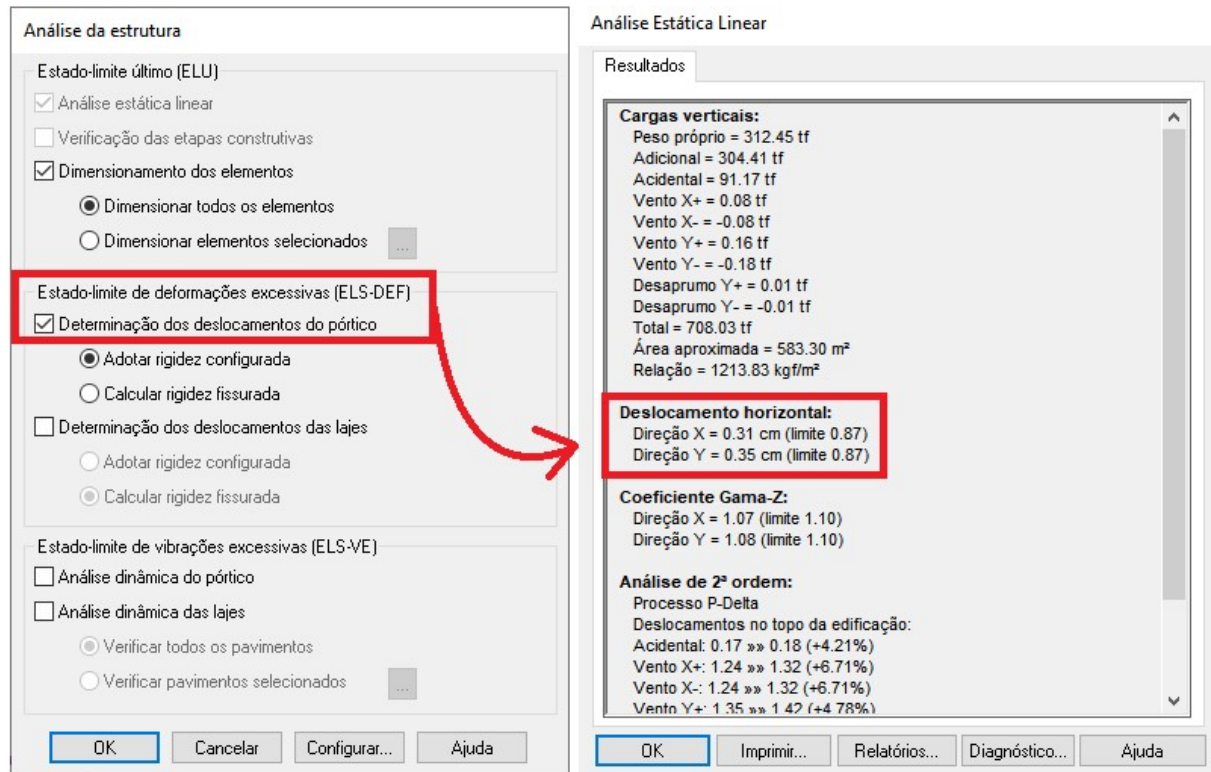
Dimensiona os elementos, podendo se fazer também individualmente após a análise.

2.10.6.2 Estado-limite de deformação excessiva (ELS-DEF)

2.10.6.2.1 Flecha do pórtico

Fornece as flechas totais no pórtico considerando a fluência e a fissuração no concreto para obtenção da flecha diferida no tempo. Para que se possa determinar os deslocamentos horizontais da estrutura é necessário que este modelo esteja ativo, caso contrário será considerado os deslocamentos como zero. Na Figura 42 abaixo podemos observar o exposto.

Figura 42 - Configurações para ELS-DEF



Fonte: Quais as opções de análise ao processar uma estrutura no Eberick? – Longo, Luis (2020, p.1)

2.10.6.2.2 Flecha na grelha

Fornece as flechas totais na grelha. Porém, essa opção não será exibida caso esteja usando análise integrada configurada na aba de “análises”, sendo então calculada considerando o pórtico, valendo-se do caso citado acima.

2.10.6.3 Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE)

2.10.6.3.1 Análise dinâmica do pórtico

Fornecesse informações a respeito de como estão se comportando os pórticos e também em relação aos carregamentos de ventos dinâmicos.

2.10.6.3.2 Análise dinâmica da grelha

Determina o comportamento da grelha a vibrações.

2.10.6.4 Pórtico unifilar


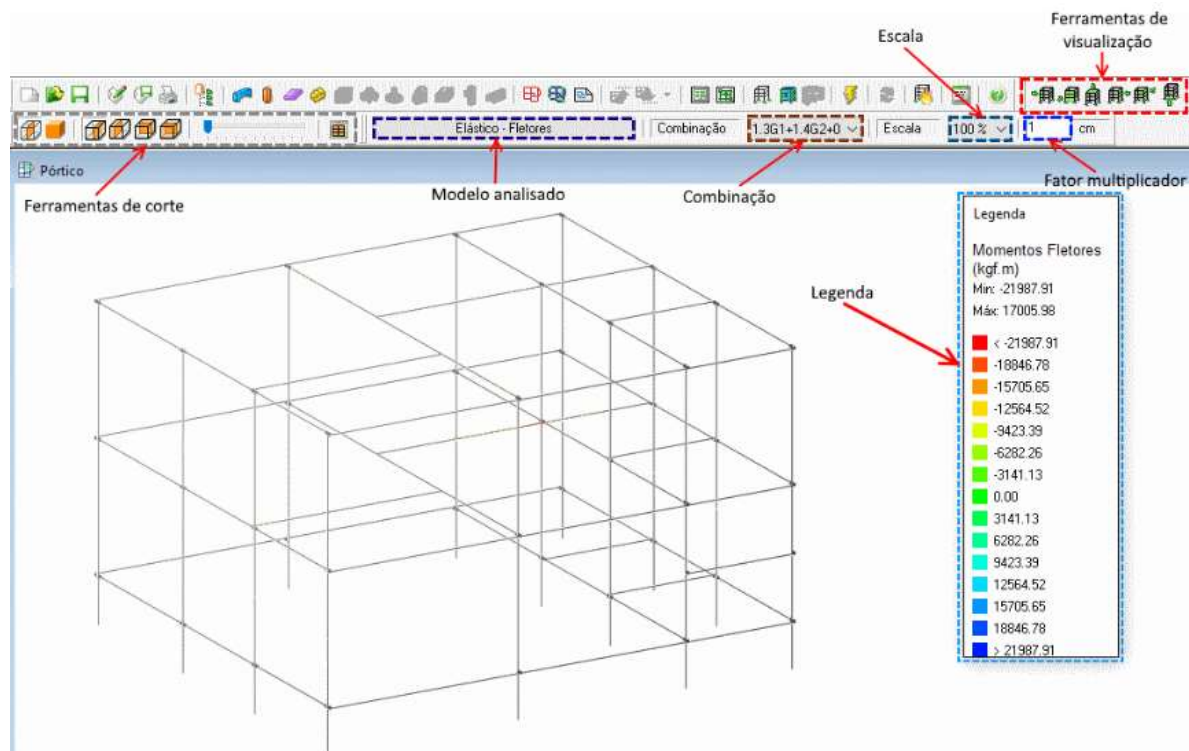
A ferramenta de análise mais efetiva para observar o comportamento da estrutura é o pórtico unifilar. À partir de seu modelo em perspectiva 3D (como mostra a Figura 43), o usuário consegue identificar problemas de lançamento e de concepção de projeto. Essa ferramenta pode ser acessada na barra de ferramentas acima da tela, no ícone “”, e só será habilitada caso a estrutura já tenha sido processada. (KAESTNER; CAMILE, 2019)

Figura 43 - Pórtico unifilar de uma estrutura

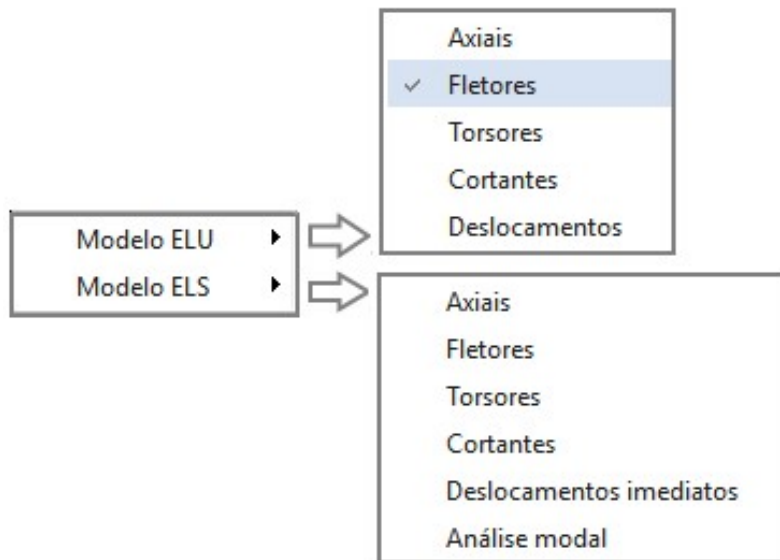


Fonte: Pórtico unifilar: Visualização de esforços e deslocamentos na estrutura, Kaestner, Camile (2019, p. 1)

2.10.6.4.1 Modelo Analisado

Neste item, o software possibilita escolher qual o modelo de esforços poderá analisar: esforços axiais, torsões, fletores, cortantes e deslocamentos. Toda verificação é feita dentro dos parâmetros de estado limite último e de serviço, conforme Figura 44.

Figura 44 - Modelo Analisado



Fonte: Pórtico unifilar: Visualização de esforços e deslocamentos na estrutura, Kaestner, Camile (2019, p. 1)

2.11 VENTO

Segundo Blessmann (1986), as ações causadas pelo vento em edificações baixas e bem estruturadas não são uma problemática do ponto de vista estrutural. Porém, em estruturas verticalizadas e esbeltas, passam a ser uma das considerações mais pertinentes a se determinar no cálculo de um projeto de estruturas.

O vento basicamente é causado pela diferença de temperatura de massas de ar na atmosfera. Segundo a ABNT NBR 6123 (1988), item 3, classifica-se o vento de acordo com a sua incidência em relação a edificação, como pode ser verificado na Figura 45:

- Barlavento: Região de onde sopra o vento, em relação à edificação;
- Sobrepressão: Pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo).
- Sotavento: Região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação à edificação.
- Sucção: Pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo).

Figura 45 - Ação externa do vento em edificações



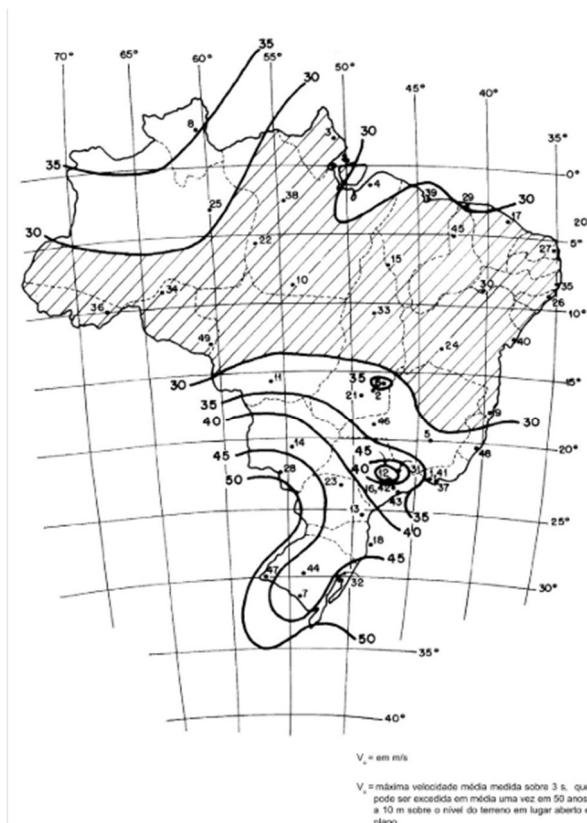
Fonte: aquarius.ime.cb.br

Para garantir que a estrutura mantenha seu bom desempenho, é imprescindível que se leve em conta a força do vento nos cálculos, através da Velocidade característica do vento (V_k) expressa pela fórmula:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$$

- Sendo a velocidade básica do vento (V_0) dada conforme Figura 1145, a seguir.

Figura 46 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: Figura 1, ABNT NBR 6123 – ERRATA 2 (2013, p.09)

E os fatores de ponderação (S_1 , S_2 e S_3), adotados de acordo com as características específicas do relevo do entorno da edificação (ABNT NBR 6123/1988):

- S1: Podendo assumir três valores, de acordo com o relevo do terreno a ser implantado:
 - S1 = 1,1: encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento.
 - S1 = 0,9: vales profundos, protegidos de todos os ventos.
 - S1 = 1,0: demais casos.
- S2: Leva em conta a combinação da rugosidade do terreno no entorno da edificação, e as dimensões do edifício a ser projetado, os valores podem ser verificados na:

$$S2 = b * Fr * \left(\frac{z}{10}\right)^p$$

A rugosidade do entorno é separada em cinco categorias, conforme Figura 47, sendo a “Categoria 1” com grandes espaços abertos, como mares, e a “Categoria 5” com várias interferências do entorno, diminuindo assim a velocidade do vento, como grandes centros urbanos, ou regiões com grandes árvores.

No que tange as dimensões do edifício, dividido em três classes sendo a “Classe 1” maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m, até a “Classe C” para edificações que excedem alguma das dimensões em 50 m, como podemos certificar na Figura 48.

Figura 47 - Parâmetros Meteorológicos

Categoria	z_a (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: Tabela 1, ABNT NBR 6123 (1988, p.9)

Figura 48 - Fator S2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: Tabela 2, ABNT NBR 6123 (1988, p.10)

- S3: referente a vida útil a ser considerada para a edificação bem como o grau de segurança de acordo com sua ocupação, como percebemos na Figura 49 a seguir:

Figura 49 - Valores mínimos para S3

Grupo	Descrição	S ₃
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: Tabela 3, ABNT NBR 6123 – ERRATA 2 (2013, p.10)

3 DETALHES DO PROJETO

O projeto estrutural foi desenvolvido a partir do projeto arquitetônico de uma edificação multifamiliar pré-existente, situada no bairro Pagani, no município de Palhoça/SC. A arquitetura conta com 9 pavimentos, sendo:

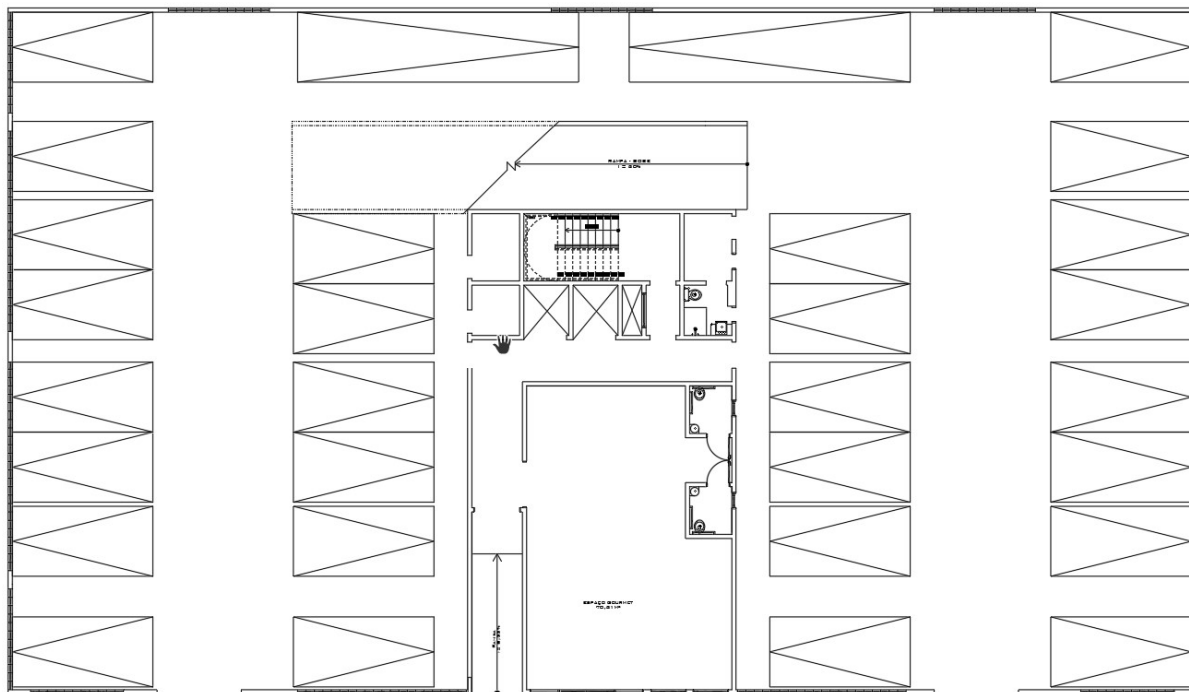
- Pavimento térreo (garagem e espaço gourmet para uso comum), conforme Figura 50;
- Pavimento pilotis (garagem), conforme Figura 51;
- 6 pavimentos tipo, conforme Figura 52 e Figura 53;
- Pavimento cobertura (salão de festa para uso comum), conforme Figura 54.

Cada pavimento tipo possui 10 unidades de apartamento e todos os apartamentos possuem 2 dormitórios sendo uma suíte, totalizando 50 unidades habitacionais.

3.1 IMPORTANDO O ARQUITETÔNICO: CRIANDO OS NÍVEIS, DETERMINANDO A ESCALA E O PONTO FIXO

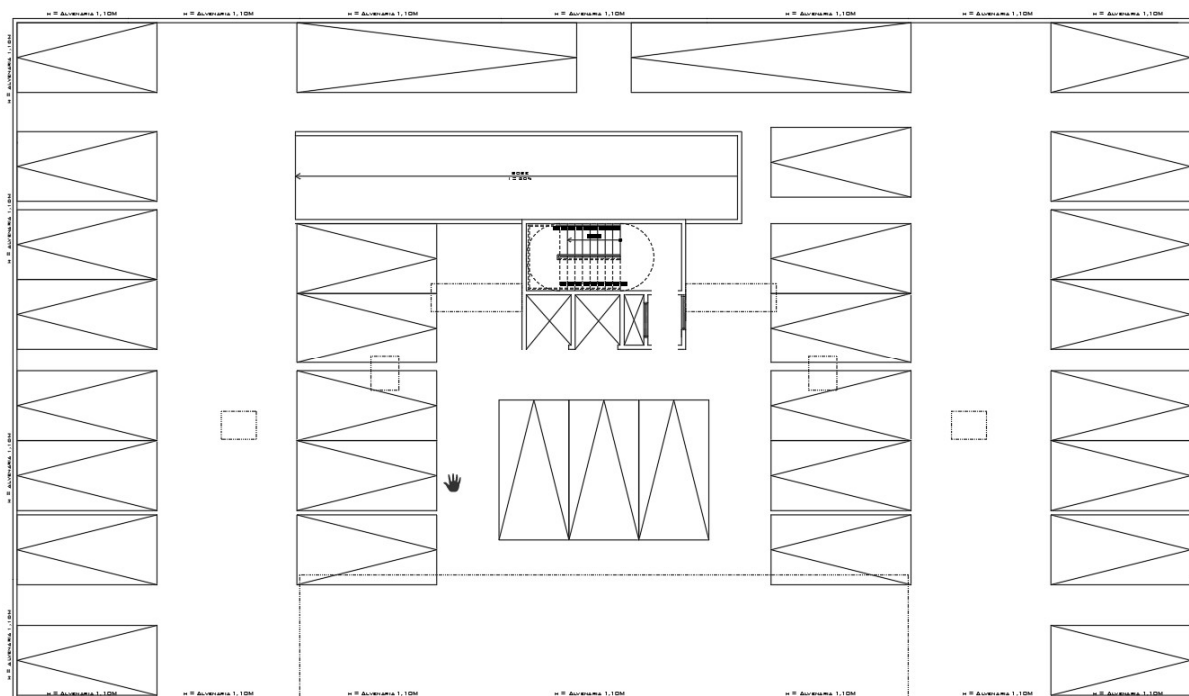
Para iniciar o projeto estrutural no software, é necessário importar o projeto arquitetônico limpo no formato ‘.dwg’ na versão 2010, para o Eberick, mantendo as indicações de alvenaria, escada e vaga de garagem, para que não haja poluição visual desnecessária, dificultando o lançamento da estrutura. Optou-se por manter móveis, aparelhos eletrodomésticos e sanitários em banheiros e cozinhas para sinalizar alguns ambientes, além de alguns textos indicativos que julgou-se pertinentes. Este lançamento é feito através da aba “Croqui”, por meio dos comandos: “Ferramentas” – “Ler DWG/DXF”.

Figura 50 – Térreo, limpo e pronto para importação



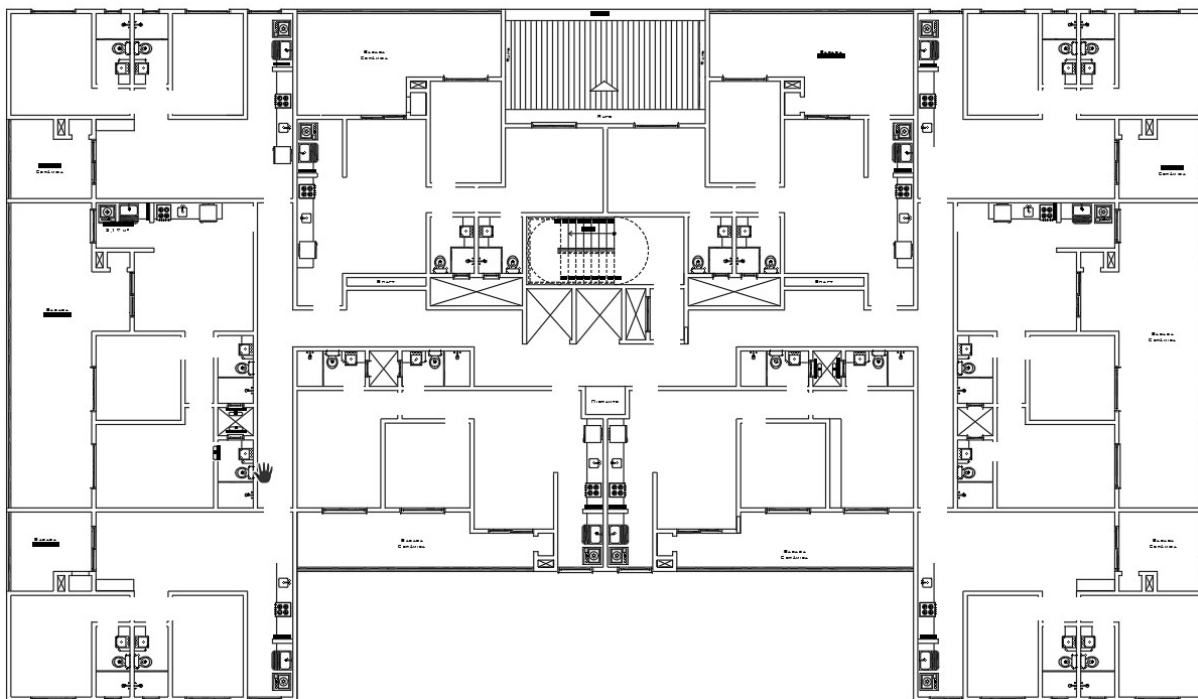
Fonte: Do autor, 2020.

Figura 51 – Pilotis, limpo e pronto para importação



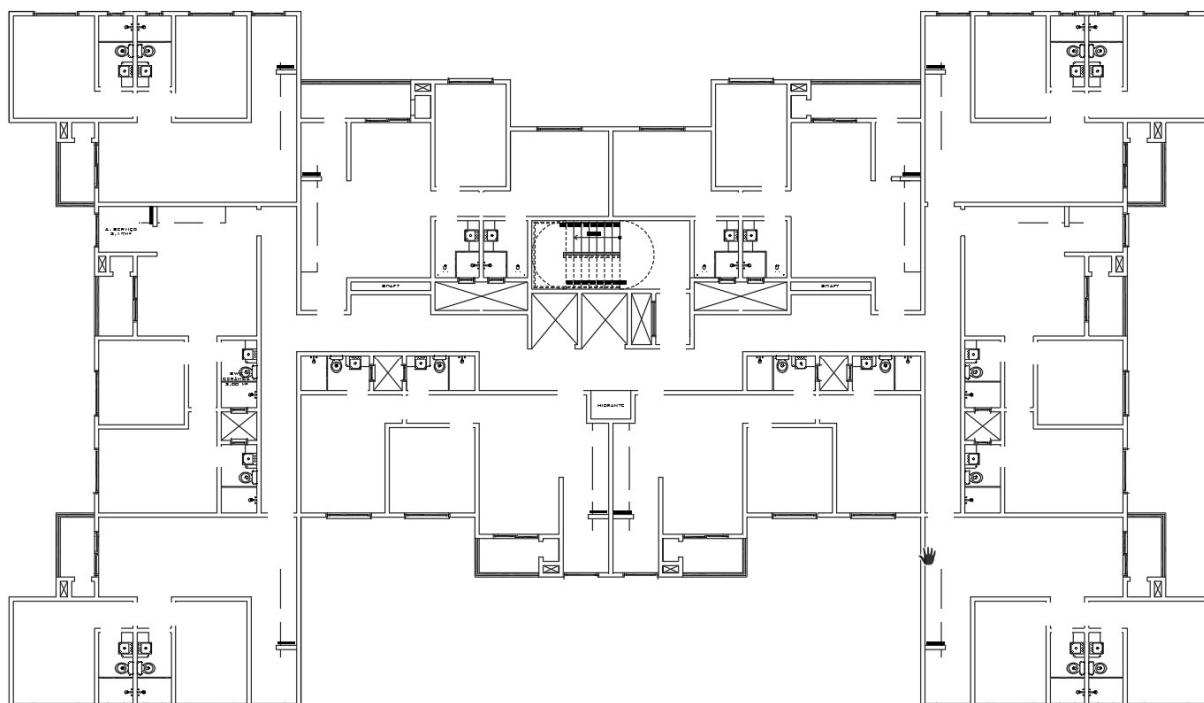
Fonte: Do autor, 2020.

Figura 52 - Tipo 1, limpo e pronto para importação



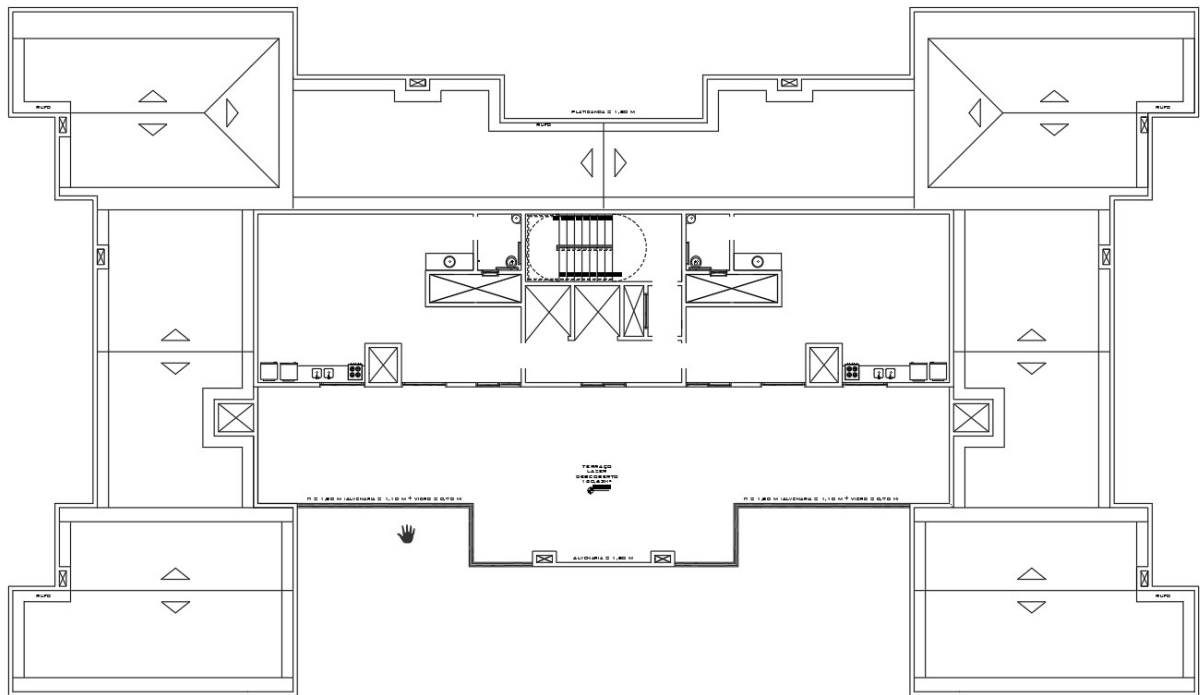
Fonte: Do autor, 2020.

Figura 53 - Tipos 2 ao 5, limpos e pronto para importação



Fonte: Do autor, 2020.

Figura 54 - Cobertura, limpo pronto para importação



Fonte: Do autor, 2020.

Cada planta baixa deve ser importada respeitando o seu respectivo nível criado no software, conforme Figura 55. Esta etapa é a pioneira, sendo configurada logo quando deseja-se criar um novo projeto no Eberick, extraindo os níveis a partir dos cortes do projeto arquitetônico, conforme Figura 56. Vale ressaltar que, o projeto arquitetônico, deve ser estudado anteriormente e será consultado durante todo processo elaboração do projeto estrutural, se necessário.

Figura 55 - Criação dos níveis

Pavimentos

	Pavimento	Altura (cm)	Nível (cm)	Lance
1	TAMPA RESV	288.00	3545.00	12
2	FUNDO RESV	305.00	3257.00	11
3	TT SF F/COB	324.00	2952.00	10
4	TT 6 TIPO	324.00	2628.00	9
5	TT 5 TIPO	324.00	2304.00	8
6	TT 4 TIPO	324.00	1980.00	7
7	TT 3 TIPO	324.00	1656.00	6
8	TT 2 TIPO	324.00	1332.00	5
9	TT 1 TIPO	324.00	1008.00	4
10	TT PILOTIS	342.00	684.00	3
11	TT TÉRREO	342.00	342.00	2
12	BALDRAME	40.00	0.00	1

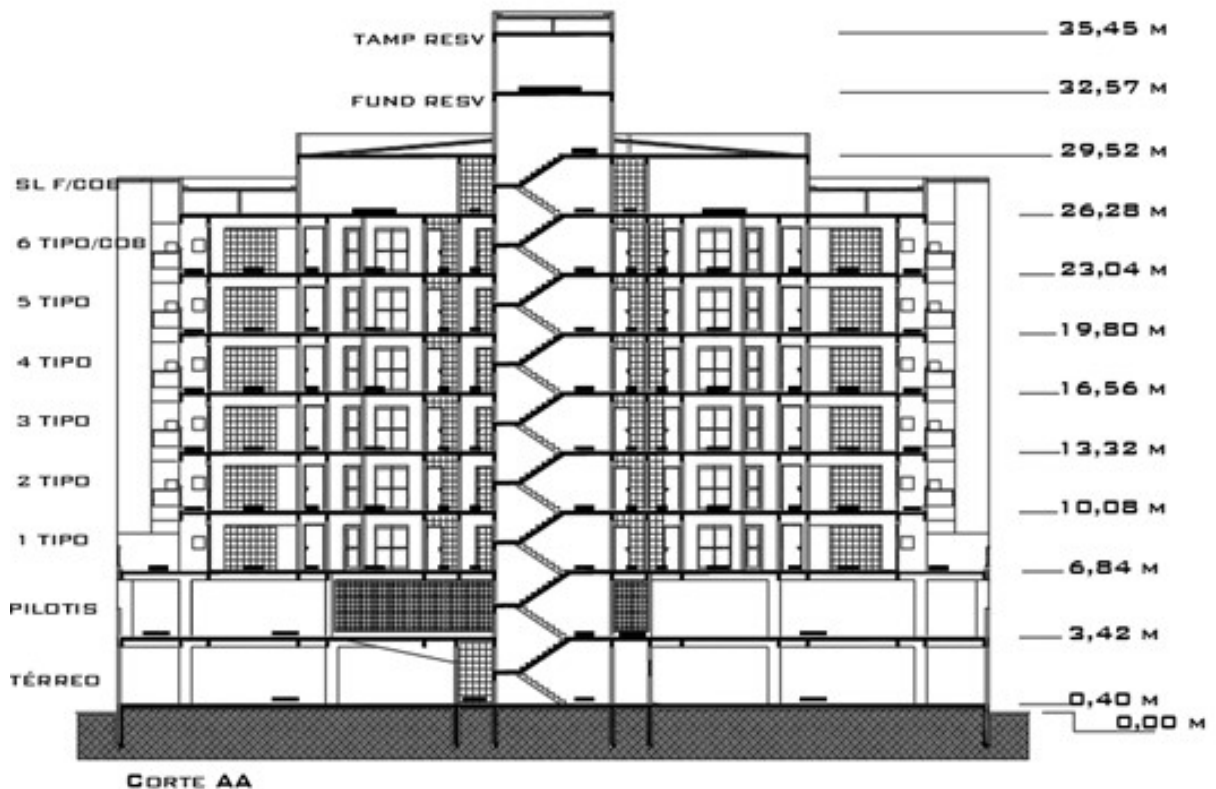
Inserir acima
 Inserir abaixo
 Excluir
 Para cima
 Para baixo

Título: Trabalho de Conclusão de Curso: Débora Ravison e Othávio Amorim
 Nível inferior: 0 cm
 Lance inicial: 1

Fechar
 Ajuda

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 56 – Corte projeto arquitetônico com níveis



Fonte: Do autor, 2020.

3.2 A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DO PROJETO

3.2.1 Considerações

Antes de iniciar a concepção, foram definidos alguns parâmetros e análises. Optou-se pelo concreto armado como sistema estrutural e a laje escolhida foi a nervurada com o uso de tijolo cerâmica. Dentre os motivos estão:

- Economia;
- Peso próprio (são mais leves);
- A pega do reboco é mais efetiva na face inferior em relação a laje nervurada com EPS;
- Permite o uso de grandes vãos; e
- Possibilidade de uso de cargas de parede.

Esta escolha se deu após analisar o projeto arquitetônico e concluir que o projeto como um todo é recortado por muitas paredes, por se tratar de um conjunto habitacional com muitas unidades e de haver a necessidade de maximizar a utilização da área disponível de cada pavimento tipo para comportar os 10 apartamentos. Concluiu-se não haver necessidade de lançar viga sobre parede em todas as ocasiões, reduzindo o custo e o tempo com recorte de formas, também pela sobreposição de áreas de influência de carga, o que tornaria a estrutura superdimensionada inviabilizando-a economicamente, não usufruindo da capacidade admissível de carga para o estado limite de serviço de cada elemento estrutural.

Elevando consideravelmente a carga de peso próprio, que resultariam no dimensionamento de pilares mais robustos (principalmente quando exigidos em seu eixo de menor inércia), dificultando o atendimento as restrições arquitetônicas, que tem espessura de parede de 15 cm.

Sabe-se que nem sempre é possível embutir os pilares respeitando a espessura da parede, principalmente nos pavimentos tipo inferiores, pois as cargas advindas dos pavimentos superiores são de grande magnitude, criando assim saliências nas paredes.

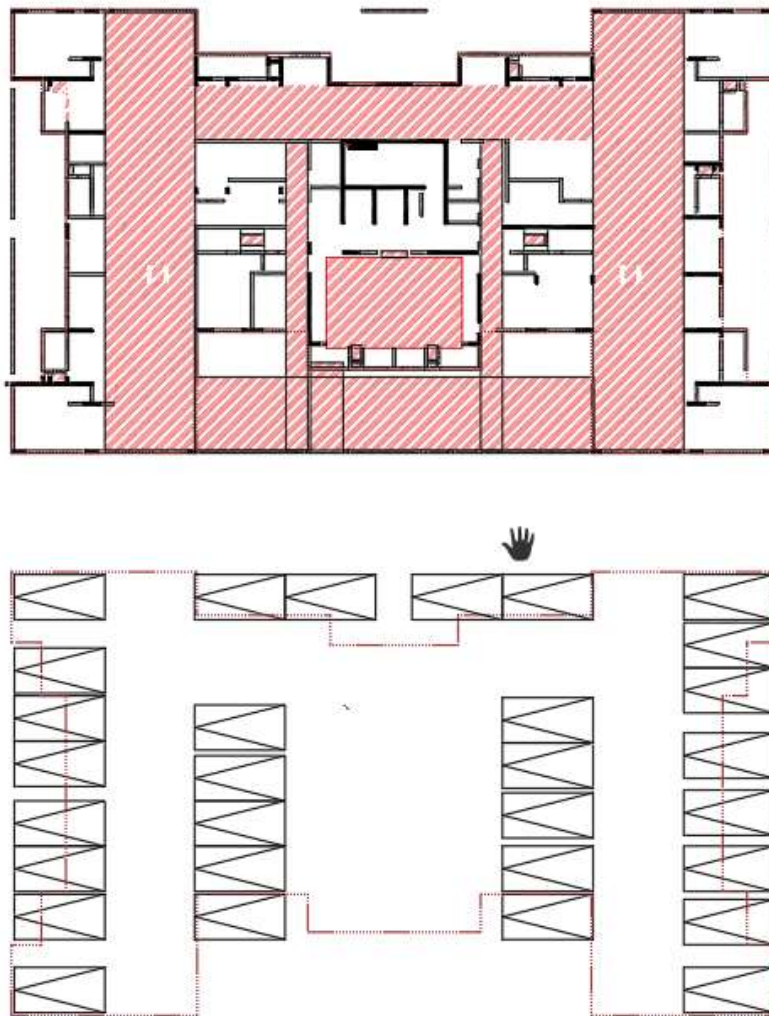
3.2.2 Definição da concepção estrutural

Por se tratar de um alto edifício, foi definido inicialmente um sistema estrutural, como recomenda Libânio, (2003) para iniciar a concepção, como sendo de pórticos rígidos.

Observado o potencial de pórticos em diversos tramos que poderiam conferir a rigidez necessária para conter as cargas horizontais e verticais na estrutura e levá-las até as fundações com segurança, atentando as orientações da ABNT NBR 6118/2014 quanto aos deslocamentos laterais, o conforto e a durabilidade da estrutura.

O lançamento da estrutura teve início pelos pavimentos-tipo, pois este é o que mais se repete, sendo o foco inicial da concepção. Iniciou-se pela locação dos pilares espaçados, em sua maioria, entre vãos de 3 à 6 metros, priorizando a sua posição onde ocorre o cruzamento de possíveis vigas para formação de pórticos e também a formação de prumadas contínuas. Fez-se um estudo a respeito das vagas de garagem onde não poderia descer prumada, conforme Figura 58, locando inicialmente os pilares que levariam à prumada até a fundação e depois lançando os que sofreriam interrupções, impreterivelmente, no teto do pavimento pilotis.

Figura 58 – Interferências de lançamento



Fonte: Do autor, 2020.

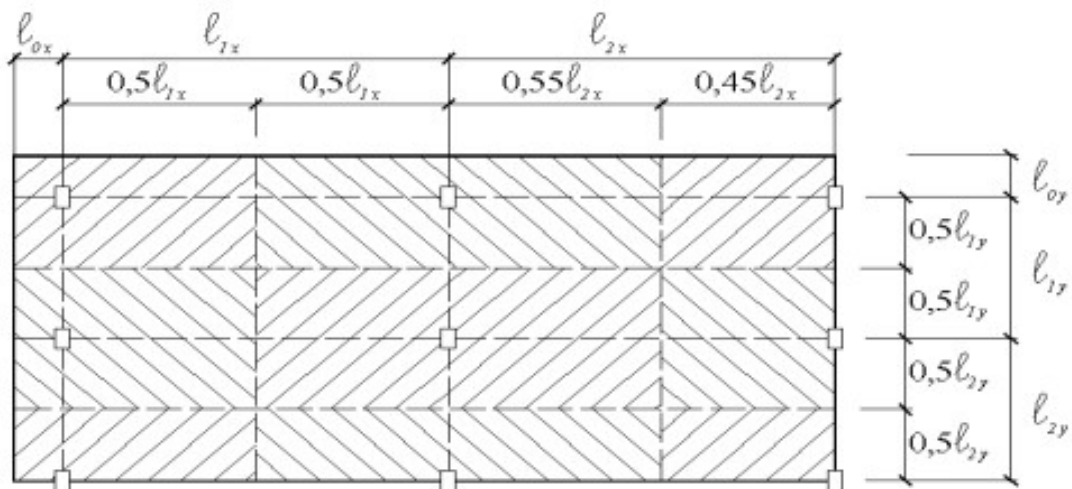
3.2.3 Pré-dimensionamento

Segundo Libânio (2003), para efetuar o pré-dimensionamento dos elementos, deve se fazer possível calcular o peso próprio da estrutura (cargas permanentes), responsáveis por uma das parcelas de carga no cálculo das ações. Definindo as seções dos elementos lançados, ter-se-á os vãos equivalentes e as rigidezes, podendo processar e obter a análise estática linear prévia dos elementos e o comportamento que as ligações estão tendo entre si.

3.2.3.1 Pré-dimensionamento dos pilares

Para o pré-dimensionamento dos pilares utiliza-se as áreas de influência. Este método atribui aos pilares as respectivas cargas que eles receberam e, segundo Libânio (2003), consiste em dividir a área total do pavimento em áreas de influência que estarão atuando no pilar, chegando ao valor aproximado de cargas que eles irão absorver, conforme Figura 64.

Figura 59 - Área de influência dos pilares



Fonte: Pré-dimensionamento - capítulo 5, p. 5.5 (Pinheiro, Libânio; 2003)

Os critérios para divisão das partes são definidos pelos seguintes valores:

- $0,45l$ para pilares de extremidade e de canto na direção da sua menor direção;
- $0,55l$ para complementos do vão, referente ao caso anterior;
- $0,5l$ para pilar de extremidade e de canto, na direção da sua maior dimensão.

Utilizou-se estes conceitos de maneira intuitiva, não se apropriando de um estudo de divisão das áreas de influência em todos os pavimentos, o cálculo para estimar o valor da seção, por uma questão de otimização do tempo, pela imprecisão da divisão em alguns casos e pela facilidade que o software proporciona em atribuir diferentes seções, caso seja necessário. Isto posto, definido o vão entre pilares em torno de 5 metros e a seção padrão de 14x50 para dar início ao lançamento.

3.2.3.2 Pré-dimensionamento das vigas

Segundo Libânio (2003), para se ter uma estimativa da altura da seção, utilizam-se as fórmulas:

$$h = \frac{L}{10} \text{ (para tramos externos)}$$

$$h = \frac{L}{12} \text{ (para tramos internos)}$$

Sendo:

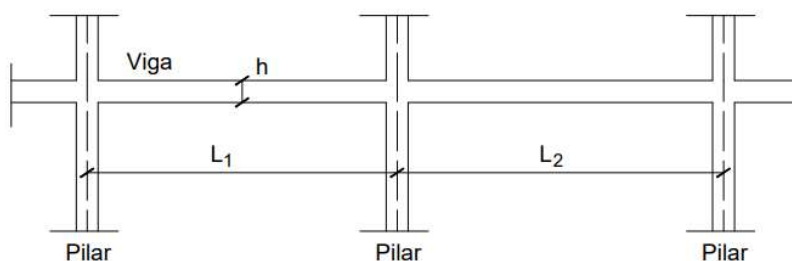
h - Altura da viga;

L - Comprimento do vão entre pilares.

Segundo Alva (2007), para vigas contínuas, conforme Figura 60, analisa-se os vãos comparáveis dados pelas seguintes fórmulas:

$$\frac{2}{3} \leq \frac{L_1}{L_2} \leq \frac{3}{2}$$

Figura 60 – Vão de viga contínua



Fonte: Alva, Gerson – Concepção estrutural de edifícios em concreto armado; p. 13.

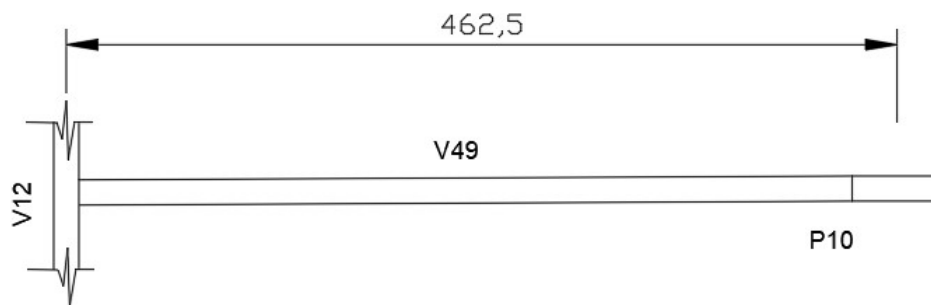
Calcula-se a média dos vãos para o pré-dimensionamento por:

$$Lm = \frac{L1 + L2}{2}$$

$$Lm = \frac{Lm}{12} \text{ á } \frac{Lm}{10}$$

Tendo já definidas as posições dos pilares, e sabido o vão entre eles e determinado, a partir das fórmulas acima, o pré-dimensionamento das seções. A espessura padrão foi definida como de 12 centímetros, visto que a alvenaria possui 15 centímetros de espessura, restariam 1,5 centímetros, de revestimento para cada face, ficando a viga embutida dentro da parede. A partir da concepção definida de lançamento das vigas, pode-se determinar a sua altura. Como exemplo inicial, calculou-se a altura da viga bi apoiada V49 do tipo 1, situada parcialmente no tramo externo da edificação, com vão entre eixos da viga V12 e P10 de 462,5 centímetros, conforme Figura 61.

Figura 61 – Vão teórico, Viga 49



Fonte: Do autor, 2020.

Onde:

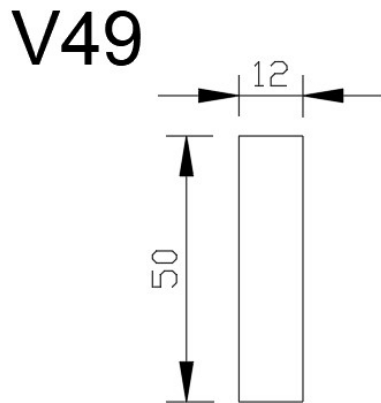
$$h = \frac{L}{12}$$

$$h = \frac{462,5}{10}$$

$$h = 46,25 \text{ cm}$$

Adotou-se, a altura de V49 como 50 centímetros e a sua largura 14 centímetros, conforme Figura 62.

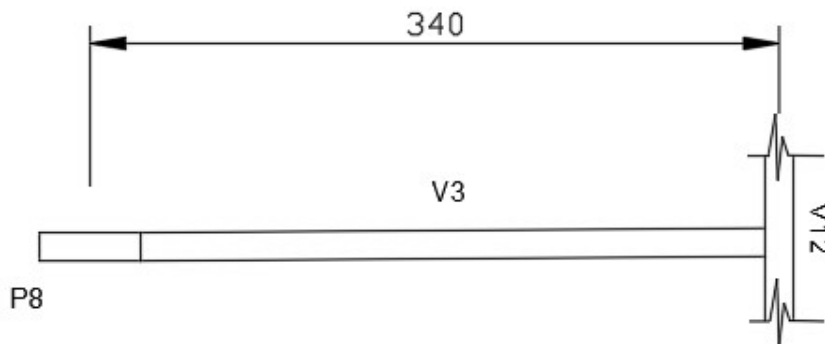
Figura 62 – Dimensão da Viga 49



Fonte: Do autor, 2020.

No segundo exemplo, agora do tramo interno, apresenta-se o cálculo da viga V3 situada no pavimento cobertura, também bi apoiada, à esquerda pelo P8 e pela V13 à direita, considerando o vão a partir do eixo da viga até o do pilar de 340 centímetros, conforme Figura 63.

Figura 63 - Vão teórico, Viga 3



Fonte: Do autor, 2020.

Onde:

$$h = \frac{L}{10}$$

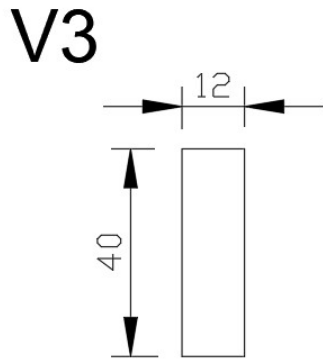
$$h = \frac{340}{10}$$

$$h = 34 \text{ cm}$$

Estabelecemos a altura de V3 como 40 centímetros e a sua largura de 12 cm, conforme Figura 64, apesar de que é usual utilizar múltiplos de 5 para definir a seção da viga, podendo

arredondar o valor encontrado para 35 centímetros. Mas a intenção é trabalhar com o menor número de seções possíveis.

Figura 64 - Dimensão da Viga 3



Fonte: Do autor, 2020.

Definimos, a partir do pré-dimensionamento das vigas, as seguintes seções para início de lançamento:

- 12x40 (cm)
- 12x50 (cm)

3.2.3.1 Pré-dimensionamento das lajes

Haja vista a utilização de parede sobre laje, optou-se pela utilização de laje nervurada bidirecional com enchimento de tijolo cerâmica, nas dimensões 11,5x38x38, como pode ser visto na Figura 65.

Figura 65 - Detalhes da laje

Enchimento

Tipo

Dimensão ...

Seção

Espessura cm Elevação cm

ec cm eny cm

ee cm enx cm

enx cm eny cm

Fonte: Do autor, 2020.

Alva (2007) recomenda, para definir a altura de pré-dimensionamento das lajes nervuradas, a seguinte expressão:

$$h = \frac{L}{30}$$

Sendo:

h – altura da laje;

L – comprimento de menor vão.

Como pré-dimensionamento das lajes, após ter sido feita a concepção dos pilares e das vigas, verificou-se a situação mais crítica a nível de vão e de carregamento de parede sobre a laje, ou seja, usado como referência para definir a altura a laje L25, que apresenta as dimensões 5,56x6,10 m. Tendo em vista que o enchimento será formado por 4 tijolos com as dimensões de 11,5x38x38, se atribuiu a espessura de capa de concreto como 5,5 cm, de acordo com as considerações da ABNT NBR 6118/2014 para lajes nervuradas e inicialmente 9 cm de espessura para as nervuras. Com a capa e a altura do tijolo deitado de 11,5 cm, resultará em 17 cm de altura a laje adotada para iniciar o lançamento.

3.3 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

O lançamento da estrutura procede a partir do pré-dimensionamento dos elementos já definidos anteriormente. Esta etapa consiste em contemplar as necessidades estruturais previstas no projeto arquitetônico, e seguiram a seguinte ordem:

- Pilares
- Vigas
- Lajes
- Cargas nas lajes (distribuída)
- Cargas de paredes (lineares)
- Carga do elevador e reservatório sobre as lajes (distribuída)
- Escadas
- Rampa

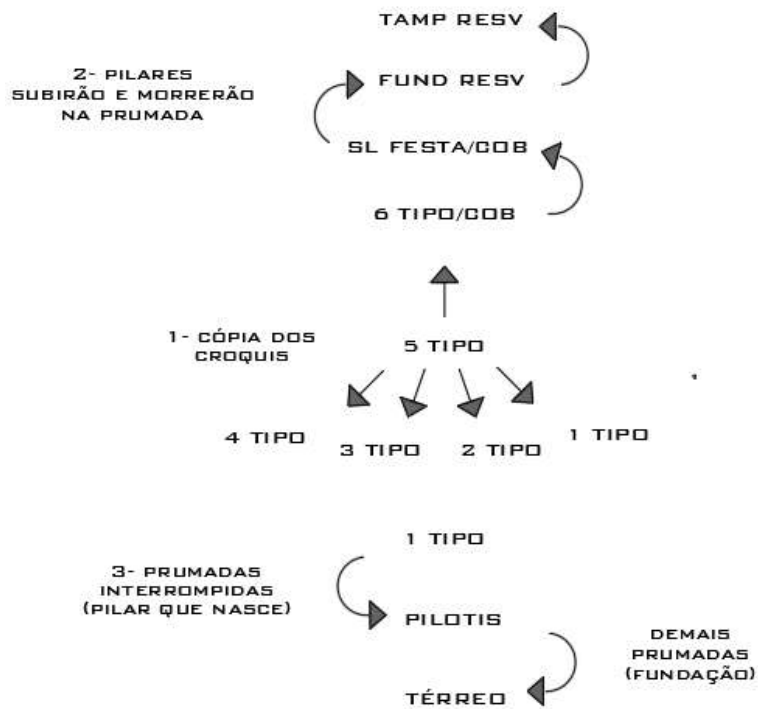
Os pilares foram lançados no pavimento tipo 5 a partir da concepção estrutural previamente definida. Logo após, foram lançadas as vigas e por último as lajes. Antes de copiar o croqui do pavimento tipo 5 para os demais, foram lançadas as cargas lineares de alvenaria sobre as vigas e lajes, e as cargas distribuídas nas lajes. A lógica repetiu-se nos demais pavimentos após a formação das prumadas. Por último lançados os patamares das escadas, as escadas e a rampa.

3.3.1 Lançamento dos pilares

Primeiramente, fez-se um estudo (item 3.2.2) referente a possibilidade ou não de haver prumada nos pavimentos inferiores decorrentes das vagas de estacionamento, e após análise, concluiu-se que o pavimento crítico seria o tipo 1 (ou teto pilotis), em que as prumadas de alguns pilares iriam sofrer interrupções a partir da concepção pré-estabelecida em decorrência das vagas de garagem e do espaço gourmet (térreo).

Iniciou-se o lançamento no pavimento tipo 5 pelos pilares de canto, extremidade e depois os de centro (nesta ordem), para posterior cópia do croqui para os outros pavimentos tipo com toda a estrutura já lançada, incluindo as cargas lineares e distribuídas nos respectivos elementos. Após, foram copiadas apenas as prumadas que subiriam para os pavimentos adjacentes (cobertura do salão de festas, fundo e teto do reservatório) e desceriam para os subjacentes (pilotis e térreo), conforme ilustra Figura 66.

Figura 66 - Fluxograma de lançamento dos pilares



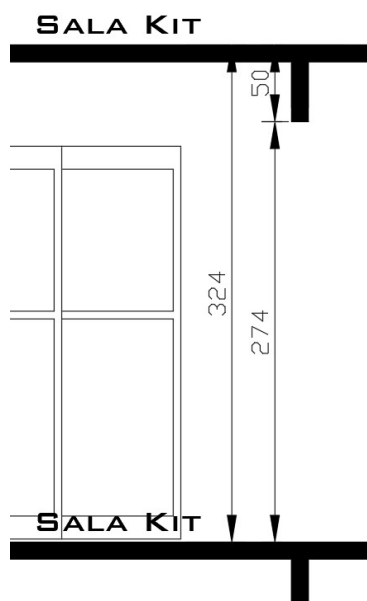
Fonte: Do autor, 2020.

Pensando em uma possível alteração de seção futura, preocupou-se em deixar o ponto fixo em posição igualitária na prumada, buscando manter a maior dimensão do pilar faceada com a direção da parede externa da edificação, principalmente no eixo “x” na qual a edificação possui 42,25 metros, de modo a contribuir com maior efetividade no contraventamento da estrutura, combatendo aos esforços horizontais provenientes do vento. Prioritariamente, os pilares foram lançados buscando a formação de pórticos, embutidos na sua menor direção dentro da alvenaria, deixando a espessura de reboco de 0,5 centímetros para cada face. Outro cuidado que se teve foi em lançar os pilares utilizando o seu eixo de maior inércia na direção do vão (sempre que possível), conferindo maior rigidez à estrutura e reduzindo os vãos nos pórticos. No pavimento tipo 6 (cobertura) ocorreu a necessidade de lançar 4 novos pilares de canto nascendo (P20, P25, P30 e P34) com seções reduzidas de 28x30 de modo a carregar o mínimo possível as vigas de transição, respeitando o limite da seção de 360cm² como exige a norma, para suprir a mudança de layout arquitetônico referente ao salão de festa, em relação aos pavimentos tipo. Já no teto pilotis, os seguintes pilares sofreram interrupções devido as vagas de garagem e espaço gourmet: P9, P10, P22, P23, P26, P27, P28, P34, P35, P38, P46, P51, P58 e P59; nascendo as esperas dos mesmos nas vigas de transição.

3.3.2 Lançamento das vigas

Foram usadas as seções calculadas no pré-dimensionamento (14x40 e 14x50), formando preferencialmente pórticos, lançadas inicialmente no pavimento tipo 5. Foram atribuídas às vigas sob parede, segundo a ABNT NBR 6120/2019 (versão corrigida), o peso específico de 12kN/m^3 considerando altura de pé esquerdo padrão de 274 centímetros, subtraindo 50 centímetros (altura da viga) do valor do pé direito de 324 centímetros, conforme Figura 67.

Figura 67 - Pé esquerdo do projeto



Fonte: Do autor, 2020.

Para evitar um número maior de pilares sobrecarregando a estrutura em regiões de sobreposição de influência de carga, foram lançadas vigas bi-apoiadas sobre vigas e vigas bi-apoiadas sobre pilar e viga. Já os pórticos possuem, geralmente, de 1 a 2 tramos em sua maioria, por haver diferentes vãos em grandes pórticos, podendo utilizar seções compatíveis com a situação evitando superdimensionar a estrutura. Outro ponto é que vigas muito extensas dificultam a utilização da escala de 1:50 para encaixá-la na prancha de detalhamento, com exceção das vigas contínuas V1 e V6 que possuem 4 tramos.

3.3.3 Lançamento das lajes

No lançamento das lajes nervuradas, conforme Figura 68, utilizou-se tijolo cerâmicas com as dimensões 11,5x19x19, com modulo total de 11,5x38x38, sendo:

- nh - 11,5 cm, sendo a altura de 1 tijolo nesta direção;
- nx - 38 cm, sendo a largura nesta direção de 2 tijolos;
- ny - 38 cm, sendo a largura nesta direção de 2 tijolos.

Figura 68 - Cadastramento de Bloco de enchimento

Cadastro de blocos de enchimento

Tipos de blocos

- Treliçada 1D
- Treliçada 2D
- Nervurada
 - EPS Painei
 - Tijolo cerâmico
 - Cubetas
- Pré-moldada
 - Painel com enchimento 1D
 - Painel com enchimento 2D

Lista de blocos

	Bloco	nx	ny	nh
1	B9/19/19	2	2	1
2	B9/19/29	2	2	1
3	B10/15/19	2	2	1
4	B10/19/19	2	2	1
5	B10/19/29	2	2	1
6	B11.5/38/38	1	1	1
7	B14/19/29	2	2	1
8	B15/19/19	1	1	1
9				

+ - ...

Copiar

+ - ...

Lista blocos Agrupamento

Fonte: Do autor, 2020.

Vale ressaltar algumas considerações, as lajes com vãos menores passariam com alguma facilidade a partir das configurações dispostas abaixo, como é o caso da L1 (4,20x3,68), em contra partida as mais críticas que, além de possuir vãos na ordem de 6 metros, como é o caso de L25 (5,52x6,10), também terão acrescidos aos seus vãos cargas lineares de alvenaria, podendo dificultar o cálculo no Eberick. Apesar disto, foram lançadas as mesmas dimensões para todas as lajes inicialmente, visto na Figura 69 e sendo:

- Espessura de capa (ec) = 5,5 cm;
- Espessura entre nervuras (enx e eny) = 9,0 cm

As cargas lineares permanentes foram lançadas conforme (item 2.1.1) e as cargas acidentais distribuídas nas lajes, foram aplicadas seguindo as recomendações normativas.

Figura 69 - Dimensões finais, lajes tipos

ec (cm)	enx (cm)	eny (cm)
5.50	9.00	9.00
5.50	12.00	12.00
5.50	9.00	9.00
5.50	9.00	9.00
5.50	12.00	12.00
5.50	9.00	9.00
6.50	12.00	12.00
5.50	12.00	12.00
5.50	9.00	9.00
5.50	12.00	12.00
5.50	9.00	9.00
5.50	9.00	9.00
5.50	9.00	9.00

Fonte: Do autor, 2020.

Foi feito rebaixo no lançamento de -10 cm nas lajes de sacada em balanço.

Com relação as cargas de parede sobre as lajes, utilizou-se o valor do peso específico de 12kN/m^3 considerando altura do pé esquerdo 307 centímetros e da alvenaria com reboco, de 15 centímetros, descontando a altura da laje de 17 centímetros do pé direito de 324 centímetros, resultando em $5,52\text{kN/m}$, conforme Figura 70.

Figura 70 - Configuração da carga linear de parede sobre laje

Carga Linear

Cargas

Carga de parede 552.60 kgf/m

Carga extra 0 kgf/m

Parede

Dimensões

Altura cm

Espessura cm

Peso kgf/m³

Carga total kgf/m

Aberturas

Fonte: Do autor, 2020.

3.3.4 Lançamento do reservatório

Para lançamento da carga na laje de fundo do reservatório foi considerada a altura da lâmina d'água, determinada pelo projeto arquitetônico, que prevê um pé-direito da laje de fundo do reservatório até a sua tampa de 2,88 m, conforme Figura 71, sendo para efeitos de cálculo de volume de água considerado o nível de 2,5 m.

Figura 71 - Cotas do reservatório

	Pavimento	Altura (cm)	Nível (cm)	Lance
1	TAMPA RESV	288.00	3585.00	12
2	FUNDO RESV	305.00	3297.00	11

Fonte: Do autor, 2020.

Logo, foi considerado carga accidental no fundo da caixa d'água de 2.500 Kg/m².

3.3.5 Lançamento das rampas

Para o lançamento da rampa de acesso de veículos do pavimento Baldrame para o pavimento Garagem, foi utilizado a ferramenta escada, conforme pode ser observado na Figura 72, visto que na versão utilizada nesse trabalho (V8 GOLD) o módulo rampa não está disponível.

Figura 72 - Lançamento da 'rampa'

Lance de escada

Nome Escada +

Cargas

Accidental kgf/m² Revestimento kgf/m² ...

Extra kgf/m²

Seção

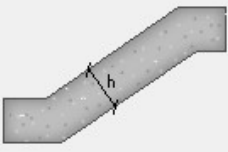
Tipo

Espessura cm

Piso cm

Espelho cm

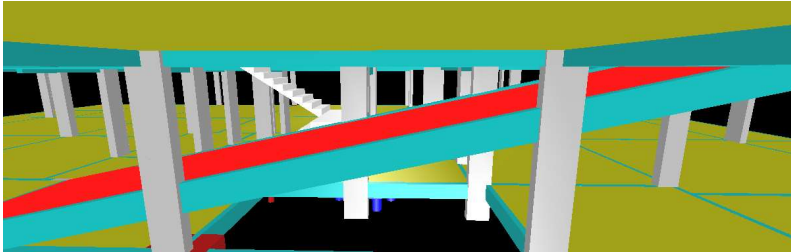
Primeira face cm



Fonte: Do autor, 2020.

Representação da rampa, como pode ser observado na Figura 83, capturada da aba “Pórtico 3D”.

Figura 78 – Rampa de veículos



Fonte: Do autor, 2020.

3.3.6 Lançamento das escadas

Após o estudo do projeto arquitetônico, foi possível reunir as informações necessárias para o correto lançamento da escada no Eberick. A escada possui dois vãos a serem vencidos com alturas distintas, visto que o pé esquerdo do baldrame e pilotis é de 3,48 metros, enquanto o dos outros pavimentos é de 3,24 metros. Apesar da diferença de altura, todas as informações valem para ambas, com exceção de que, a escada do baldrame e pilotis, possuem 1 degrau a mais. As escadas têm espessura de 10 cm, piso de 28 cm, espelho de 18 cm e possuem fundo plano, conforme pode ser observado na Figura 73.

Figura 73 – Detalhes das escadas

Lance de escada

Nome Escada

Cargas

Acidental kgf/m² Revestimento kgf/m²

Extra kgf/m²

Seção

Tipo

Espessura cm

Piso cm

Espelho cm

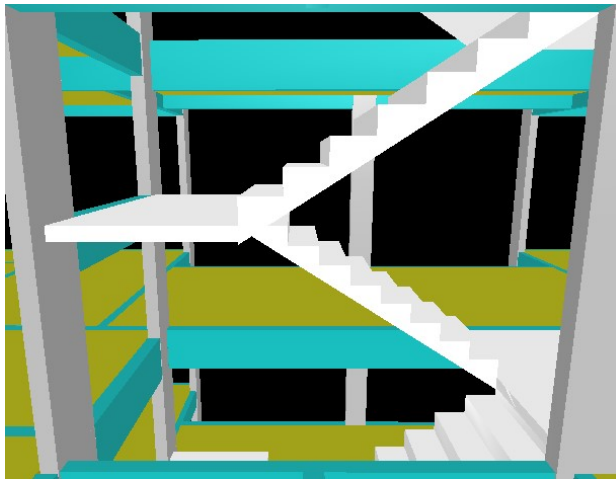
Primeira face cm

 A technical cross-section diagram of a staircase. It shows a sloped section with a horizontal width labeled 'P', a vertical height labeled 'E', and a sloped length labeled 'h'. The top horizontal surface is labeled '1ª face'. The diagram is rendered in a grey, textured style.

Fonte: Do autor, 2020.

Para lançar os lances de escada, é preciso criar o nível intermediário entre os pavimentos, e a altura atribuída a este nível deve ser a altura do patamar até o piso do pavimento abaixo. Para ambas foi lançado o mesmo nível intermediário, que equivale a 162 centímetros, porém, as escadas dos pavimentos pilotis e baldrame possuem uma diferença de nível de 18 centímetros entre o patamar e o nível acima, sendo um degrau a mais no lance superior, o resultado do lançamento pode ser observado na Figura 74.

Figura 74 - Escada visualizada no pórtico 3D

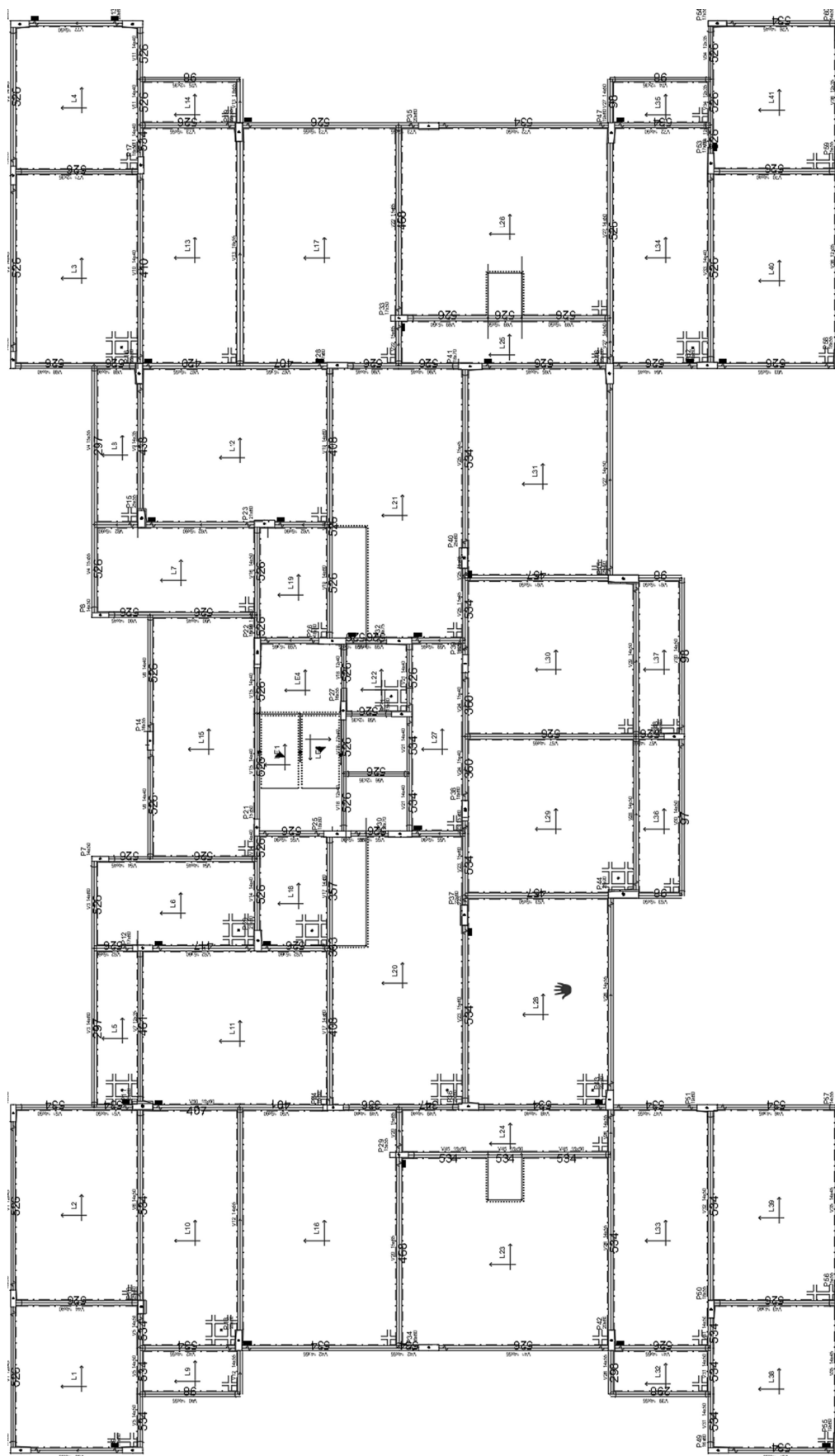


Fonte: Do autor, 2020.

3.3.7 Estrutura lançada

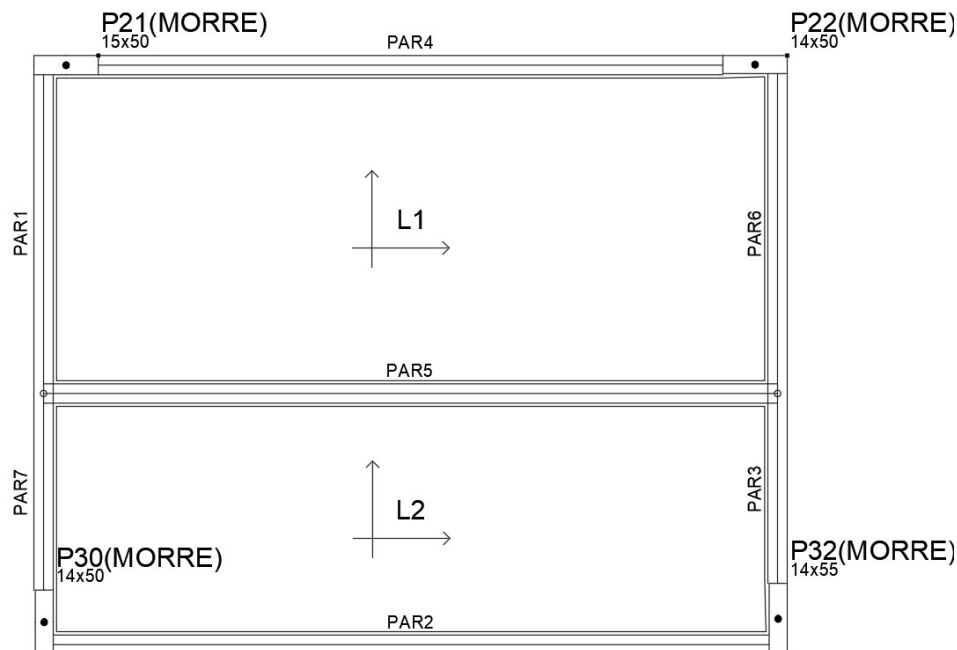
Podemos observar nas: Figura 75, Figura 76, Figura 77, Figura 78, Figura 79 e Figura 80, como se deu a concepção estrutural adotada em todos os pavimentos, com o lançamento e dimensionamento já realizados nos pilares, vigas e lajes.

Figura 78 - Tipos (1 ao 6) lançados



Fonte: Do autor, 2020.

Figura 80 - Fundo reservatório lançado



Fonte: Do autor, 2020.

3.4 CONFIGURAÇÕES DO EBERICK

As configurações do programa são uma das etapas iniciais de projeto, preferencialmente antes de processar a estrutura para se ter parâmetros mais realistas sobre os resultados. Deve-se atentar sempre para as peculiaridades da edificação a que se deseja projetar, atribuindo ao software as recomendações normativas para o projeto em questão.

3.4.1 Combinações de ações

As configurações de ações, segundo a ABNT NBR 6118/2014, item 11.4 (tabela 11.1), indica que, para cargas permanentes (peso próprio, carga de parede, contra piso, etc) e variáveis (carga de utilização e de vento) utiliza-se o coeficiente de 1,4 para combinações desfavoráveis e 1,0 para favoráveis. Porém, a norma possibilita utilizar para cargas permanentes de pequena variabilidade o ponderador de 1,3 e, para as cargas variáveis, apenas 1,4, os quais já vem por *default* no Eberick.

Os fatores de combinação, são bloqueados para cargas permanentes, pois eles só terão influência sobre as cargas variáveis na estrutura. As combinações de ações para as cargas variáveis são feitas pelo software automaticamente, e vem também por default configurado a partir dos valores de Ψ , sublinhados da Figura 81. Porém, como estamos projetando um edifício

residencial, não há proeminência destas ações quanto a aglomeração de pessoas e predominância de equipamentos fixos por longo período, portanto, consideraremos os valores de combinação de Ψ como sendo 0,5, 0,4 e 0,3, conforme Figura 82 e Figura 83.

Figura 81 - Coeficientes das ações

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Item 11.4, ABNT NBR 6118/2014. p.65

Figura 82 - Combinação de ações para cargas variáveis

Ações

Tipo

- Permanente
- Acidental
 - Acidental
 - Água
- Vento

Ação

Nome: Acidental

Indicação: Q

☒ Considerar para as lajes

Coef. de ponderação

Desfavorável: 1.40

Favorável: 0.00

Fundações: 1.00

Fatores de combinação

$\Psi_0 = 0.50$

$\Psi_1 = 0.40$

$\Psi_2 = 0.30$

Critérios

☒ Considerar γ_G favorável (ELU)

Tipo de combinações (ELS): Frequentes

☒ Gerar combinações automaticamente

Definir...

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 83 - Combinações de ações para carga permanente

Ações

Tipo

- Permanente
 - Peso próprio
 - Adicional
 - Solo
- Acidental
 - Acidental
 - Água
- Vento
 - Vento X+
 - Vento X-
 - Vento Y+
 - Vento Y-
 - Desaprumo X+
 - Desaprumo X-
 - Desaprumo Y+
 - Desaprumo Y-

Ação

Nome:

Indicação:

☒ Considerar para as lajes

Variabilidade:
☒ Permanente
☐ Acidental

Coef. de ponderação

Desfavorável:

Favorável:

Fundações:

Fatores de combinação

$\psi_0 =$

$\psi_1 =$

$\psi_2 =$

Crítérios

☒ Considerar γ_G favorável (ELU)

Tipo de combinações (ELS):

☒ Gerar combinações automaticamente

Fonte: Do autor, 2020.

3.4.2 Análises

Foi definido como processo de análise, o pórtico espacial. De acordo com a ABNT NBR 6118/2014, para estruturas de nós móveis, o valor de redução na rigidez de 10% para nós semirrígidos. Apesar desta rigidez ser definida em 10%, na prática, geralmente a redistribuição do momento não é proporcional ao valor da porcentagem atribuída, ficando abaixo deste valor. Portanto, para casos específicos, utilizou-se valor de redistribuição acima de 10%. Em análises, foi configurado os redutores de rigidez a fim de simular a não linearidade física da estrutura. O item 15.7.3 da ABNT NBR 6118/2014, traz na Figura 84, os seguintes valores para redução de rigidez.

Figura 84 - Coeficiente para redução de rigidez

lajes:	$(EI)_{sec} = 0,3 E_c I_c$
vigas:	$(EI)_{sec} = 0,4 E_c I_c$ para $A_s' \neq A_s$ e
	$(EI)_{sec} = 0,5 E_c I_c$ para $A_s' = A_s$
pilares:	$(EI)_{sec} = 0,8 E_c I_c$

Fonte: Item 15.7.3, ABNT NBR 6118/2014. p.106

Por *default*, o software já vem configurado como a norma prescreve. Vale destacar que a redução da viga é maior do que a do pilar, pois ela trabalha a flexão e estes redutores visam corrigir possíveis problemas de fissuração, dentre outras deficiências que venham a ocorrer, já o pilar trabalha predominantemente a compressão, atribuído a redução de 20% devido a fluência. Nas lajes, considerando que a análise feita pelo Eberick V8 é feita por grelha e pórtico espacial, separadamente, este valor de redução não tem nenhum impacto efetivo no dimensionamento, apenas no cálculo da flecha elástica, portanto, manteve-se o valor de 0,5 para rigidez, conforme pode ser observado na Figura 85.

Figura 85 - Configurações de análise

Análise

Processo

☒ Pórtico espacial

☐ Pavimentos isolados

Geral

Redução no engaste para nós semi rígidos %

Redução na torção para os pilares %

Redução na torção para as vigas %

Aumento na rigidez axial dos pilares ...

☐ Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Não linearidade física

Rigidez das vigas Eci.Ic

Rigidez dos pilares Eci.Ic

Rigidez das lajes Eci.Ic

P-Delta

☒ Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações

Precisão mínima %

Combinação vertical de cálculo ...

Precisão numérica

Erro estimado máximo %

Valor absoluto mínimo

Imperfeições globais

Considerar para: ☒ Direção X

☒ Direção Y

Combinação vertical característica ...

Apoio elástico padrão...

Painéis de lajes...

OK

Cancelar

Ajuda

Fonte: Do autor, 2020.

3.4.3 Dimensionamento

As configurações de dimensionamento têm impacto efetivo no comportamento das estruturas.

O projetista deve ter consciência de como se comportará a estrutura de acordo com as configurações que vem por *default* no software, atento ao que preconiza a norma com relação as configurações deste módulo, estando apto, desta forma, a adequar as configurações de dimensionamento de acordo com as necessidades de projeto.

3.4.3.1 Pilares

Nos pilares, para as configurações dos estribos, foi mantida a ‘Separar de trechos com diferença de armadura maior que’ 10%, tendo em vista que, quando há mudança de seção de pilar de um pavimento para o outro, o programa estipula uma armadura de fretagem para aquela região onde ocorrerá esta transição, ou seja, ele atribui estribos com espaçamento reduzido para aquela região. Mas, caso essa diferença entre o espaçamento dos estribos do pilar até a transição da seção (no topo ou na base) em relação a armadura de fretagem (espaçamento dos estribos reduzidas para aquela região de mudança de seção) seja abaixo de 10%, ele lança a armadura calculada para fretagem para o pilar inteiro, ao invés de atribuir apenas a aquela região. As informações que se sucedem estão correlacionadas, atribuindo-se espaçamento mínimo e espaçamento mínimo de topo-base com valores arredondados, respectivamente de 10 e 5 cm. Para o comprimento mínimo do trecho para armadura de fretagem foi mantido o valor de 40 cm, já determinado pelo software.

Quanto às esperas, foi mantido o valor padrão pelo software e habilitado o comando para permitir o cálculo pelo programa quando há carga negativa no pilar, ou seja, o pilar que geralmente trabalha a compressão, pode, por ventura, em uma região em que os pilares estão muito próximos e no tramo seguinte de viga a carga seja muito maior (por exemplo) a viga de maior carregamento, pode vir a gerar um esforço de tração no pilar anterior (como se fosse uma gangorra), esta é uma situação onde ocorrerá carga negativa no pilar.

O limite para taxa de armadura foi mantido o valor de 4%, sendo 4% para o lance inferior e 4% para o lance superior, no transpasse, garantindo assim que não ultrapasse os 8%, considerando o determinado pela norma em regiões de emenda, conforme ilustra a Figura 86.

Foi utilizado valor máximo de barras na seção, com 15 barras na face do pilar, haja visto que não utilizaremos pilar-parede, sendo 90 barras por face, por *default*, uma quantidade muito elevada para o sistema de pórtico rígidos. Finalizando, manteve-se a seção mínima de 360 cm² para o pilar de acordo com a ABNT NBR 6118/2014.

Todos estes valores de configuração podem ser vistos na aba: “Configurações” - “Dimensionamento” – “Pilares”.

Figura 86 - Configurações de dimensionamento dos pilares

Dimensionamento [Pilares]

Pilares Vigas Lajes Sapatas Blocos Muros

Estribos

☒ Separar trechos com diferença de armadura maior que 10 %

Espaçamento mínimo 7 cm

Espaçamento mínimo (topo e base) 4 cm

Espaçamento múltiplo de 1.0

Tamanho mínimo do(s) trecho(s) 40 cm

Percentual mínimo em pilar parede 25 %

Esperas

Tipo auto

☐ Permitir bitola menor que superior

☒ Adotar espera da fundação igual ao pilar superior

☒ Permitir carga negativa

☒ Usar armadura simétrica para pilares quadrados

☒ Usar armadura simétrica para pilares compostos

Ângulo mínimo para considerar pilar inclinado 10 °

☒ Usar momento mínimo

☒ Dispensar imperfeições locais se for atendido

☐ Considerar efeitos localizados de 2ª ordem em pilar parede

Processo Rigidez aproximada

Limites

Taxa de armadura máxima 4 %

Número máximo de barras numa face de seção 90

Seção transversal mínima 360 cm²

Linha neutra... Coeficientes...

Fonte: Do autor, 2020.

3.4.3.2 Vigas

Para as vigas, foi mantido o valor $\leq 10\%$ para a ‘Relação máxima entre altura e centro de gravidade’ da armadura mais afastada, garantindo que no cálculo da área de aço a reação das barras estejam acima do centro de gravidade da armadura, ou seja, todas terão a mesma tensão atuante.

A função ‘Avisar para flechas’ referente a deformação da viga, sofreu alteração para $L/250$, atendendo a atualização da ABNT NBR 6118/2014. Para a ‘Taxa de armadura máxima’, a norma orienta sobre o valor máximo de 4% no somatório das barras para flexão composta (armadura de tração e compressão na viga), portanto, foi mantido o valor de 2% para compressão e 2% para tração.

Levando em conta que, para algumas situações, ocorreu a necessidade de haver apoio de vigas de mesma altura apoiada sobre a outra, foi habilitado o uso de armadura de suspensão para este caso em específico.

O ‘Diâmetro mínimo da armadura de compressão’ foi mantido 8 mm e espaçamento máximo de 40 cm, calculando a armadura de torção caso a distância entre a armadura de tração e de compressão da viga seja maior que 40 cm.

Para ‘Armadura de pele’, a qual não tem função estrutural e sim evita que ocorram fissuras ao longo das faces laterais da viga, o valor de ‘Altura inicial’ foi alterado de 60 cm, para o valor de 61 cm, já que a norma admite armadura de pele para vigas com altura maior que 60 cm, e ‘Espaçamento máximo’ e ‘Diâmetro mínimo’ de 20 cm e 6,3 mm respectivamente.

Para ‘Apoio sobre pilares extremos’, foram mantidos os valores para ‘largura superior a’ 12 cm, devido a utilização de rótulas nas vigas, que geram esforços de momento negativo e consequentemente tendência a fissuração, na ligação da viga com o pilar, para conter os esforços de momento negativo foi previsto ‘Usar armadura mínima para apoios com’ esse tipo de característica, como pode ser observado na Figura 87.

Figura 87 - Configurações de detalhamento das vigas

Dimensionamento [Vigas]

Pilares	Vigas	Lajes	Sapatas	Blocos	Muros
Limites Relação máxima entre altura e CG da armadura: <input type="text" value="10"/> % Avisar para flecha > L/: <input type="text" value="250"/> Taxa de armadura máxima: <input type="text" value="2"/> %					
Armadura de pele Diâmetro mínimo: <input type="text" value="6.3"/> Espaçamento máximo: <input type="text" value="15"/> cm Altura inicial: <input type="text" value="61"/> cm					
Apoio sobre pilares extremos <input checked="" type="checkbox"/> Usar armadura mínima para apoios com largura superior a: <input type="text" value="12"/> cm Largura máxima de: <input type="text" value="80"/> cm					
Diâmetro mínimo da armadura de compressão : <input type="text" value="10.0"/> Diâmetro do vibrador : <input type="text" value="3"/> cm <input checked="" type="checkbox"/> Permitir viga maior apoiando em menor Tipo de estribo: <input type="text" value="Aberto"/> Diâmetro mínimo: <input type="text" value="10.0"/> Espaçamento mínimo: <input type="text" value="5"/> cm <input checked="" type="checkbox"/> Adotar armadura de suspensão para vigas de mesma altura					
<div> <input type="button" value="Estribos..."/> <input type="button" value="Coeficientes..."/> </div> <div> <input type="button" value="Ancoragem..."/> <input type="button" value="Torção..."/> </div>					

Fonte: Do autor, 2020.

Para armadura de torção foi mantido o valor mínimo de 10%, considerando que, caso o esforço de torção na viga seja abaixo de 10% (para o estado limite último para torção), esta armadura não será calculada, como pode ser observado na Figura 88.

Figura 88 - Configuração da armadura de torção

Vigas

Armadura de torção

Tensão mínima para considerar %

Diâmetro mínimo ▾

Espaçamento máximo cm

Fonte: Do autor, 2020.

Nas configurações de estribo, foi adotado modelo de cálculo II, configurando de 45 para 30 graus, haja vista que, a inclinação das bielas para vigas retangulares, o ângulo se aproxima de 30 graus. Foi adotado valor de estribo constante para todo o vão e espaçamentos arredondados em múltiplos de 5, espaçamento mínimo de 5 cm e máximo de 50 cm. As demais configurações de estribo foram mantidas os valores por *default* do Eberick, como podemos observar na Figura 89.

Figura 89 - Configurações de estribos

Vigas - Armadura de Cisalhamento (estribos)

Modelo de cálculo ▾

Inclinação das bielas °

Largura máxima para estribos de dois ramos cm

Estribos com mais de 2 ramos ▾ ...

Trechos

Comprimento mínimo cm ...

☒ Adotar trecho reduzido quando V_{sd} maior que x V_{dmin} .

☐ Adotar bitola constante no vão

Espaçamento

Espaçamento múltiplo de ▾ cm

Espaçamento mínimo cm ...

Espaçamento máximo cm

Relação entre espaçamento máximo e d

Para vigas com altura inferior a cm

Adotar espaçamento máximo % d

Escolher bitola

☒ Pelo menor diâmetro

☐ Pelo espaçamento mais próximo de % d

Fonte: Do autor, 2020.

3.4.3.3 Lajes

Para as lajes foi configurado o valor de comprimento mínimo entre trechos para armadura positiva de 100 cm, considerando que poderá haver alteração de diâmetro da armadura para diferentes trechos em que os esforços de momento variam.

Para espaçamento máximo da armadura principal, considerando que a laje utilizada neste trabalho é a nervurada bi-direcional, a norma permite utilizar 20 cm ou valor de $2.h$ da laje, considerando-se mais apropriado utilizar o valor de 34 cm, visto que a altura da laje, no geral, é de 17 cm. O valor da armadura secundária não entra em questão pois foi utilizada laje bi-direcional, mantido o valor de 20 cm.

Em relação ao comprimento de ancoragem das barras positivas, foi mantido os valores por *default* de 100 Kgf.m, tanto para o momento positivo, quanto para a tração mínima a ser considerada na ancoragem, ou seja, valores de momento abaixo deste não serão previstas armaduras positivas de transpasse no trecho entre duas lajes separadas por viga. Esse comprimento será reduzido para cada respectiva laje e, conseqüentemente, foi habilitado a opção de permissão de ancoragem para quando ocorrer momento positivo neste trecho. Para cisalhamento, foi configurado valores múltiplos de 2,5 e mantido espaçamento mínimo de 5 cm e espaçamento máximo de 20 cm definido por norma, como pode ser observado na Figura 90.

Figura 90 - Configurações de dimensionamento das lajes

Dimensionamento [Lajes]

Pilares Vigas **Lajes** Sapatas Blocos Muros

Armadura das lajes

Comprimento mínimo do trecho 100 cm

Espaçamento máximo

Principal 34 cm

Secundária 20 cm

Ancoragem

Momento positivo mínimo a ser considerado na ancoragem 100 Kgf.m

Tração mínima a ser considerada na ancoragem 100 Kgf/m

☒ Permitir ancoragem na laje adjacente

Limites... Coeficientes...

Nervuras... Regiões...

Punção... Radier...

Armadura das continuidades

Diâmetro mínimo 6.3

Espaçamento máximo 20 cm

Cisalhamento

☒ Dispensar verificação ao cisalhamento

Espaçamento múltiplo 2.5 cm

Espaçamento mínimo 5 cm

Espaçamento máximo

☒ Definido por norma

☐ Adotar 50 % d

OK Cancel Help

Fonte: Do autor, 2020.

Os critérios de limite funcionam parecido como os critérios de viga, sendo $\leq 10\%$ para a relação da altura da viga e o centro de gravidade da armadura mais afastada, taxa de armadura

de 2% (máximo 4% pela norma) e espaçamento mínimo de 5 cm, e o limite para aviso da flecha sofreu alteração para $L/250$, como pode ser visto abaixo na Figura 91.

Figura 91 - Configurações para limite

Limites

Relação máxima entre altura e CG da armadura	10	%
Taxa de armadura máxima	2	%
Avisar para flecha > L/	250	
Espaçamento múltiplo	1.0	
Espaçamento mínimo	5	cm

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor, 2020.

Nas nervuras foi mantido o valor horizontal e vertical de 2 cm entre elas. Em regiões, foi mantido o valor de 50% e fixado o valor de separação de faixas, ou seja, irá ocorrer a separação se o valor do momento positivo atuante em um trecho que não seja o crítico for menor que 50% do valor do momento máximo da laje. O espaçamento máximo para barras escalonadas foi definido em 20 cm para lajes armadas em duas direções.

Com relação a punção, manteve-se habilitada a verificação para a laje a punção, visto que houveram situações no projeto em que boa parte da seção dos pilares deram suporte as lajes, definindo como armadura radial de combate a punção, definido espaçamento de 6 cm da primeira linha a partir da face do pilar e entre linhas de armadura de 8 cm, aproximando as barras ao pilar sendo mais conservador em relação a configuração do software, e o número de linhas foi mantida 10. O diâmetro dos conectores manteve-se 6,3 mm e o tipo de aço foi alterado para CA-50, conforme observado na Figura 92.

Figura 92 - Configurações a punção

Punção

Geral

☒ Verificar lajes à punção

Distribuição da armadura

☒ radial

☐ perpendicular

Espaçamento máximo das armaduras

Primeira linha à partir da face do pilar cm

Entre as linhas de armadura cm

Número de linhas

Conectores

Diâmetro ▼

Tipo de aço ▼

Fonte: Do autor, 2020.

3.4.4 Configurações de materiais e durabilidade

A classe de agressividade ambiental é definida a partir da localização do empreendimento, item 6.4.2 da ABNT NBR 6118/2014, definida como classe II (moderada). Os cobrimentos foram configurados abaixo da recomendação da norma, porém, foi habilitada a opção de controle rigoroso para as dimensões dos elementos e usado (fck) do concreto acima do que prescreve a norma para esta CAA II, possibilitando a redução de 5 mm nos cobrimentos, sendo:

- Pilares/vigas = 2,5 cm (peças internas e externas);
- Lajes = 2 cm;
- Reservatório = 3,5 cm;
- Blocos = 4,0 cm.

A dimensão máxima do agregado foi definida como 19 mm (dimensão nominal da brita 1), de acordo com o item 7.4.7.6 da ABNT NBR 6118/2014, que pode ser observado na Figura 93. Para a abertura máxima de fissuras foi mantido os valores por *default* do programa, sendo:

- 0,1 - Para peças em contato com o solo;

- 0,2 – Para peças em contato com a água;
- 0,3 – Demais peças.

Figura 93 - Configuração de materiais e durabilidade

Materials e durabilidade

Aplicação
☒ Projeto inteiro
☐ Por pavimento

Pavimento
 LAMPAREIA
 FUNDO RESV
 IT SF FACHA
 STRE 6 T FACHA
 STT 4 T FACHA
 STT 3 T FACHA
 STT 2 T FACHA
 STT 1 T FACHA
 STRE PILDT
 STRE TEMA
 TRADITEMA

Avisos
 Todas as informações
 estão definidas
 corretamente
 Detalhes...

Geral
 Classe de agressividade II (moderada)
 Dimensão do agregado 19 mm
☒ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo 0.2 mm
 Contato com a água 0.1 mm
 Demais peças 0.3 mm

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Bitolas...
Vigas	C-30	2.5 cm	2.5 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	2.5 cm	2.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-30	3.5 cm		Bitolas...
Blocos	C-30	4 cm		Bitolas...
Sapatas	C-30	4 cm		Bitolas...
Tubulões	C-30	4 cm		Bitolas...
Muros	C-30	3.5 cm		Bitolas...
Radier	C-30	4 cm		Bitolas...

OK Cancelar Ajuda Fluência... Barras... Classes...

Fonte: Do autor, 2020.

O fck (resistência característica à compressão) do concreto adotada é de 30Mpa, acima do que sugere a norma na tabela 7.1 para classe de agressividade II, prevendo uma resistência maior das peças no combate aos esforços de compressão e uma maior compacidade do mesmo.

Para o valor do coeficiente de fluência do concreto, o qual impactará efetivamente na estimativa de cálculo para a flecha diferida, foi atribuído o valor estimado de 80% para região de Florianópolis; a vida útil prevista para a edificação em 50 anos e o tempo de início de carregamento, ou seja, o tempo para a retirada dos escoramentos, foi mantido o valor de 28 dias, como pode ser observado na Figura 94.

Figura 94 - Configuração de fluência do concreto

Fluência do concreto

Umidade relativa do ar 80 %

Início do carregamento 28 dias

Vida útil prevista 50 anos

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor, 2020.

3.4.5 Configurações de Vento

As configurações de vento são determinadas seguindo as recomendações de Alva (2014), e são atribuídas estas informações na aba de configuração de vento, a partir do mapa gerado pelo Eberick das isopletras.

Do mapa das isopletras é extraído o valor da velocidade do vento (S_0), para a região onde estará inserida a obra, para esta ocasião, considera-se $S_0 = 42$ m/s, estimando-se que o município de Palhoça esteja inserida entre 40 e 45 m/s no mapa, conforme Figura 95.

Figura 95 - Configurações de vento

Configurações de Vento

Velocidade: 42 m/s [Mapa...]

Edificação

Nível do solo: 40 cm

Maior dimensão horizontal ou vertical: Entre 20 e 50 m

Rugosidade do terreno: Categoria IV

Aplicação do Vento

☒ Direção X

☒ Direção Y

Ângulo: 0°

[Forças...]

Topografia

☐ Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento ($S_1 = 1.1$)

☐ Vales profundos, protegidos de todos os ventos ($S_1 = 0.9$)

☒ Demais casos ($S_1 = 1.0$)

Fator Estatístico S_3

☐ Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10

☒ Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00

☐ Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

[OK] [Cancelar] [Ajuda]

Fonte: Do autor, 2020.

O fator S_1 é determinado de acordo com a cota topográfica, como recomenda Alva (2014), para terrenos planos com pouca ondulação, onde será implantada a edificação, sendo configurada como $S_0 = 1,0$, visto que é uma obra situada na cota 40 cm, não possuindo subsolo constituindo-se pavimentos garagem. Isto posto, configurou-se na opção nível do solo o valor de 40 cm.

O fator S_2 diz respeito ao comprimento horizontal ou vertical da edificação e o fator de rugosidade do local onde a edificação está inserida, tendo em vista que a mesma possui a sua maior dimensão em “x” de 42,20 metros, foi classificada entre 20 e 50 metros, conforme observado na Figura 96.

Figura 96 - Fator S2

Rugosidade do terreno

Categoria de rugosidade do terreno, conforme item 5.3.1 da NBR 6123/88:

- ☐ Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
- ☐ Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.
- ☐ Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.
- ☒ Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.
- ☐ Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Fonte: Do autor, 2020.

O outro parâmetro é o de rugosidade do terreno, definido a partir das seguintes categorias, de acordo com a ABNT NBR 6123/1988, item 5.3.1.

De acordo com as categorias, a categoria definida foi a IV, pois está inserido em contexto urbanístico de com edificações de médio a grande porte.

O fator estatístico S3 é definido como residencial, sendo $S3=1,0$.

Por último, o próprio software calcula o coeficiente de arrasto, bastando apenas habilitar a função, conforme Figura 97.

Figura 97 - Coeficiente de arrasto

Forças devido ao vento

Coeficiente de arrasto

☒ Calcular coeficiente de arrasto automaticamente

Turbulência Baixa

☐ Adotar valor único para toda a estrutura

☐ Arbitrar altura total acima do solo 3445 cm

Forças

	Pavimento	Fachada X (cm)	Fachada Y (cm)	Nível (cm)	S2	Coef. Arrasto X	Coef. Arrasto Y	Força X (tf)	Força Y (tf)
1	TAMPA	465.00	585.00	3545.00	0.97	1.39	1.49	0.97	1.31
2	FUNDO	465.00	585.00	3257.00	0.96	1.39	1.49	1.96	2.65
3	TT SF	630.05	2484.50	2952.00	0.95	0.78	1.37	1.35	6.74
4	9Teto 6	2450.00	4225.00	2628.00	0.94	0.96	1.22	4.64	12.89
5	8TT 5 TIPO	2450.00	4225.00	2304.00	0.92	0.96	1.22	7.14	15.70
6	7TT 4 TIPO	2450.00	4225.00	1980.00	0.90	0.96	1.22	6.87	15.10
7	6TT 3 TIPO	2450.00	4225.00	1656.00	0.88	0.96	1.22	6.56	14.42
8	5TT 2 TIPO	2450.00	4225.00	1332.00	0.86	0.96	1.22	6.20	13.63

Fonte: Do autor, 2020.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES

Neste capítulo, foram registradas as mudanças em função das necessidades de projeto ao longo do desenvolvimento, tanto em relação a concepção inicial de lançamento quanto das análises visando alcançar a estabilidade global e atender as expectativas dimensionais dos elementos.

4.1.1 Alterações nas configurações do software

O primeiro ponto a se destacar são as configurações de materiais e durabilidade, inicialmente utilizou-se os cobrimentos descritos pela norma para a classe de agressividade III. Entretanto, pelo fato de a edificação estar inserida no limite entre as classes II e III, devido ao raio de distância em relação ao mar (ambiente marítimo), julgou-se não haver impacto direto que justificasse o uso dos cobrimentos e as restrições descritas pela classe III, optando por utilizar classe II, com controle rigoroso dos agregados e fck 30Mpa (acima do que prescreve a classe II), aumentando sensivelmente a área útil para o posicionamento da armadura nas peças e facilitando o dimensionamento das mesmas com seções menores, conforme Figura 98.

Figura 98 - Configurações alteradas de materiais e durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação
☒ Projeto inteiro
☐ Por pavimento

Pavimento
 TAMPA RESV
 FUNDO RESV
 F1 SF PADR
 B160 6 T/P/CDR
 B11 5 T/PD
 B11 4 T/PD
 B11 3 T/PD
 B11 2 T/PD
 B11 1 T/PD
 B160 PLAT
 B160 LERO
 B160 LAME

Avisos
 Existem 4 problemas nas propriedades definidas
 Detalhes...

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada) ...
 Dimensão do agregado: 19 mm
☒ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	
Vigas	C-30	2 cm	2 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	2 cm	2 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	1.5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-30	3.5 cm		Bitolas...
Blocos	C-30	4 cm		Bitolas...
Sapatas	C-30	4 cm		Bitolas...
Tubulões	C-30	4 cm		Bitolas...
Muros	C-30	3.5 cm		Bitolas...
Radier	C-30	4 cm		Bitolas...

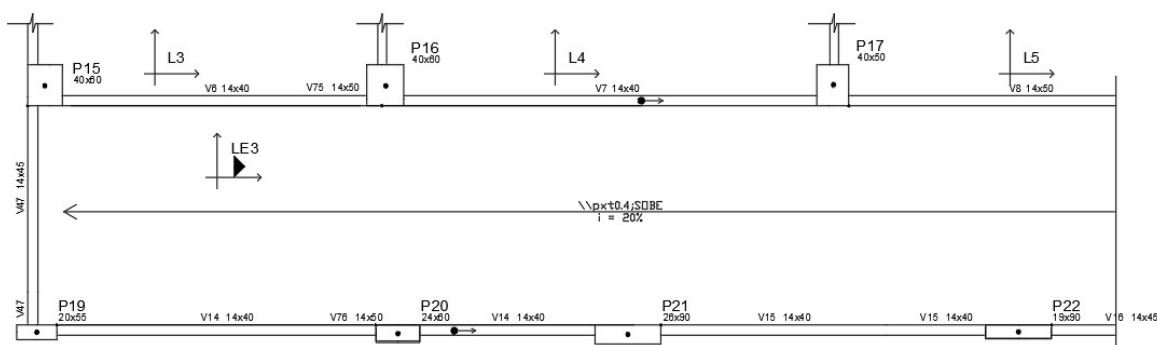
OK Cancelar Ajuda Fluência... Barras... Classes...

Fonte: Do autor, 2020.

4.1.2 Alterações na concepção estrutural inicial

Após o lançamento da rampa, os pilares P15, P16 e P17, situados nas bordas da rampa, desceram suas prumadas posicionados de acordo com as necessidades arquitetônicas exigidas por estes pavimentos, como pode ser visto na Figura 99. Durante o dimensionamento destes pilares, do pavimento teto pilotis (3TT PILOT) até o baldrame (1BAL), os mesmos emitiram o erro D09 – “Nenhuma bitola configurada pode ser usada”, e o P15 emitiu o erro D10 no pavimento baldrame – “Força cortante atuante maior do que a admissível”, visto que possivelmente a rampa estaria gerando esforço horizontal de cisalhamento no topo do pilar P15.

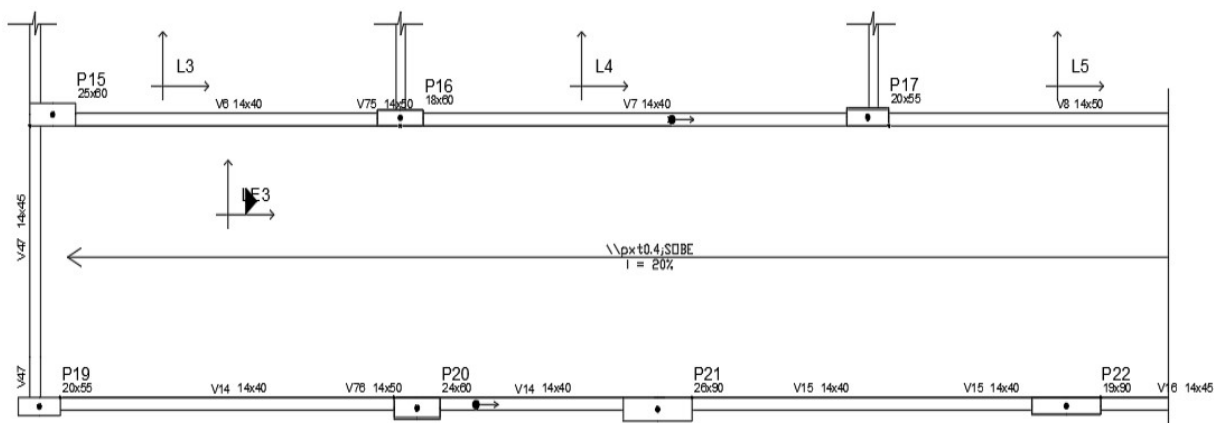
Figura 99 - Pilares P15, P16 e P17 não dimensionados



Fonte: Do autor, 2020.

A solução foi rotacionar os pilares do pavimento teto pilotis até o baldrame e, após a alteração, os pilares passaram com seções mais modestas: P15 (20x60), P16 (18x60) e P17 (20x55), visto que o eixo forte dos mesmos e, consequentemente a armadura, ficaram posicionados à favor (paralelas) à rampa, conforme Figura 100.

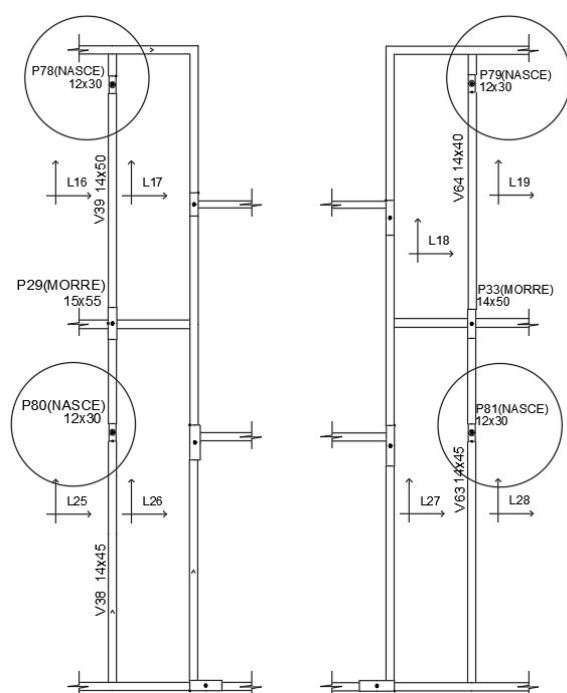
Figura 100 - Pilares P15, P16 e P17 rotacionados e dimensionados



Fonte: Do autor, 2020.

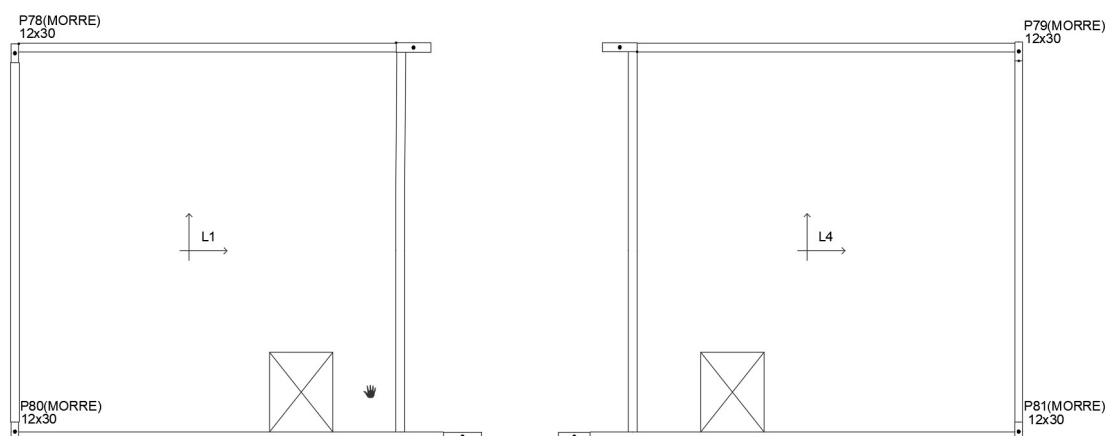
Outra alteração pertinente na concepção estrutural foi durante o lançamento do pavimento cobertura do salão de festa (TT SF F/COB), o qual necessitaria de 4 pilares de canto lançados com seções reduzidas de 12x30 (por se tratar de cargas baixas transmitidas pelas vigas e pelas lajes da cobertura), nascendo nas vigas de transição (também lançadas para suprir as necessidades dos pilares) V39, V64, V38 e V63, respectivamente, no pavimento cobertura do tipo 6 (9TT SF F/COB), conforme Figura 101 para dar suporte às vigas e as lajes L1 e L4 do pavimento cobertura do salão de festa, conforme Figura 102.

Figura 101 - Vigas de transição V38, V39, V63 e V64 e pilares nascendo



Fonte: Do autor, 2020.

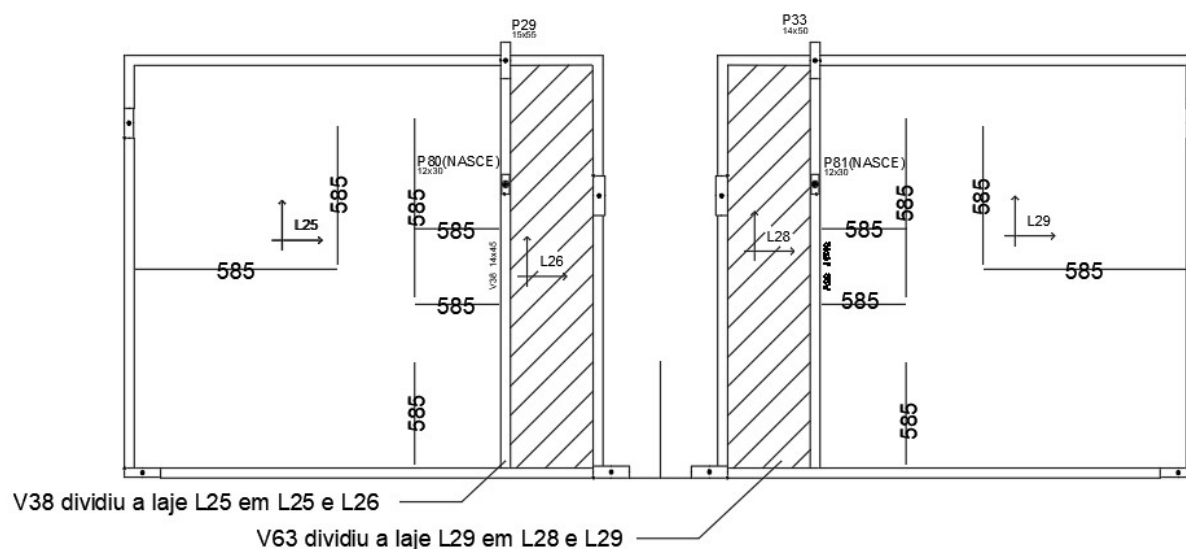
Figura 102 - Pilares dando suporte às vigas e às lajes L1 e L4



Fonte: Do autor, 2020.

Julgou-se uma solução eficaz, visto que reduziu os vãos da laje L25 (6,95x6,10) devido as vigas V39, V64, V38 e V63, conforme Figura 103, haja visto a laje em questão possuir, além de grandes dimensões, cargas lineares de parede no meio do vão, o que dificultaria o seu dimensionamento na região solicitada à tração. A lógica referente a divisão das lajes se deu ao longo dos pavimentos tipo, na qual o layout arquitetônico se repete, apesar de as vigas dos tipos não serem de transição.

Figura 103 - Divisão das lajes L25 e L29

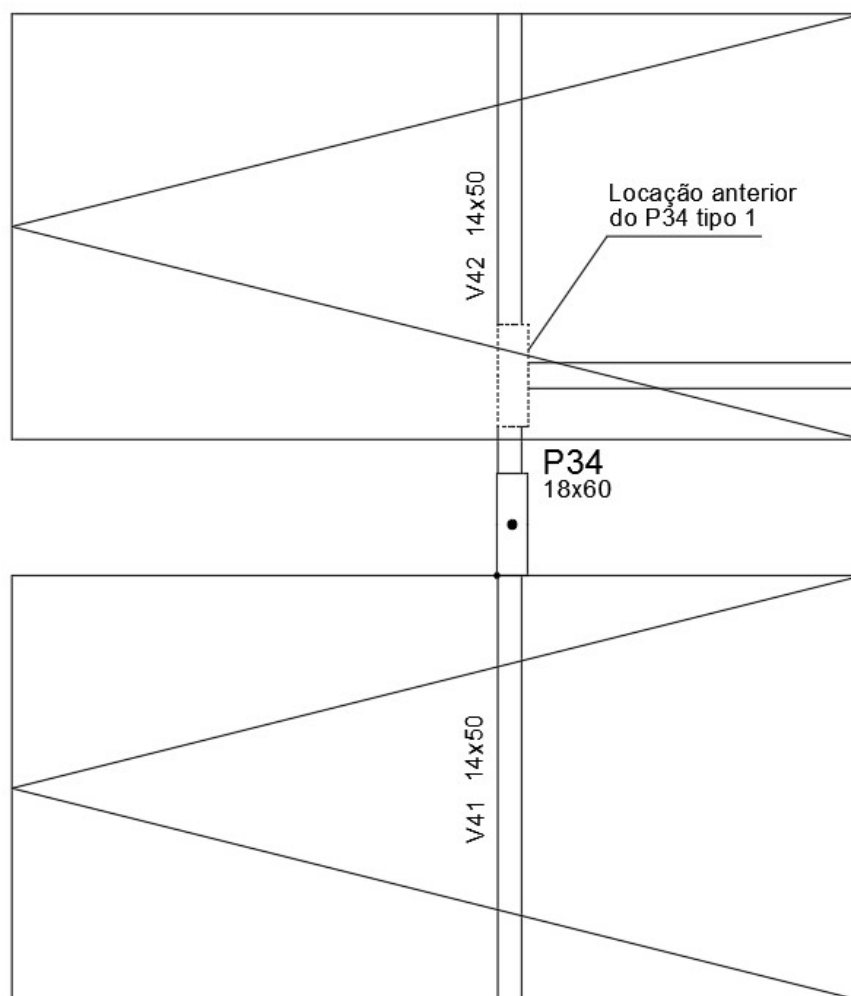


Fonte: Do autor, 2020.

4.1.3 Vigas de transição e remanejamento das vagas de estacionamento

Durante o lançamento da estrutura, e após copiar as prumadas dos pilares dos pavimentos tipo para os pavimentos adjacentes, houve a necessidade de interromper as prumadas dos pilares P7, P8, P23, P24, P28, P29, P33, P36, P41 e P48 para que os espaços destinados às vagas de estacionamento fossem respeitados, armando as esperas dos pilares inseridas nas vigas de transição V49, V56, V59, V44, V64, V41, V66, V43 V63 e V52, respectivamente. Porém, percebeu-se que a relocação de alguns pilares fez-se possível para que não houvesse interrupção na prumada, visto que as vigas de transição não são a solução mais adequada caso possa haver alguma maneira de transmitir os esforços através das prumadas até a fundação. Diante deste cenário, alguns pilares foram realocados quando possível, como foi o caso do P34, indicado na Figura 104 abaixo.

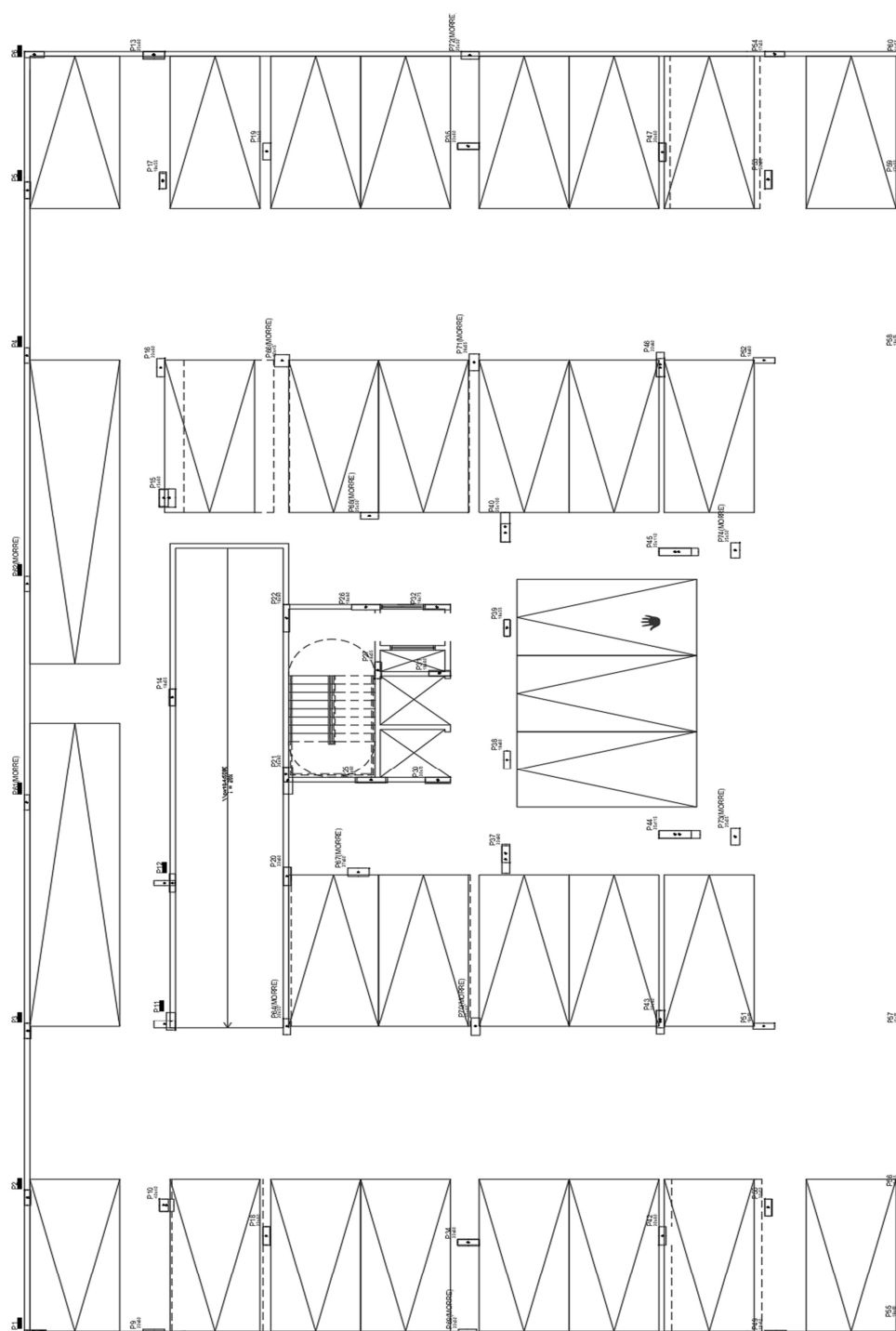
Figura 104 - Pilar 34 (tipo 1) com indicação das vagas de garagem no pavimento teto térreo



Fonte: Do autor, 2020.

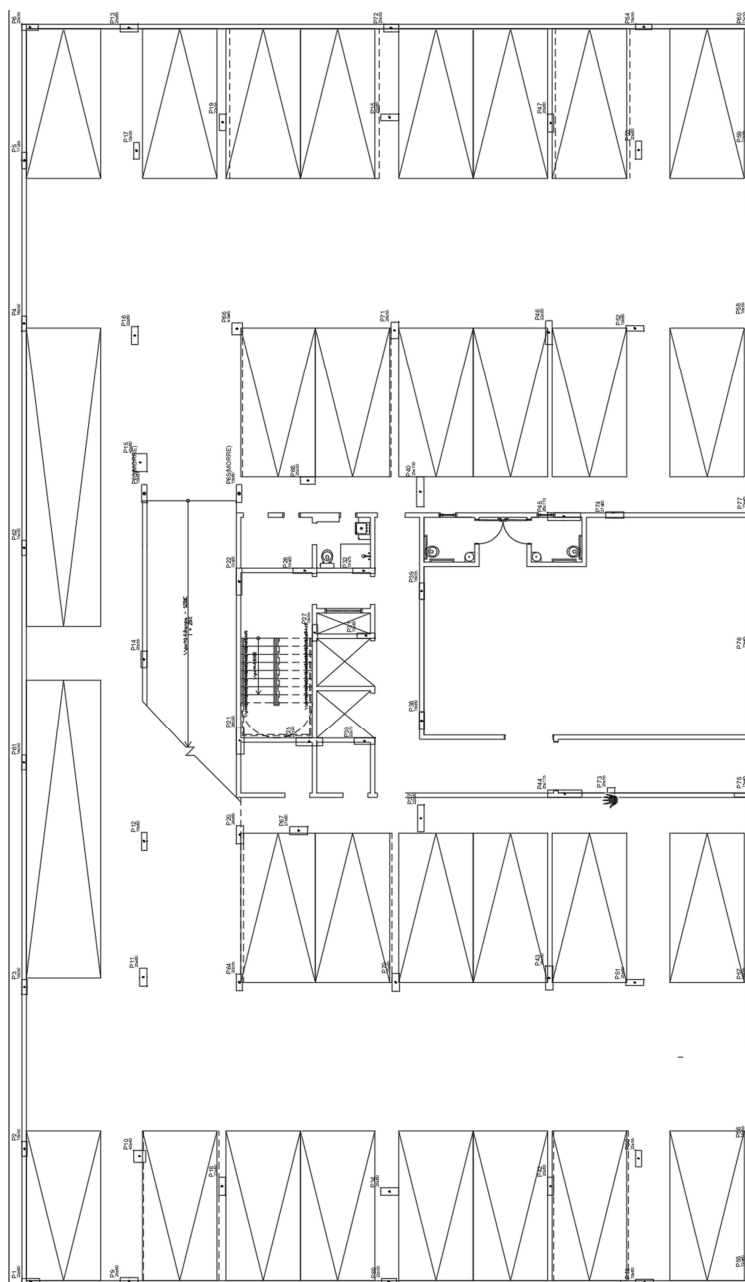
Em contrapartida, como alguns pilares passaram suas prumadas pelas vagas, foi feita o remanejamento das mesmas, visto que haveria espaço no entorno para realocá-las, não necessitando fazer alterações na concepção estrutural e tampouco optar pelo uso de vigas de transição para absorver os esforços advindos dos pilares, como pode ser observado nas Figura 105 e Figura 106, onde o tracejado, delimita a locação após a alteração.

Figura 105 - Remanejamento das vagas de garagem (pilotis)



Fonte: Do autor, 2020.

Figura 106 - Remanejamento das vagas de garagem (térreo)

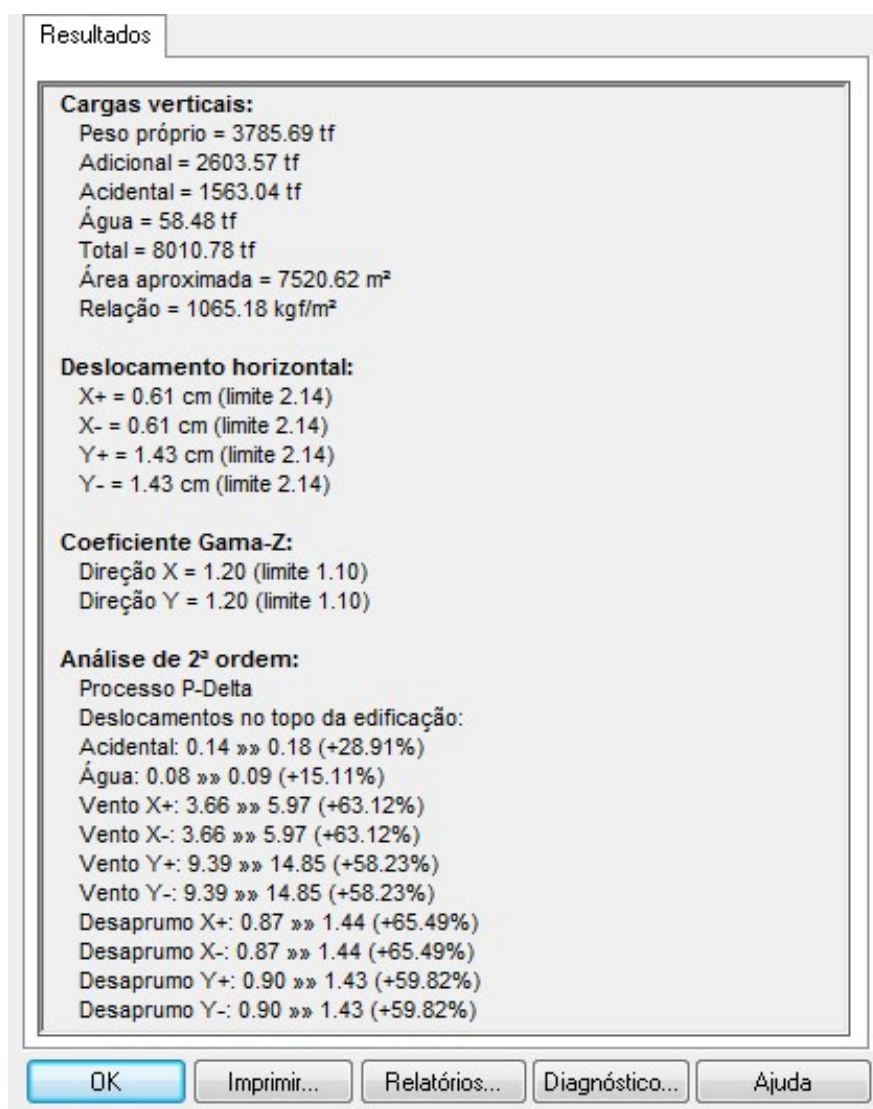


Fonte: Do autor, 2020.

4.1.4 Processamento e análise dos parâmetros

Foi feito o último processamento da estrutura após o dimensionamento para observar os parâmetros quanto aos deslocamentos, coeficiente Gama-Z, a relação peso por área, os deslocamentos e as flechas, conforme Figura 107. Será observado, neste tópico, se as alterações na concepção e as modificações feitas ao longo do projeto, o dimensionamento e se os resultados gerados estão dentro dos parâmetros desejados, caso contrário, serão feitas as alterações a partir dos resultados e as correções necessárias.

Figura 107 - Resultados após o processamento



Fonte: Do autor, 2020.

Analisando os resultados, conclui-se que a relação peso por área de 1065 kgf/m² está dentro dos parâmetros considerados satisfatórios para uma edificação deste porte, visto que o Eberick alerta para resultados que não estejam entre a faixa de 900 e 1300 kgf/m².

Referente aos deslocamentos horizontais, está dentro do esperado, visto que o software não emitiu o aviso de deslocamento, comum quando há deslocamento excessivo, caso ele ultrapassasse 10% no topo da edificação devido ao desaprumo e as ações do vento, haja vista a análise de 2ª ordem pelo processo P-Delta. Em relação ao resultado emitido em relação ao coeficiente Gama-Z, tanto no eixo “X”, na qual a edificação possui o maior comprimento (42,60), quanto no eixo “Y”, o valor foi de 1,20, estando ambos os eixos classificados como estruturas de nós móveis como já era sabido após ter sido feito o primeiro processamento da

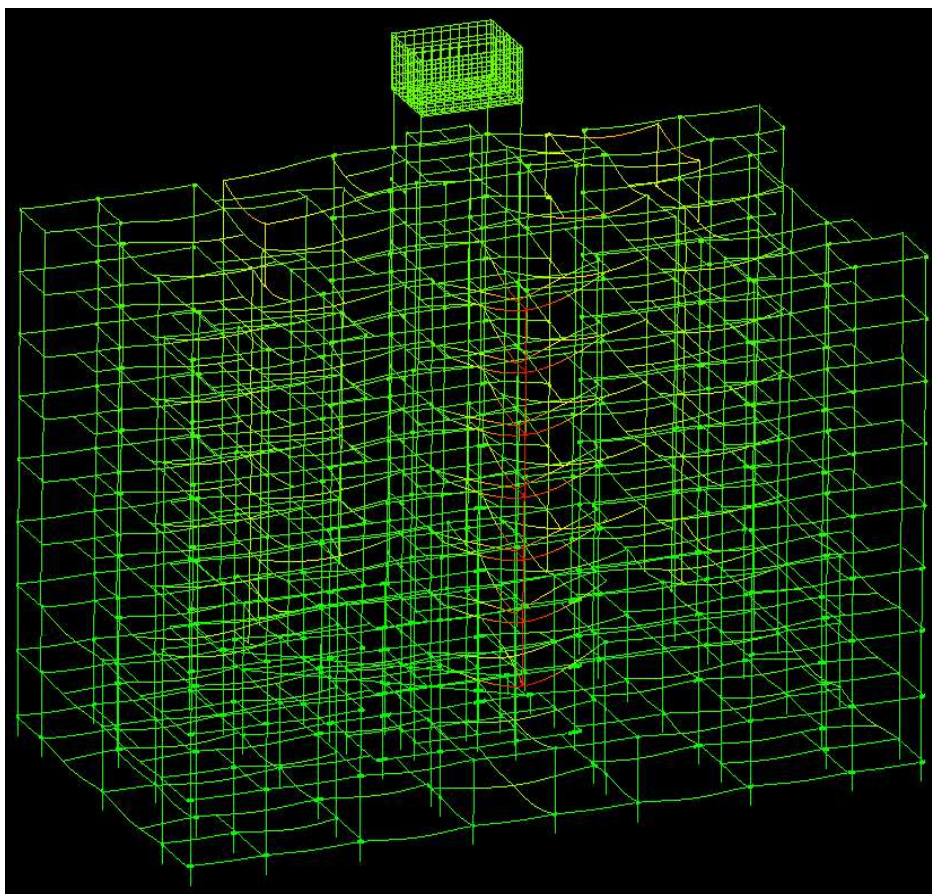
estrutura depois de ter sido lançada, ficando evidente que, após o dimensionamento, a estrutura é mais deslocável (flexível) no eixo “X”, e mais rígida no eixo “Y”, pois a relação do comprimento x altura da edificação é consideravelmente maior na direção “X” da edificação se comparado ao eixo “Y”.

A partir dos parâmetros apresentados (Deslocamento horizontal), pode-se afirmar que a estrutura se apresenta flexível de um modo geral, acima do ideal. De certa forma, isto se deve ao fato de terem sido usados vínculos semi-rígidos e rótulas em grande número durante a elaboração do projeto.

4.1.4.1 Correção dos deslocamentos excessivos e flechas

Analizando o pórtico unifilar, na Figura 108, foi possível identificar deformações acentuadas onde estão presentes as cores vermelhas e amarelas. O enfoque da análise será na região crítica (em vermelho), em que serão feitas as considerações e apresentada a solução para resolvê-la.

Figura 108 - Pórtico unifilar

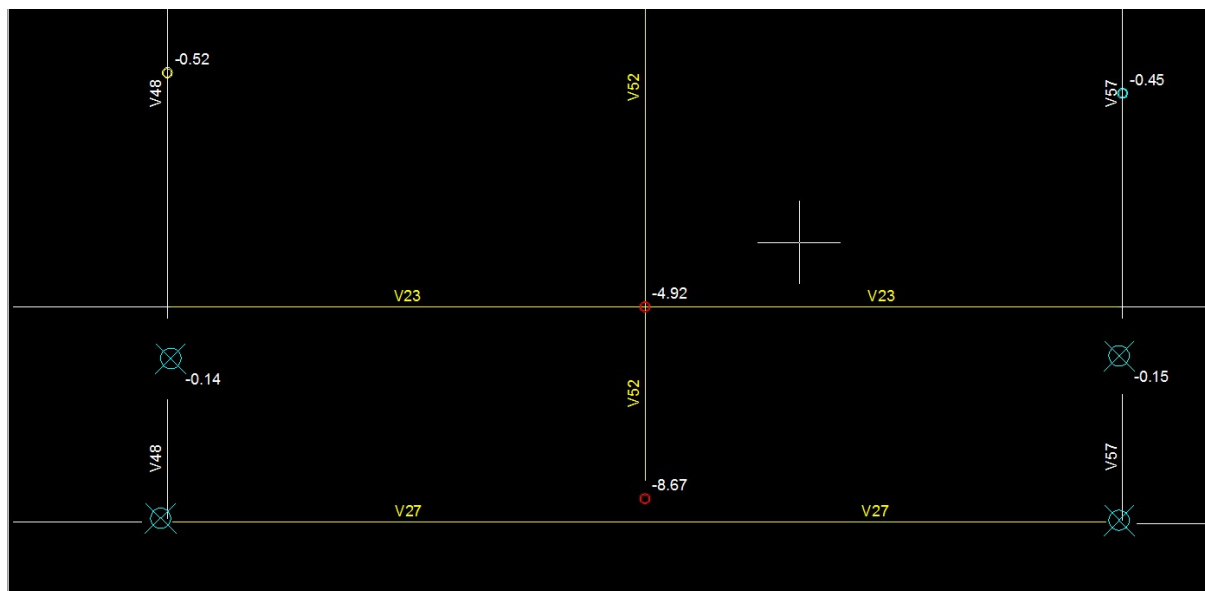


Fonte: Do autor, 2020.

Com um simples clique na última barra vermelha horizontal, identificamos a viga de transição V27, do teto pilotis que, apesar de ter sido dimensionada com seção de 20x60, apresenta acentuada deformação e não detalhou a espera do pilar P48 que está nascendo na viga em questão, emitindo o aviso 11 – “Não é possível detalhar a espera do pilar P48”. Para investigar a viga V27, foi acessada a aba de deformações (flechas) nas vigas do pavimento teto pilotis, como pode ser visto na Figura 109.

Através da Figura 109, podemos observar que, além de combater a flecha da viga V27, também é notória a necessidade de solucionar as flechas das vigas V52 (20x60) e V23 (14x60). O próximo passo é investigar quais vigas estão apoiando e quais estão gerando os esforços. Para isto, abre-se o diagrama de momento fletor da viga V52.

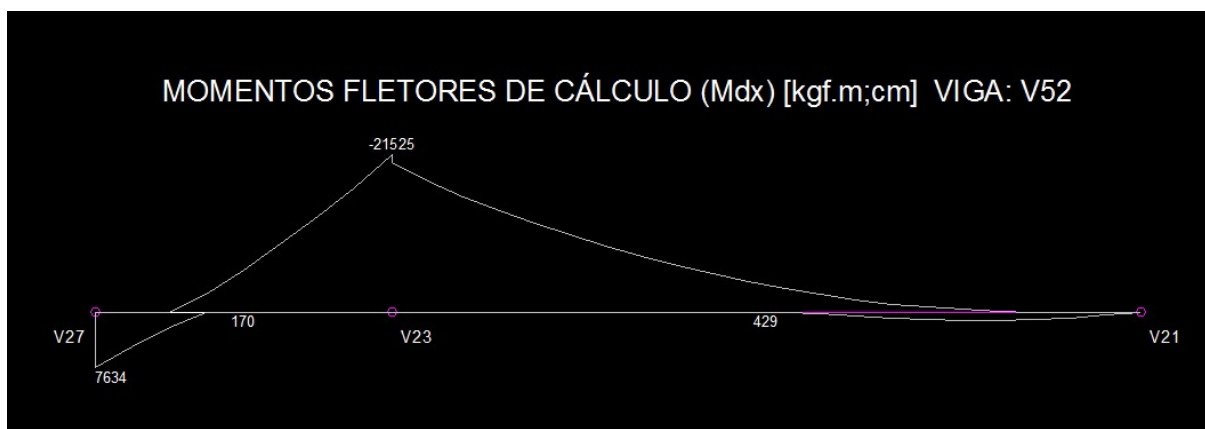
Figura 109 - Deslocamentos na viga V27



Fonte: Do autor, 2020.

Pelo diagrama, que consta na Figura 110, podemos observar que a viga V27 está gerando momento positivo na viga V52, ou seja, ela está transferindo os esforços para a viga V52. Já a V23 está gerando momento negativo na viga V52, concluindo-se que a V52 está apoiando-se sobre a V23.

Figura 110 - Diagrama de momento fletor - V52



Fonte: Do autor, 2020.

Tendo sido feita esta análise, a solução adotada foi de manter a seção da viga V52 e aumentar as seções das vigas V27 e V52 para os valores abaixo na Figura 111, com aumento de seção mais acentuado na viga V23, a qual absorve grande parte dos esforços das outras duas vigas.

Figura 111 - Alteração nas seções da viga V23 e V27

	ANTIGA	ATUAL
V23	14x60	25x70
V27	18x60	25x70

Fonte: Do autor, 2020.

4.1.4.2 Correção das flechas das vigas por pavimento

Feita a correção pontual, nas vigas V23 e V27, do pavimento Teto do Pilotis. Analisaremos as demais flechas acessando aba de vigas, acessando a planta de deslocamento de cada pavimento e fazendo as correções das flechas individualmente por pavimento.

Após acessar a aba de deslocamentos verticais, através das Figura 112, Figura 115, Figura 118, Figura 121, Figura 124 e Figura 127. Constatou-se que os valores das flechas das vigas apresentam deslocamentos acima do limite de $L/250$, para aceitabilidade visual estipulado por norma.

Foram feitas alterações na seções das vigas, como se pode observar nas Figura 113, Figura 116, Figura 119, Figura 122, Figura 125 e Figura 128, com o intuito de aumentar a rigidez do elemento, garantindo assim o conforto visual.

Após a alteração na seção das vigas, o projeto foi reprocessado com o valor das flechas totais corrigidas, nas Figura 114, Figura 117, Figura 120, Figura 123, Figura 126 e Figura 129, também com o novo pórtico unifilar, na Figura 130, com intuito de observar se as alterações realizadas até o momento reduziram as deformações na estrutura.

Figura 112 - Deslocamentos das vigas (baldrame)

Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)					Variação EI imediato (%)
		Elásticos	Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V10	1	-1.76	-1.62	-0.59	-0.43	-1.02	+171.26
	2	-2.16	-1.96	-1.09	-0.77	-1.86	+79.73
V25	1	-1.68	-1.55	-0.59	-0.49	-1.08	+162.48
	2	-1.06	-0.98	-0.87	-0.63	-1.49	+13.15
V26	3	-1.16	-0.97	-0.89	-0.64	-1.54	+8.96
	1	-1.27	-1.04	-0.79	-0.57	-1.36	+31.69
	2	-1.16	-1.05	-0.76	-0.53	-1.29	+36.66
V27	3	-2.23	-1.99	-1.13	-0.78	-1.90	+76.21
	1	-4.59	-4.45	-2.05	-1.45	-3.51	+115.98
V51	1	-4.70	-4.54	-4.55	-3.61	-8.17	-0.36
V52	1	-4.59	-4.45	-4.49	-3.57	-8.06	-0.94

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 113 - Alteração das seções (baldrame)

Baldrame		
Flechas	seção atual	seção alterada
V10	14x45	14x50
V25	14x45	14x55
V26	14x45	14x55
V27	15x50	18x60
V51	14x50	15x55
V52	12x40	14x40

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 114 - Deslocamentos após a correção (baldrame)

Aceitabilidade sensorial - Visual						
Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)				Variação EI imediato (%)
		Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V10	1	-0.32	-0.33	-0.25	-0.58	-1.65
	2	-1.03	-1.00	-0.73	-1.73	+2.70
V25	1	-0.28	-0.27	-0.22	-0.49	+3.92
	2	-0.42	-0.38	-0.29	-0.67	+10.97
V26	3	-0.44	-0.33	-0.25	-0.58	+34.48
	1	-0.55	-0.48	-0.36	-0.84	+13.88
V27	2	-0.42	-0.37	-0.28	-0.66	+11.60
	3	-0.67	-0.67	-0.51	-1.18	-0.62
V28	1	-1.52	-1.51	-1.04	-2.55	+0.48
V28	1	-0.14	-0.12	-0.09	-0.20	+19.62
V51	1	-1.63	-1.66	-1.33	-2.99	-1.71
V52	1	-0.22	-0.41	-0.34	-0.75	-46.51
	2	-0.58	-0.72	-0.60	-1.32	-20.03

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 115 - Deslocamentos das vigas (teto térreo)

Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)					Variação EI imediato (%)
		Elasticos	Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V12	1	-1.84	-1.64	-0.54	-0.36	-0.90	+196.32
	2	-0.81	-0.67	-0.20	-0.14	-0.34	+210.52
	3	-2.36	-1.73	-0.84	-0.64	-1.48	+103.21
V13	1	-2.25	-2.03	-0.26	-0.20	-0.46	+633.30
	2	-2.04	-1.76	-0.29	-0.22	-0.50	+480.11
V16	1	-2.73	-2.16	-0.78	-0.51	-1.28	+172.90
	2	-3.29	-2.66	-1.42	-1.03	-2.45	+86.70
V28	1	-5.10	-4.82	-2.18	-1.43	-3.60	+120.21
V54	1	-5.12	-4.84	-4.86	-3.62	-8.48	-0.38
V55	1	-5.10	-4.82	-4.81	-3.58	-8.39	+0.27
V56	1	-1.52	-1.45	-1.63	-1.32	-2.95	-10.94
V61	1	-1.80	-1.45	-0.57	-0.42	-1.00	+147.92
V62	1	-0.30	-0.19	-0.01	-0.02	-0.03	+566.94
	2	-2.73	-2.16	-0.48	-0.35	-0.83	+338.86

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 116 - Alteração das seções (teto térreo)

Teto Térreo		
Flechas	seção atual	seção alterada
V12	12x40	14x45
V13	14x40	15x60
V16	14x45	15x60
V28	18x66	20x70
V54	14x40	14x55
V55	14x40	14x55
V56	12x40	14x40
V61	12x40	14x40
V62	14x40	15x55

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 117 - Deslocamentos após a correção (teto térreo)

Aceitabilidade sensorial - Visual						
Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)				Variação EI imediato (%)
		Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V12	1	-0.31	-0.30	-0.21	-0.50	+4.17
	2	-1.28	-1.25	-0.88	-2.13	+2.02
V13	1	-0.86	-0.85	-0.66	-1.51	+0.65
	2	-0.37	-0.30	-0.23	-0.53	+21.49
V16	1	-0.60	-0.72	-0.54	-1.27	-16.11
	2	-0.82	-0.60	-0.47	-1.07	+34.65
V28	1	-1.22	-1.21	-0.92	-2.13	+0.52
V54	1	-2.08	-2.08	-1.57	-3.65	-0.13
V55	1	-1.53	-1.52	-1.15	-2.67	+1.06
V56	1	-0.93	-1.15	-0.93	-2.08	-19.11
V61	1	-0.40	-0.40	-0.27	-0.67	0.00
V62	1	-0.09	-0.13	-0.12	-0.25	-27.19
	2	-0.60	-0.68	-0.48	-1.17	-11.55

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 118 - Deslocamento das vigas (teto pilotis)

Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)					Variação EI imediato (%)
		Elasticos	Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V1	5	-1.22	-0.97	-0.41	-0.31	-0.72	+125.05
V6	1	-2.51	-2.31	-0.80	-0.58	-1.37	+180.84
V11	1	-7.76	-7.63	-1.78	-1.49	-3.27	+321.36
V12	1	-22.44	-21.46	-4.56	-3.33	-7.90	+366.74
	2	-0.34	-0.11	0.01	-0.02	-0.01	+407.54
V17	1	-9.24	-8.94	-1.74	-1.52	-3.27	+403.11
	2	-1.16	-0.84	-0.07	-0.09	-0.16	+723.08
V19	1	-9.34	-8.99	-1.56	-1.38	-2.94	+464.39
V22	1	-2.07	-1.79	-0.35	-0.31	-0.65	+369.74
	2	-2.84	-2.20	-0.67	-0.61	-1.29	+212.83
	3	-2.34	-1.62	-0.40	-0.37	-0.78	+272.73
V23	1	-10.43	-10.08	-1.73	-1.20	-2.94	+470.02
V27	1	-14.05	-13.40	-2.72	-2.21	-4.94	+386.10
V30	1	-2.09	-1.77	-1.35	-1.09	-2.44	+30.11
	2	-0.52	-0.45	-0.26	-0.18	-0.43	+64.39
	3	-0.66	-0.57	-0.37	-0.33	-0.69	+48.78
V35	1	-4.49	-3.59	-0.99	-0.75	-1.74	+252.30
V38	1	-1.70	-1.23	-0.14	-0.12	-0.26	+587.23
	2	-2.90	-2.59	-0.51	-0.43	-0.94	+381.28
	3	-0.45	-0.38	-0.02	-0.05	-0.07	+601.01
V41	1	-21.69	-20.82	-3.31	-2.49	-5.80	+522.07
V43	1	-10.77	-10.74	-0.50	-0.47	-0.97	+1874.72
V44	1	-18.50	-17.94	-17.94	-15.35	-33.29	0.00
V49	1	-3.45	-3.18	-1.20	-0.90	-2.10	+159.00
V52	1	-13.77	-13.15	-18.58	-15.98	-34.56	-29.15
	2	-10.42	-10.08	-9.03	-7.82	-16.85	+11.55
V56	1	-2.78	-2.21	-1.70	-1.53	-3.23	+29.02
V59	1	-7.14	-7.17	-1.06	-0.77	-1.82	+557.43
V63	1	-10.99	-10.87	-0.68	-0.62	-1.30	+1418.35
V64	1	-15.38	-15.26	-0.53	-0.41	-0.95	+2558.57
V66	1	-18.00	-17.46	-2.77	-2.11	-4.88	+521.97
V72	1	-5.00	-3.83	-1.30	-0.96	-2.27	+187.69

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 119 - Alteração das seções (teto pilotis)

Teto Pilotis		
Flechas	seção atual	seção alterada
V1	12x40	14x45
V6	14x40	15x55
V11	12x40	14x45
V12	25x55	30x70
V17	20x40	25x60
V19	20x40	25x65
V22	18x40	20x45
V23	14x60	25x70
V27	20x60	25x70
V30	12x40	14x40
V35	14x40	14x55
V38	14x50	18x60
V40	12x30	14x40
V41	25x60	25x70
V43	50x65	50x80
V44	45x65	45x80
V49	20x50	20x65
V52	20x60	20x70
V56	20x50	20x65
V59	25x60	30x70
V64	40x65	40x80
V66	20x50	25x70
V72	14x50	15x60

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 120 - Deslocamentos após a correção (teto pilotis)

Aceitabilidade sensorial - Visual						
Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)				Variação EI imediato (%)
		Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V1	5	-0.36	-0.36	-0.31	-0.67	+1.22
V6	1	-0.70	-0.70	-0.63	-1.33	0.00
V11	1	-1.33	-1.23	-1.02	-2.25	+7.69
V12	1	-2.02	-2.03	-1.78	-3.80	-0.27
	2	-1.05	-0.99	-0.86	-1.85	+6.31
V17	1	-1.46	-1.46	-1.29	-2.75	0.00
	2	-0.41	-0.41	-0.38	-0.79	0.00
V19	1	-1.52	-1.52	-1.34	-2.86	0.00
V22	1	-0.46	-0.59	-0.47	-1.07	-20.91
	2	-1.06	-1.00	-0.83	-1.83	+5.53
	3	-0.94	-0.84	-0.70	-1.54	+10.86
V23	1	-1.91	-1.91	-1.69	-3.60	0.00
V27	1	-3.56	-3.56	-3.11	-6.67	0.00
V30	1	-1.29	-1.24	-0.99	-2.23	+3.74
	2	-0.34	-0.34	-0.22	-0.56	-0.56
	3	-0.40	-0.30	-0.27	-0.56	+33.53
V35	1	-1.35	-1.29	-1.06	-2.35	+4.73
V38	1	-0.47	-0.33	-0.27	-0.60	+36.42
	2	-0.70	-0.67	-0.56	-1.24	+3.41
	3	-0.28	-0.41	-0.38	-0.79	-29.70
V41	1	-1.65	-1.65	-1.45	-3.10	0.00
V43	1	-0.81	-0.80	-0.70	-1.49	+2.12
V44	1	-1.09	-1.09	-0.96	-2.05	0.00
V49	1	-1.02	-1.02	-0.84	-1.86	+0.11
V52	1	-3.41	-4.49	-3.26	-7.75	-23.87
	2	-1.91	-1.81	-1.30	-3.10	+5.57
V56	1	-0.85	-0.84	-0.71	-1.55	+0.79
V59	1	-1.15	-1.15	-1.01	-2.16	0.00
V63	1	-0.78	-0.78	-0.69	-1.47	0.00
V64	1	-1.21	-1.21	-1.07	-2.28	0.00
V66	1	-1.75	-1.75	-1.53	-3.28	0.00
V72	1	-1.04	-0.91	-0.74	-1.65	+13.98

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 121 - Deslocamento das vigas (tipos 1 ao 5)

Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)					Variação EI imediato (%)
		Elásticos	Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V3	1	-2.64	-1.97	-0.51	-0.46	-0.97	+223.17
	2	-3.37	-3.10	-1.14	-1.10	-2.25	+152.19
V12	1	-0.51	-0.42	0.05	-0.05	-0.01	+527.54
	2	-12.09	-11.42	-1.30	-1.17	-2.47	+701.22
V13	1	-11.00	-10.05	-0.97	-0.95	-1.92	+817.97
	2	-0.62	-0.50	0.04	-0.07	-0.02	+588.91
V17	1	-18.81	-17.30	-5.94	-5.20	-11.14	+186.60
V18	1	-16.70	-14.54	-4.99	-4.42	-9.41	+186.17
V20	1	-12.97	-12.32	-1.26	-1.09	-2.36	+788.46
	2	-12.77	-12.32	-0.79	-0.73	-1.52	+1238.19
V21	1	-11.95	-11.20	-0.98	-0.84	-1.83	+911.67
V26	1	-0.47	-0.38	0.02	-0.06	-0.04	+346.51
	2	-3.13	-2.64	-0.47	-0.50	-0.98	+352.66
	3	-1.21	-0.75	-0.02	-0.12	-0.14	+476.29
V27	1	-0.92	-0.75	-0.07	-0.16	-0.24	+322.48
	2	-3.15	-2.68	-0.82	-0.73	-1.55	+193.91
	3	-0.54	-0.43	-0.02	-0.08	-0.10	+259.23
V28	1	-13.64	-13.13	-3.19	-2.10	-5.29	+298.18
V29	1	-13.64	-13.13	-3.20	-2.10	-5.29	+298.13
V30	1	-13.67	-13.08	-4.50	-3.97	-8.47	+185.00
V41	1	-0.52	-0.45	0.06	-0.06	-0.01	+622.79
	2	-1.48	-1.03	-0.04	-0.13	-0.17	+562.34
V45	1	-14.09	-12.37	-5.58	-3.88	-9.46	+118.91
V53	1	-1.72	-1.01	-0.14	-0.10	-0.24	+311.75
	2	-1.38	-0.85	-0.06	-0.11	-0.18	+391.58
V54	1	-3.37	-3.17	-2.84	-2.58	-5.42	+11.13
V57	1	-13.67	-13.15	-5.43	-3.81	-9.24	+138.46
V60	1	-3.19	-2.73	-2.58	-2.34	-4.92	+5.32
V66	1	-14.82	-14.54	-7.10	-6.25	-13.35	+102.69
V69	1	-13.11	-11.28	-5.30	-4.02	-9.32	+110.15
V70	1	-0.94	-1.08	-1.10	-1.07	-2.16	-1.28

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 122 - Alteração das seções (tipos 1 ao 5)

Tipos (1 ao 5)		
Flechas	seção atual	seção alterada
V3	14x40	14x60
V12	14x40	14x55
V13	14x50	18x55
V17	14x45	14x60
V18	12x35	12x40
V20	15x50	15x65
V21	12x35	14x40
V26	14x45	14x55
V27	14x40	14x50
V28	14x45	14x50
V29	14x45	14x50
V30	14x45	14x50
V41	14x50	14x55
V45	14x40	15x50
V53	14x45	15x50
V54	14x35	14x45
V57	14x40	14x65
V60	14x40	14x45
V66	14x40	14x45
V69	14x40	15x50
V70	12x40	14x40

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 123 - Deslocamentos após a correção (tipos 1 ao 5)

Aceitabilidade sensorial - Visual						
Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)				Variação El imediato (%)
		Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V3	1	-0.53	-0.39	-0.33	-0.72	+30.38
	2	-1.00	-0.80	-0.70	-1.49	+23.51
V12	1	-0.34	-0.33	-0.29	-0.61	+3.11
	2	-1.32	-1.33	-1.13	-2.47	-0.43
V13	1	-1.36	-1.42	-1.19	-2.61	-4.37
	2	-0.38	-0.37	-0.32	-0.70	+1.73
V17	1	-1.65	-1.18	-1.09	-2.27	+37.48
V18	1	-0.30	-0.27	-0.29	-0.56	+9.48
	2	-0.25	-0.23	-0.26	-0.49	+6.72
V20	1	-1.75	-1.69	-1.39	-3.08	+3.15
V21	1	-0.28	-0.24	-0.26	-0.50	+13.16
	2	-0.20	-0.23	-0.21	-0.44	-8.33
V26	1	-0.36	-0.34	-0.29	-0.63	+4.79
	2	-0.97	-0.91	-0.78	-1.69	+5.53
V27	3	-0.28	-0.30	-0.30	-0.60	-7.02
	1	-0.35	-0.37	-0.34	-0.72	-5.88
	2	-1.27	-1.24	-0.94	-2.18	+2.09
V28	3	-0.39	-0.38	-0.24	-0.63	+0.94
	1	-3.34	-3.34	-2.98	-6.32	0.00
	2	-3.34	-3.34	-2.98	-6.32	0.00
V29	1	-3.34	-3.34	-2.98	-6.32	0.00
V30	1	-3.44	-3.26	-2.89	-6.15	+5.33
V41	1	-0.40	-0.57	-0.55	-1.13	-27.10
	2	-0.44	-0.44	-0.42	-0.85	+0.69
V45	1	-2.80	-2.77	-2.48	-5.25	+0.81
V53	1	-0.36	-0.35	-0.22	-0.57	+1.57
	2	-0.36	-0.28	-0.27	-0.56	+20.20
V54	1	-1.20	-0.99	-0.92	-1.91	+20.29
V57	1	-3.42	-3.35	-2.59	-5.94	+1.94
V60	1	-1.20	-0.98	-0.92	-1.90	+19.79
V66	1	-1.38	-1.19	-1.10	-2.30	+15.02
V69	1	-2.95	-2.93	-2.61	-5.54	+0.69
V70	1	-0.83	-0.82	-0.78	-1.59	+1.26

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 124 - Deslocamento das vigas (tipo 6, cobertura)

Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)					Variação EI imediato (%)
		Elásticos	Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V4	1	-2.67	-2.07	-0.38	-0.50	-0.87	+293.75
	2	-2.56	-2.11	-0.25	-0.39	-0.64	+411.73
V5	1	-0.81	-0.68	0.08	-0.10	-0.02	+640.31
	2	-2.80	-1.94	-0.08	-0.24	-0.33	+660.15
V7	1	-3.25	-2.96	-1.65	-1.60	-3.25	+71.13
	2	-2.96	-2.34	-1.09	-1.12	-2.21	+97.25
V11	1	-13.82	-12.03	-1.95	-1.73	-3.68	+469.82
	2	-0.65	-0.62	0.09	-0.08	0.01	+634.24
V15	1	-18.02	-17.46	-1.14	-1.13	-2.27	+1220.06
V17	1	-16.86	-14.74	-14.69	-10.24	-24.93	+0.34
V38	1	-18.06	-15.96	-1.47	-1.43	-2.90	+867.59
V39	1	-14.56	-13.31	-0.47	-0.57	-1.04	+1925.19
V47	1	-0.93	-0.71	-0.08	-0.21	-0.28	+233.66
	2	-0.74	-0.67	0.01	-0.15	-0.14	+360.07
V51	1	-13.60	-13.05	-1.00	-1.03	-2.03	+1002.63
V55	1	-1.03	-0.78	-0.14	-0.26	-0.40	+189.72
	2	-0.75	-0.70	0.00	-0.16	-0.16	+356.19
V63	1	-14.24	-13.16	-1.02	-1.05	-2.06	+999.33
V64	1	-14.16	-12.74	-0.54	-0.64	-1.17	+1655.81

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 125 - Alterações das seções (tipo 6, cobertura)

Cobertura (tipo 6)		
Flechas	seção atual	seção alterada
V4	12X35	14x45
V5	12x40	14x45
V7	12x30	14x40
V11	14x40	14x50
V15	12X40	14x50
V17	12X30	14x40
V38	14x50	15x70
V39	14x50	15x70
V51	14x40	14x60
V47	14x45	14x50
V55	14x45	14x50
V63	14x50	15x70
V64	14x50	15x70

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 126 - Deslocamentos após a correção (tipo 6, cobertura)

Aceitabilidade sensorial - Visual						
Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)				Variação EI imediato (%)
		Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V4	1	-0.84	-0.92	-0.93	-1.85	-7.60
	2	-0.36	-0.39	-0.46	-0.84	-4.89
V5	1	-0.63	-0.66	-0.70	-1.36	-3.09
	2	-1.47	-1.33	-1.30	-2.63	+9.23
V7	1	-1.10	-0.83	-0.84	-1.68	+27.06
	2	-0.98	-0.79	-0.80	-1.59	+20.67
V11	1	-2.20	-2.20	-2.04	-4.24	0.00
	2	-0.60	-0.60	-0.64	-1.24	0.00
V15	1	-2.35	-1.29	-1.26	-2.54	+73.79
V17	1	-2.47	-2.28	-2.10	-4.38	+7.94
V38	1	-2.74	-2.73	-2.50	-5.23	+0.22
V39	1	-2.38	-2.05	-1.92	-3.98	+14.88
V47	1	-0.40	-0.40	-0.45	-0.84	+0.86
	2	-0.52	-0.54	-0.57	-1.11	-2.31
V51	1	-3.07	-2.44	-2.25	-4.69	+24.13
V55	1	-0.42	-0.41	-0.46	-0.87	+2.07
	2	-0.53	-0.54	-0.57	-1.11	-1.24
V63	1	-2.37	-2.28	-2.10	-4.39	+3.62
V64	1	-2.20	-2.10	-1.84	-3.94	+4.57

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 127 - Deslocamento das vigas (cobertura salão de festa)

Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)					Variação EI imediato (%)
		Elásticos	Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V1	1	-13.30	-11.67	-2.62	-2.24	-4.86	+301.50
V4	1	-13.86	-12.34	-11.13	-9.59	-20.72	+10.44
V6	1	-10.09	-7.97	-6.72	-6.14	-12.87	+17.55
V9	1	-17.52	-15.64	-2.36	-1.73	-4.09	+485.40
V11	1	-13.75	-12.88	-1.71	-1.69	-3.40	+534.60
V12	1	-18.40	-16.14	-14.69	-12.87	-27.56	+9.68
V13	1	-7.22	-4.77	-0.25	-0.55	-0.80	+713.50
V18	1	-10.22	-7.97	-1.09	-1.27	-2.35	+470.21
V19	1	-16.52	-14.68	-13.39	-11.85	-25.23	+9.41

Fonte: Do autor, 2020.

Figura 128 - Alterações das seções (cobertura salão de festa)

cobertura (salão de festa)		
Flechas	seção atual	seção alterada
V1	14x40	14x50
V4	12x30	14x50
V6	12x30	14x40
V9	14x45	14x50
V11	14x45	14x50
V12	12x30	14x50
V13	14x45	14x55
V18	14x40	14x55
V19	12x30	14x50

Fonte: Do autor, 2020.

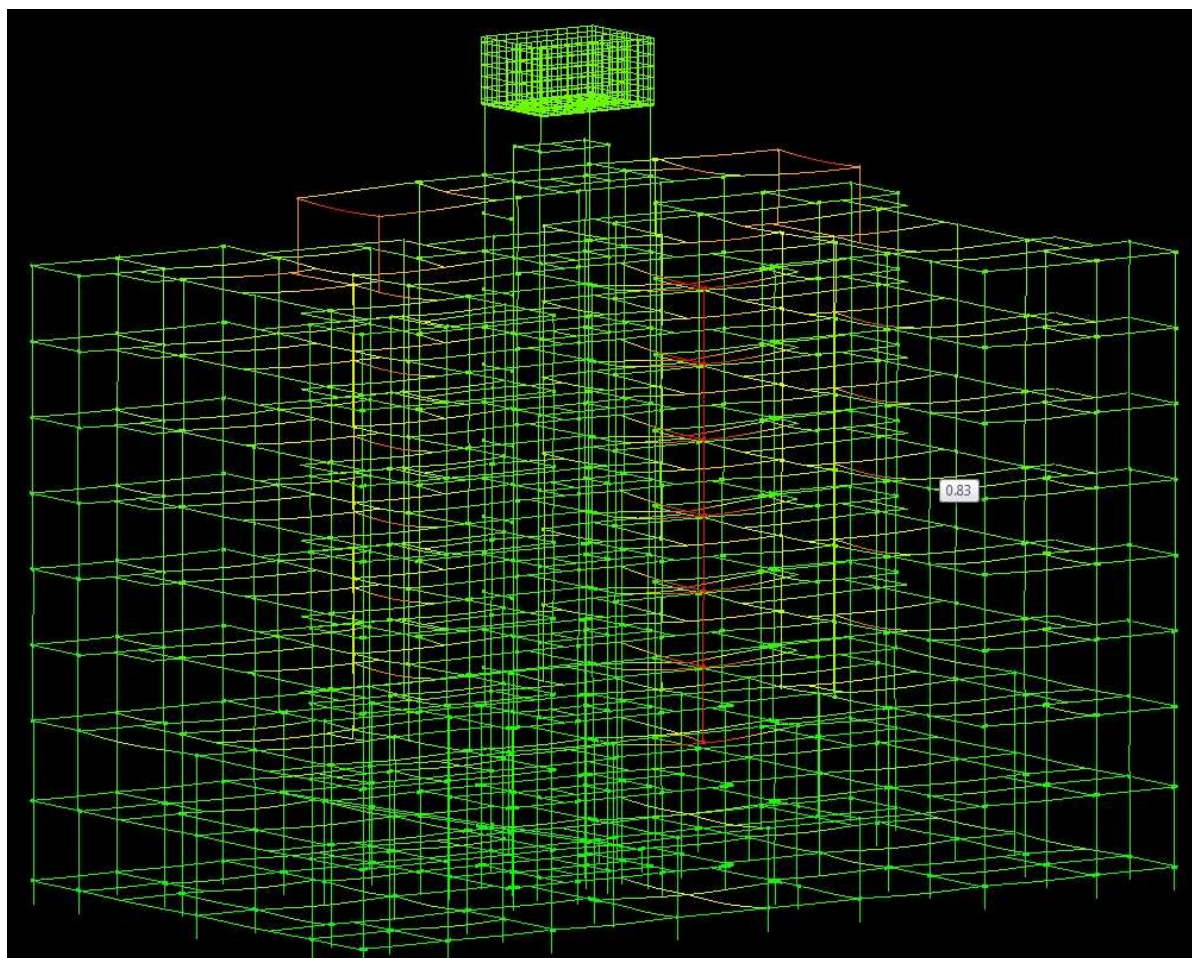
Figura 129 - Deslocamentos após a correção (cobertura salão de festa)

Aceitabilidade sensorial - Visual						
Viga	Vão	Deslocamentos (Envoltória)				Variação El imediato (%)
		Imediatos	Imediatos recalculados	Diferidos	Total	
V1	1	-2.25	-2.26	-2.22	-4.48	-0.39
V4	1	-2.15	-1.84	-1.84	-3.68	+14.42
V6	1	-0.38	-0.38	-0.56	-0.94	0.00
V9	1	-2.52	-2.39	-2.24	-4.63	+4.93
V11	1	-2.34	-2.32	-2.19	-4.50	+1.01
V12	1	-3.33	-3.42	-3.25	-6.67	-2.36
V13	1	-2.06	-2.04	-2.05	-4.09	+0.88
V18	1	-2.41	-2.39	-2.33	-4.72	+0.72
V19	1	-3.14	-3.09	-2.92	-6.01	+1.43

Fonte: Do autor, 2020.

Após as alterações das seções e o reprocessamento, foi verificado o pórtico unifilar novamente, conforme Figura 130, referente aos deslocamentos, e percebe-se uma redução considerável nas deformações dos pórticos da estrutura, apesar de ainda haver algumas deformações localizadas e deslocamentos analisando-o. Porém, considera-se que as modificações trouxeram mudanças satisfatórias para a estabilidade da estrutura.

Figura 130 - Pórtico unifilar da estrutura após o processamento final



Fonte: Do autor, 2020.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O projeto estrutural, tem como principal função garantir a segurança de seus usuários atendendo as prescrições normativas, e buscar um equilíbrio entre atender todas prescrições impostas pelo projeto arquitetônico e os custos de sua execução, sendo estes dois últimos, geralmente inversamente proporcionais.

Houveram desafios com relação ao domínio de alguns processos durante a elaboração do projeto. A desinformação à respeito do processamento da estrutura foi, de certa forma, prejudicial para se ter parâmetros reais referente aos esforços atuantes nas peças, principalmente vigas e pilares, no âmbito do dimensionamentos destes elementos, o que dificultou o dimensionamento resultando em algumas peças com seções robustas e irreais, e tendo como solução a utilização de vínculos com porcentagens de redistribuições acima dos prescritos pela norma para uma edificação de nós móveis, para poder dimensionar alguns elementos.

Com relação às lajes nervuradas, houveram variações na espessura das nervuras e da capa para que os elementos fossem dimensionados e detalhados pelo software, o que não é recomendado, visto que qualquer descuido por parte do engenheiro responsável pela execução e dos operários na leitura das plantas de detalhamento das lajes, pode acarretar em sérios danos futuros à estrutura ou até o seu comprometimento. Portanto, o usual é utilizar dimensões iguais para todas as situações (exceto reservatório, patamares entre outros, nos quais geralmente utiliza-se laje maciça). Isto se justifica pela falta de experiência com o uso deste tipo de laje, pelo uso de panos extensos paralelo ao uso de cargas lineares em excesso sobre elas.

Tendo em vista algumas divergências entre o projeto arquitetônico e sua viabilidade da execução, relatamos algumas alterações que se fizeram necessária, e suas justificativas.

Os níveis da edificação sofreram alterações, nos pavimentos tipos, de 2,88 m para 3,24 m, e nos pavimentos garagem e pilotis, de 3,24 para 3,42. Esta elevação múltipla de 18 cm se deve a inserção de dois degraus de escada, e um degrau nos respectivos pavimentos. Tal alteração foi feita, pois, considerando o item 16.1.1 da ABNT NBR 15575-1/2013, o vão mínimo para ambientes habitacionais, não permite altura inferior a 2,50 m, o que resultaria (antes da alteração) em uma altura máxima para as vigas de apenas 38 cm, o que geraria um alto consumo de material e, para que as vigas fossem dimensionadas, haveria um acréscimo indesejado no aumento das seções horizontalmente, tendo que optar pelo uso de vigas planas em situações de vãos mais significativos, o que inviabilizaria o dimensionamento, não havendo alinhamento com a espessura final da alvenaria, sugerida pela arquitetura de 15 cm.

Outro ponto observado, foi o proposto para espessura das paredes de alvenaria de 15 cm, praticamente equivalendo-se à espessura de 14 cm, imposta por norma para pilares, impossibilitando, assim, o uso do chapisco e reboco (com espessura mínima usual de 1,5 cm), excedendo o limite imposto pela arquitetura. Propõe-se a utilização da espessura das alvenarias de 20 cm, na divisa entre apartamentos, e para as demais regiões, espessura de 17 cm, considerando 14 cm de tijolo e pilares, mais 1,5 cm de chapisco e reboco em cada face.

Outra questão interessante de abordagem é o uso dos elementos estruturais de acordo com os madeirites comercializados para a construção das caixarias, sempre tendo em vista o uso do bom senso, evitando assim desperdício de tempo no corte em obra.

O dimensionamento das vigas é, sem dúvida, um dos desafios e lições que ficaram deste trabalho, gostaríamos de deixar aqui esse questionamento, a banca possa discutir conosco e esclarecer após a defesa, então vamos ao questionamento. É habitual projetistas estruturais utilizarem, principalmente nas vigas de paredes externas de uma edificação (inclusive em vigas apoiadas em balanço), vigas de mesma seção, presando pela estética do edifício. Apesar de que, para determinados vãos, pensando na questão do dimensionamento propriamente dito, não se justifica o uso de seções de mesma altura para vigas apoiadas em duas vigas em balanço em uma sacada (por exemplo). Mas, apesar disto, é comum observarmos em obras na fase da execução das estruturas, prédios com vigas em balanço de 60 centímetros de altura, e a viga apoiada sobre o balanço possuir a mesma altura de seção, sendo que o vão a ser vencido pela última viga mencionada, por vezes, não chega a 3 metros de comprimento, sendo dimensionada com extrema facilidade pelo fato de a situação demandar uma viga de seção bem abaixo. O questionamento é, até que ponto a estética e a economia andam juntas? Esta foi uma dúvida no dimensionamento das vigas que gostaríamos de esclarecer.

Com essas informações, percebemos que apenas o domínio do software e o conhecimento sobre o comportamento e as análises estruturais a serem feitas, não são suficientes, visto que o engenheiro calculista deve ter a experiência no canteiro de obras e a prática da execução, os quais elevam, sem sombra de dúvidas, a qualidade da elaboração de uma concepção estrutural econômica e assertiva.

Este trabalho nos fez ir além e aprofundar os nossos conhecimentos a respeito desta área magnífica e desafiadora da Engenharia Civil, que engloba o conhecimento de diversas disciplinas lecionadas durante a graduação, dentre elas: resistência dos materiais, teoria das estruturas, estática dos corpos rígidos, concreto armado, entre outras. Nos fez enxergar, na prática, as inúmeras variáveis que envolve a elaboração de um projeto desta magnitude, e era exatamente este o objetivo de ter decidido travar este desafio, e enxergando por esta ótica, o

objetivo foi concretizado, Complexo! Porém, mais do que isto, compensador. Este trabalho nos fez ver com mais clareza a complexidade que envolve de várias maneiras a elaboração de um projeto estrutural de excelência, nos fazendo absorver muitas informações novas em busca desse objetivo, mas principalmente mostrando que o caminho a ser traçado irá nos requerer muito estudo e aprofundamento nas áreas de engenharia civil como um todo.

Como sugestão para trabalhos futuros, fazer uma nova concepção estrutural com vãos menores, buscando deixar os panos de laje com dimensões mais próximas, comparando então os custos de ambos. E com base na planta de cargas, realizar o dimensionamento da fundação.

REFERÊNCIAS

ALVA, GERSON MOACYR SISNIEGAS. **Concepção Estrutural de Edifícios em Concreto Armado**, Rio Grande do Sul, UFSM, 2007.

ARAÚJO, JOSÉ MILTON DE. **Curso de Concreto Armado – Vol. 1**, Rio Grande, Editora Dunas, 2014.

ARAÚJO, SILAS OLIVEIRA. **Análise da Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado da Cidade de Goiânia**, Monografia, UFG, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Manual de Estruturas de Concreto Armado - Fundações**, São Paulo/SP, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Aço destinado a estruturas de concreto armado - Especificações**, ABNT NBR 7480, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento**, ABNT NBR 8681, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados para Concreto - Especificações**, ABNT NBR 16697, Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto de Cimento Portland – Preparo, recebimento e Aceitação - Procedimento**, ABNT NBR 12655, Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos – Desempenho – Parte 1: Requisitos gerais**, ABNT NBR 15575-1, Rio de Janeiro, 2013.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**, ABNT NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de Fundações – Procedimento**, ABNT NBR 6122, Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações para o cálculo de Estruturas de Edificações**, ABNT NBR 6120, Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**, ABNT NBR 15200, Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento**, ABNT NBR 15421, Rio de Janeiro, 2006.

ALVA, GERSON MOACYR SISNIEGAS. **Concepção Estrutural de Edifícios em Concreto Armado**, UFSM/SANTA MARIA – RS, 2007.

ALVA, GERSON; DEBS, ANA; GIONGO, JOSÉ. **Estruturas de concreto armado II**, USP/SÃO CARLOS - SP, 2008.

BARBOZA, MARCOS BORIATI. **Concepção e análise de Edifícios em Concreto Armado**, UNESP/BAURU – SP, 2008.

BASTOS, PAULO SÉRGIO DOS SANTOS. **Estruturas de Concreto - Notas de aula (Lajes de Concreto)**, UNESP/BAURU – SP, 2005.

BLESSMANN, JOAQUIM. **Acidentes Causados pelo Vento – Capítulo 3 (Ações do vento em Edificações)**, – UPF/RS, 1986.

CAMACHO, JEFFERSON SIDNEY. **Concreto Armado: Estados Limites de Utilização**. São Paulo, UNESP, 2005.

CARVALHO, ROBERTO CHUST; FIGUEIREDO FILHO, JASSON RODRIGUES DE. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a ABNT NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

GARCEZ, ESTELA. **Unidade 2 – Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado**, UFP/Pelotas, 2012.

JÚNIOR, TARLEY FERREIRA DE SOUZA. **Estruturas de Concreto Armado – Notas de aulas**, UFLA/MG.

LIBÂNIO, M. PINHEIRO; REZENDE, JULIO A. **Estruturas de Concreto – Capítulo 17**, USP/SP, 2003.

LIBÂNIO, M. PINHEIRO. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**, USP/SP, 2007.

LONGO, LUIS FELIPE. **Como é calculado o coeficiente Gama-Z?**, Suporte AltoQi, 2019.

LONGO; LUIS. (Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001314874-Quando-rotular-uma-viga->). Suporte AltoQi, 2020.

PARIZZOTO, LIANA. **Concreto armado**, SIGAH, 2017.

PAIXÃO, JOÃO FERNANDO; ALVES, ELCIO CASSIMIRO. **Análise de Estabilidade Global em Edifícios Altos**, Revista Eletrônica de Engenharia Civil, 2016.

REBELLO, YOPANAN C.P. **A Concepção Estrutural e a Arquitetura**, Zigurate, 2000.

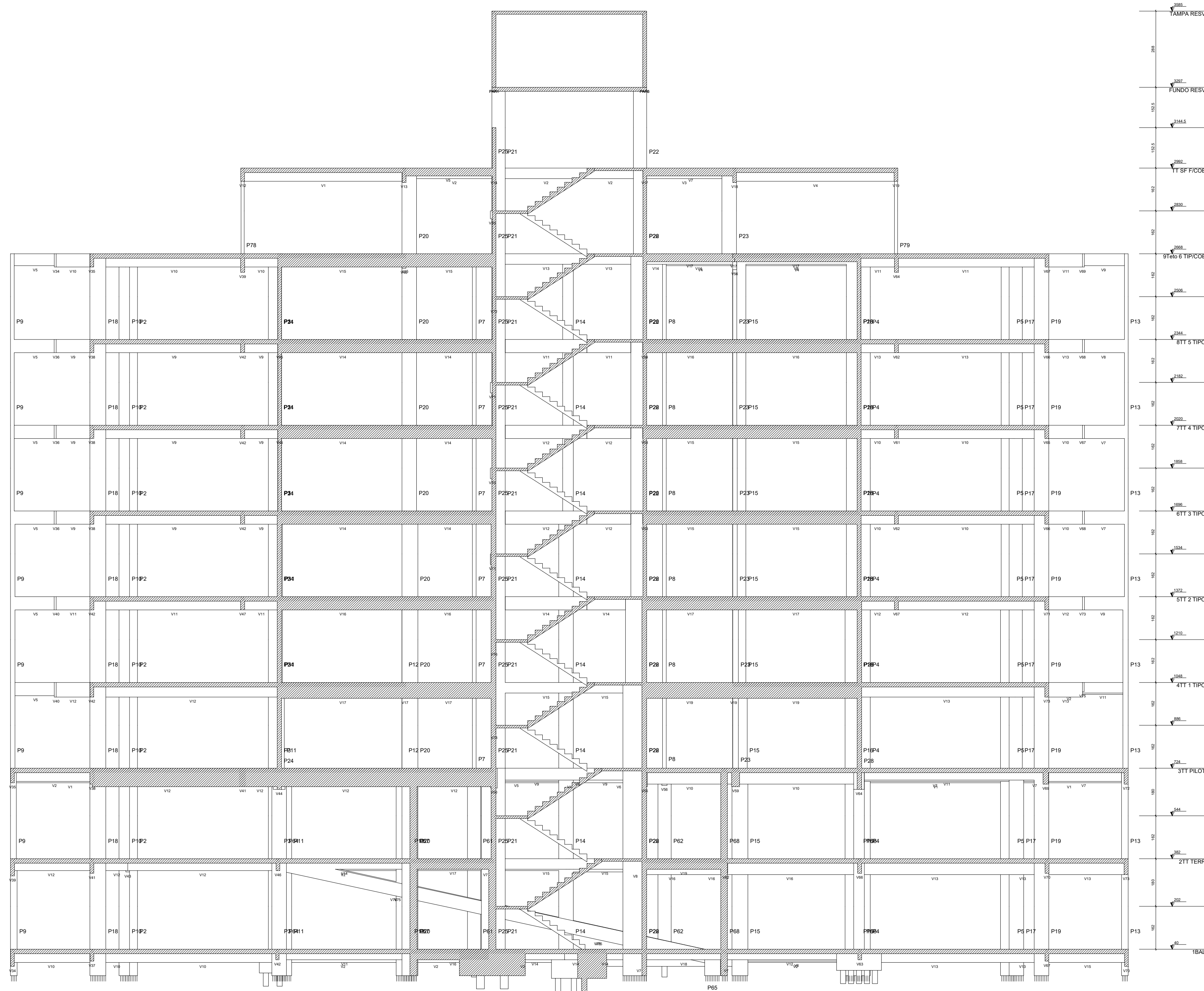
VANDERLEI, ROMEL DIAS. **Lajes Nervuradas**. Estruturas de Concreto II - Capítulo 4. UEM, 2007.

SOUZA JR, TARLEY FERREIRA DE. **Estruturas de Concreto**. Capítulo 4. Lavras: UFLA, 2003.

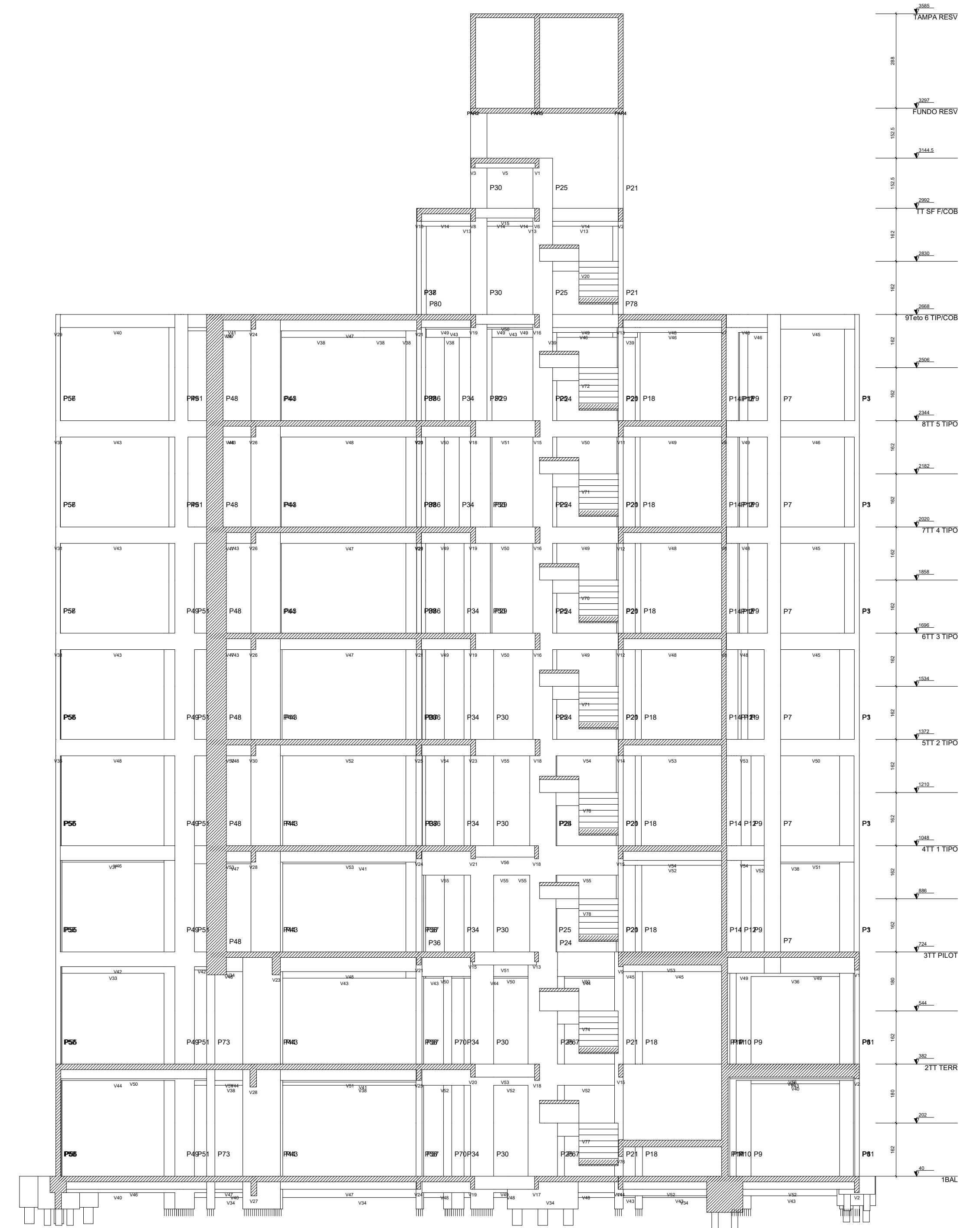
SPOHR, V. H. **Análise comparativa: sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

VANDERLEI, ROMEL DIAS. **Lajes nervuradas – Capítulo 4**, Universidade Estadual de Maringá, 2008.

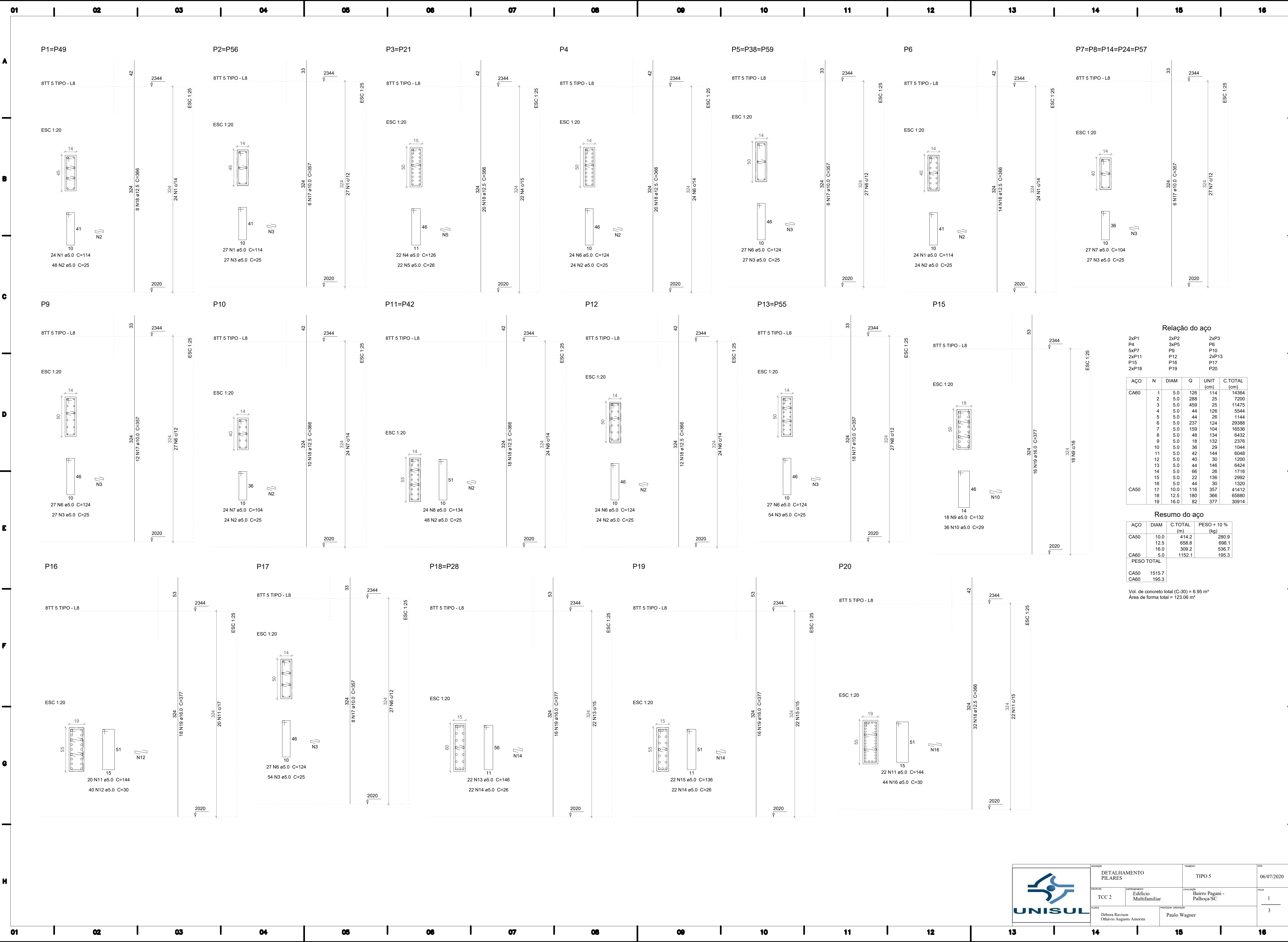
ANEXOS

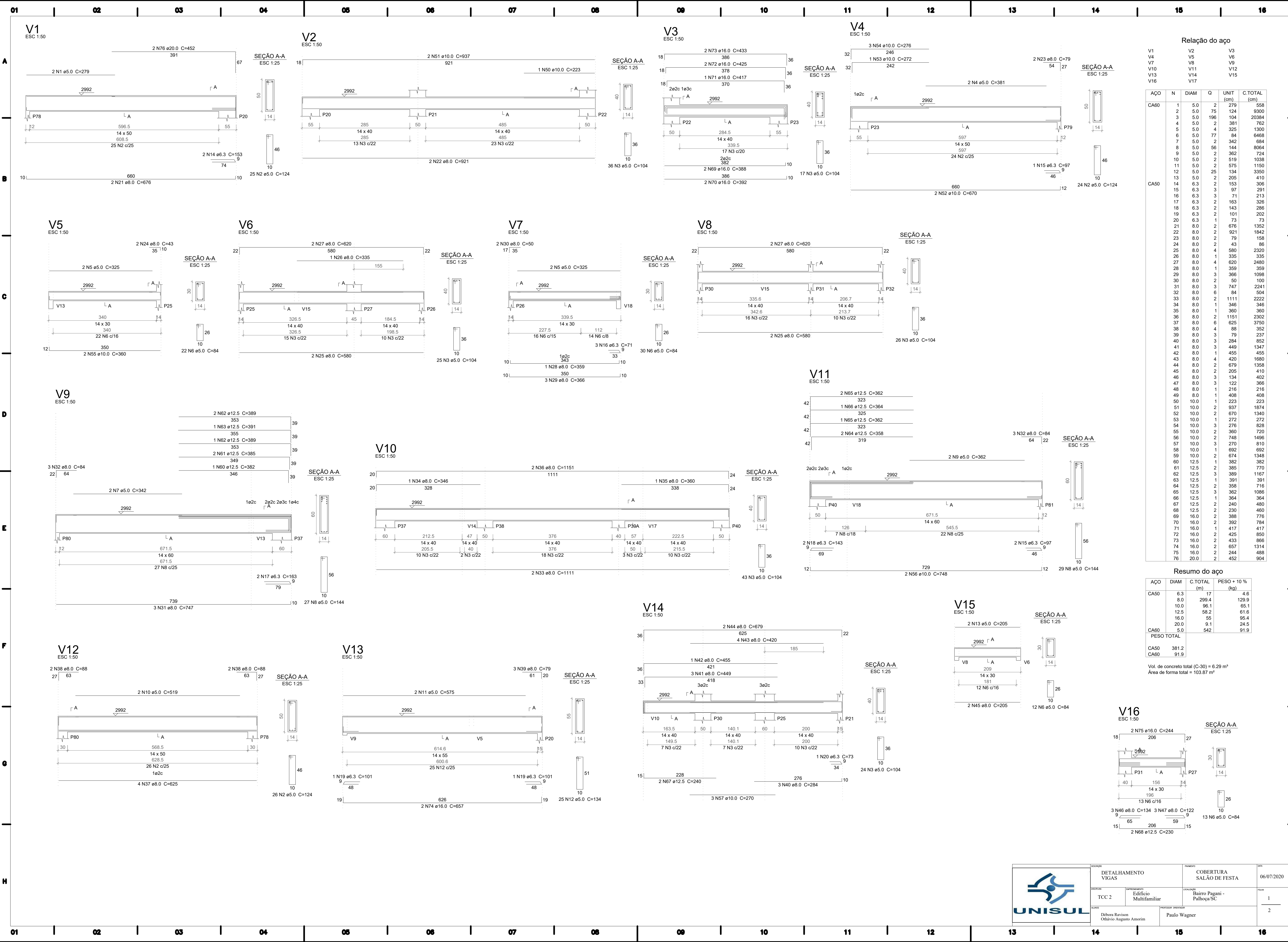


Corte A-A
escala 1:100



Corte B-B
escala 1:100



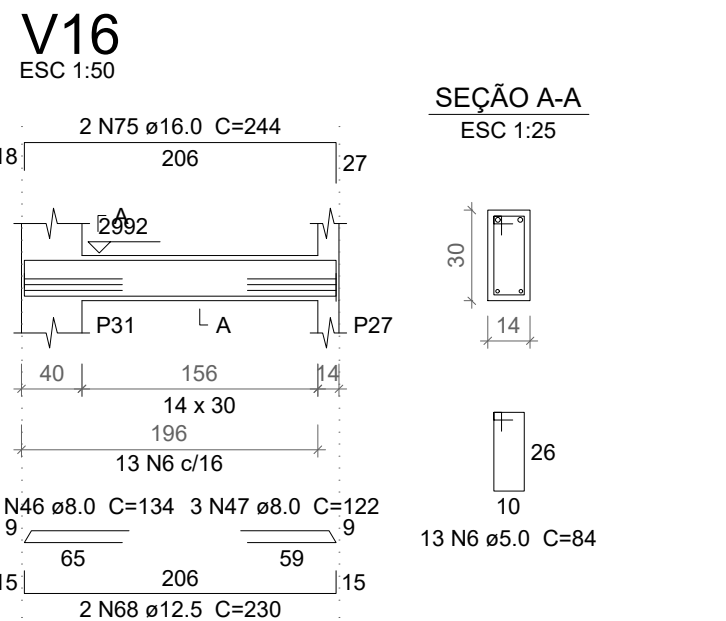


Relação do aço

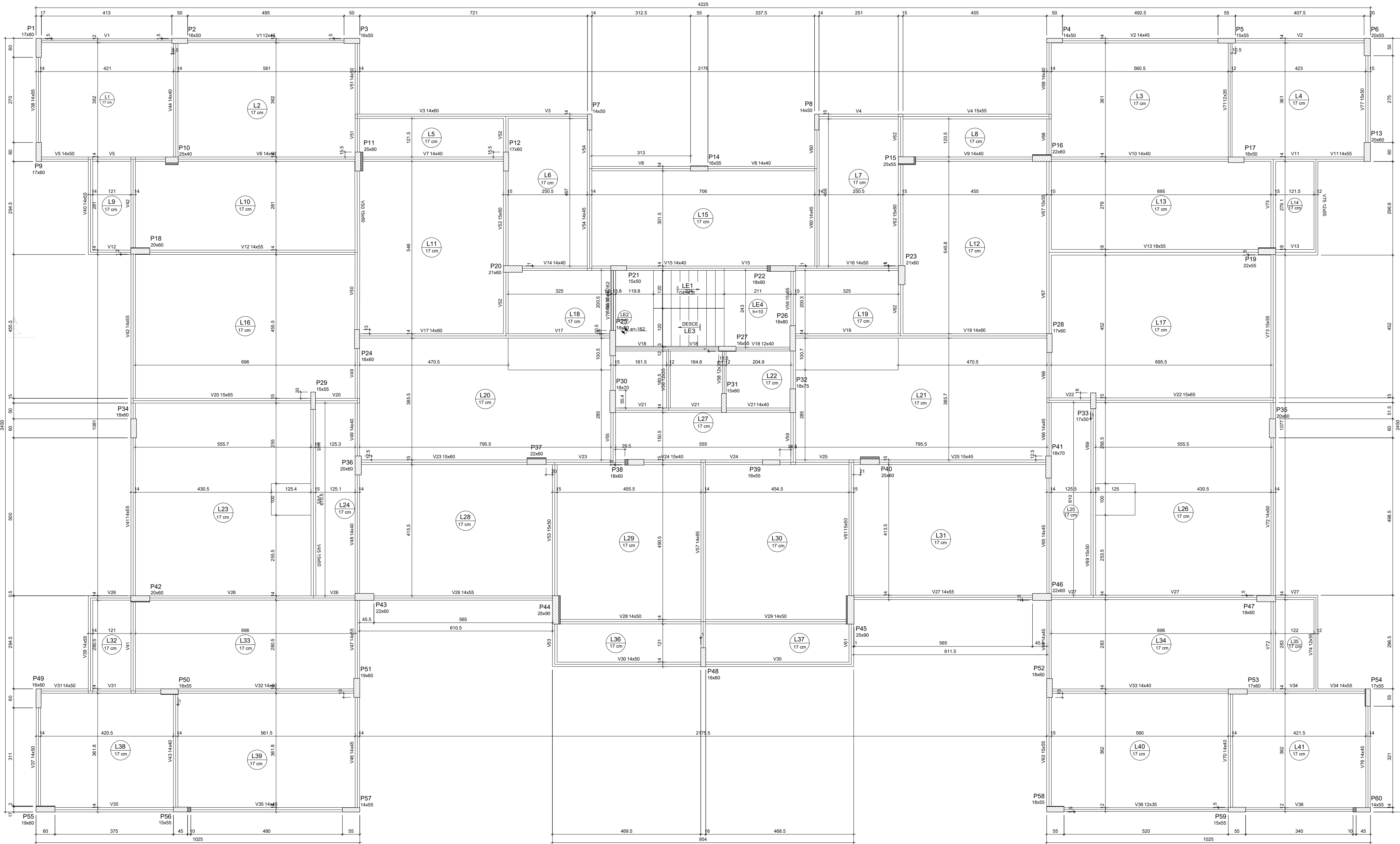
V1	V2	V3
V4	V5	V6
V7	V8	V9
V10	V11	V12
V13	V14	V15
V16	V17	

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	2	279	558
	2	5.0	75	124	9300
	3	5.0	196	104	20384
	4	5.0	2	381	762
	5	5.0	4	325	1300
	6	5.0	77	94	6468
	7	5.0	2	342	684
	8	5.0	56	144	8064
	9	5.0	2	362	724
	10	5.0	2	519	1038
	11	5.0	2	575	1150
	12	5.0	25	134	3350
	13	5.0	2	205	410
CA50	14	6.3	2	153	306
	15	6.3	3	97	291
	16	6.3	3	71	213
	17	6.3	2	163	326
	18	6.3	2	143	286
	19	6.3	2	101	202
	20	6.3	1	73	73
	21	8.0	2	676	1352
	22	8.0	2	921	1842
	23	8.0	2	79	158
	24	8.0	2	43	86
	25	8.0	4	580	2320
	26	8.0	1	335	335
	27	8.0	4	620	2480
	28	8.0	1	359	359
	29	8.0	3	366	1098
	30	8.0	2	50	100
	31	8.0	3	747	2241
	32	8.0	6	84	504
	33	8.0	2	1111	2222
	34	8.0	1	346	346
	35	8.0	1	360	360
	36	8.0	2	1151	2302
	37	8.0	6	625	3750
38	8.0	4	88	352	
39	8.0	3	79	237	
40	8.0	3	284	852	
41	8.0	3	449	1347	
42	8.0	1	455	455	
43	8.0	4	420	1680	
44	8.0	2	679	1358	
45	8.0	2	205	410	
46	8.0	3	134	402	
47	8.0	3	122	366	
48	8.0	1	216	216	
49	8.0	1	408	408	
50	10.0	1	223	223	
51	10.0	2	937	1874	
52	10.0	2	670	1340	
53	10.0	1	272	272	
54	10.0	3	276	828	
55	10.0	2	360	720	
56	10.0	2	748	1496	
57	10.0	3	270	810	
58	10.0	1	692	692	
59	10.0	2	674	1348	
60	12.5	1	382	382	
61	12.5	2	385	770	
62	12.5	3	389	1167	
63	12.5	1	391	391	
64	12.5	2	358	716	
65	12.5	3	362	1086	
66	12.5	1	364	364	
67	12.5	2	240	480	
68	12.5	2	230	460	
69	16.0	2	388	776	
70	16.0	2	392	784	
71	16.0	1	417	417	
72	16.0	2	425	850	
73	16.0	2	433	866	
74	16.0	2	657	1314	
75	16.0	2	244	488	
76	20.0	2	452	904	

Resumo do aço			
AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	17	4.6
	8.0	299.4	129.9
	10.0	96.1	65.1
	12.5	58.2	61.6
	16.0	55	95.4
CA60	20.0	9.1	24.5
	5.0	542	91.9
PESO TOTAL			
CA50	381.2		
CA60	91.9		
Vol. de concreto total (C-30) = 6.29 m³			
Área de forma total = 103.87 m²			



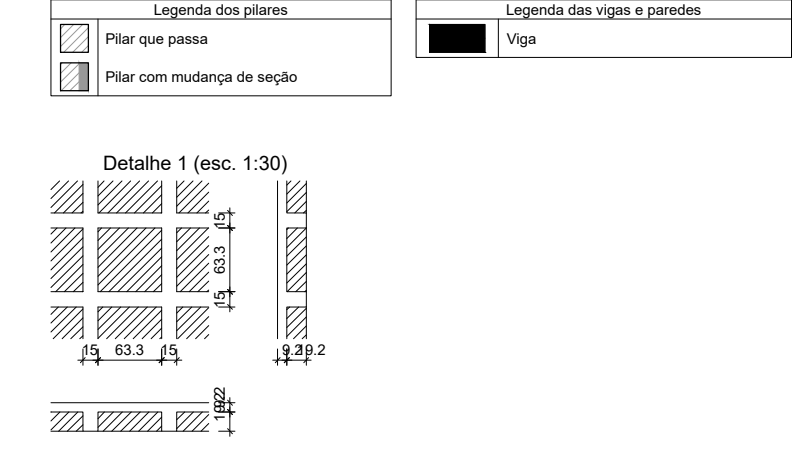
UNISUL			
DESCRIÇÃO	DETALHAMENTO VIGAS	PARTE	COBERTURA SALÃO DE FESTA
DESCRIÇÃO	TCC 2	APROFUNDAMENTO	Edifício Multifamiliar
LOCALIZAÇÃO	Bairro Pagani - Palhoça/SC	PROFESSOR ORIENTADOR	Paulo Wagner
ALUNO	Debora Ravison Oliveira Augusto Amorim		
			2



Vigas				Placas			
Nome	Seção	Elevação (cm)	Nível (cm)	Nome	Seção	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	12x45	0	1048	P1	17x60	0	1048
V2	14x50	0	1048	P2	18x60	0	1048
V3	14x60	0	1048	P3	18x60	0	1048
V4	13x55	0	1048	P4	14x50	0	1048
V5	14x50	0	1048	P5	15x55	0	1048
V6	14x50	0	1048	P6	20x60	0	1048
V7	14x60	0	1048	P7	14x50	0	1048
V8	14x40	0	1048	P8	14x50	0	1048
V9	14x40	0	1048	P9	17x60	0	1048
V10	14x40	0	1048	P10	25x40	0	1048
V11	14x55	0	1048	P11	25x60	0	1048
V12	14x55	0	1048	P12	17x60	0	1048
V13	18x55	0	1048	P13	20x60	0	1048
V14	14x40	0	1048	P14	18x55	0	1048
V15	14x40	0	1048	P15	25x55	0	1048
V16	14x50	0	1048	P16	22x60	0	1048
V17	14x40	0	1048	P17	18x50	0	1048
V18	12x40	0	1048	P18	20x60	0	1048
V19	14x40	0	1048	P19	22x55	0	1048
V20	13x45	0	1048	P20	21x60	0	1048
V21	14x40	0	1048	P21	15x50	0	1048
V22	15x45	0	1048	P22	18x60	0	1048
V23	15x60	0	1048	P23	21x60	0	1048
V24	15x40	0	1048	P24	18x60	0	1048
V25	15x45	0	1048	P25	18x60	0	1048
V26	14x55	0	1048	P26	18x60	0	1048
V27	14x55	0	1048	P27	19x55	0	1048
V28	14x50	0	1048	P28	17x60	0	1048
V29	14x50	0	1048	P29	15x55	0	1048
V30	14x50	0	1048	P30	18x70	0	1048
V31	14x50	0	1048	P31	15x60	0	1048
V32	14x50	0	1048	P32	18x75	0	1048
V33	14x40	0	1048	P33	17x50	0	1048
V34	14x55	0	1048	P34	18x60	0	1048
V35	14x45	0	1048	P35	20x60	0	1048
V36	12x35	0	1048	P36	20x60	0	1048
V37	14x50	0	1048	P37	22x60	0	1048
V38	14x55	0	1048	P38	18x60	0	1048
V39	14x55	0	1048	P39	16x55	0	1048
V40	14x55	0	1048	P40	25x60	0	1048
V41	14x55	0	1048	P41	18x70	0	1048
V42	14x55	0	1048	P42	20x60	0	1048
V43	14x40	0	1048	P43	22x60	0	1048
V44	14x40	0	1048	P44	25x60	0	1048
V45	15x50	0	1048	P45	25x60	0	1048
V46	14x45	0	1048	P46	22x60	0	1048
V47	14x55	0	1048	P47	19x60	0	1048
V48	14x40	0	1048	P48	16x60	0	1048
V49	14x40	0	1048	P49	18x60	0	1048
V50	15x60	0	1048	P50	18x55	0	1048
V51	14x50	0	1048	P51	18x60	0	1048
V52	15x60	0	1048	P52	18x60	0	1048
V53	15x50	0	1048	P53	17x60	0	1048
V54	14x45	0	1048	P54	17x55	0	1048
V55	15x50	0	1048	P55	19x60	0	1048
V56	12x35	0	1048	P56	15x55	0	1048
V57	14x55	0	1048	P57	14x55	0	1048
V58	12x35	0	1048	P58	18x55	0	1048
V59	13x45	0	1048	P59	15x55	0	1048
V60	14x45	0	1048	P60	14x55	0	1048
V61	15x50	0	1048				
V62	15x60	0	1048				
V63	15x55	0	1048				
V64	14x45	0	1048				
V65	14x45	0	1048				
V66	14x45	0	1048				
V67	15x55	0	1048				
V68	14x40	0	1048				
V69	15x50	0	1048				
V70	14x40	0	1048				
V71	12x35	0	1048				
V72	14x50	0	1048				
V73	15x55	0	1048				
V74	12x55	0	1048				
V75	12x55	0	1048				
V76	14x45	0	1048				
V77	15x50	0	1048				
V78	14x50	0	1048				
V79	14x50	0	1048				

Características dos materiais			
fk	Ec		
(kgf/cm²)	(kgf/cm²)		
300	26534		

Blocos de enchimento						
Detalhe	Tipo	Nome	Dimensões(cm)			Quantidade
			hb	bx	by	
1	Tijolo cerâmico	B11.5/38/38	11.5	38	38	3442



Forma TIPO 1 (Nível 1048)
escala 1:75

Ligas									
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kg/m³)	Adicional	Sobrecarga (kg/m²)	Acidental	Localizada
L1	Nervurada	17	-10	1038	335	50	150	sim	
L2	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L3	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L4	Nervurada	17	-10	1038	335	50	150	sim	
L5	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L6	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L7	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L8	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L9	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L10	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L11	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L12	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L13	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L14	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L15	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L16	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L17	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L18	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L19	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L20	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L21	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L22	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L23	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L24	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L25	Nervurada	17	-10	1038	335	50	150	sim	
L26	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L27	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L28	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L29	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L30	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L31	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L32	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L33	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L34	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L35	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L36	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L37	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L38	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L39	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L40	Nervurada	17	0	1048	335	50	150	sim	
L41	Nervurada	17	-10	1038	335	50	150	sim	
LE1	Maciça	10	-162	886	542	50	150	sim	
LE2	Maciça	10	-162	886	250	50	150	sim	
LE3	Maciça	10	0	1048	542	50	150	sim	
LE4	Maciça	10	0	1048	250	50	150	sim	

ESPECIFICAÇÕES DO CONCRETO:

- RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA
- UTILIZAR COMO AGREGADO GRAUADO, BRITAS 1 E 2 (50%+50%).
 - FATOR AGUA CIMENTO ≤ 0,6.
 - ABATIMENTO: SLUMP 10 ± 2

LEGENDA

■ PILAR QUE MORRE ▨ PILAR QUE NASCE ▩ PILAR QUE CONTINUA

FCK PARA O PAVIMENTO = 30MPa

UNISUL TCC 2

UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA

PROFESSOR ORIENTADOR: PAULO WAGNER

OBRA

EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

ALUNOS

DEBORÁ RAVISON

OTHÁVIO AUGUSTO AMORIM

LOCAL

BAIRRO PAGANI PALHOÇA/SC

DESIGNAÇÃO

FORMA TIPO 1

ARQUIVO

DATA

junho/2020

FOLHA

01/01

ESTRUTURAL

PROJETO