



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA

ELABORAÇÃO DE UM GUIA PARA O DESENVOLVIMENTO DE PROJETOS DE
ESTRUTURAS DE PEQUENO PORTE COM AUXÍLIO DE PLANILHAS
ELETRÔNICAS

FORTALEZA

2018

BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA

ELABORAÇÃO DE UM GUIA PARA O DESENVOLVIMENTO DE PROJETOS DE
ESTRUTURAS DE PEQUENO PORTE COM AUXÍLIO DE PLANILHAS ELETRÔNICAS

Monografia apresentada ao Curso de
Engenharia Civil da Universidade Federal do
Ceará, como requisito parcial à obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Magnólia Maria Campêlo
Mota.

FORTALEZA

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

V713e Vieira, Bianca Maria Pacheco.

Elaboração de um guia para o desenvolvimento de projetos de estruturas de pequeno porte com auxílio de planilhas eletrônicas / Bianca Maria Pacheco Vieira. – 2019.
182 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2019.

Orientação: Profa. Dra. Magnólia Maria Campêlo Mota.

1. Guia. 2. Projetos de estruturas. 3. Pequeno Porte. 4. Planilhas eletrônicas. 5. Dimensionamento. I.
Título.

CDD 620

BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA

ELABORAÇÃO DE UM GUIA PARA O DESENVOLVIMENTO DE PROJETOS DE
ESTRUTURAS DE PEQUENO PORTE COM AUXÍLIO DE PLANILHAS ELETRÔNICAS

Monografia apresentada ao Curso de
Engenharia Civil da Universidade Federal do
Ceará, como requisito parcial à obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: ____/____/_____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Magnólia Maria Campêlo Mota (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Ms. Hugo Campêlo Mota
Universidade de Fortaleza (UNIFOR)

“Não é o que você faz, mas quanto amor você dedica no que faz que realmente importa.”

Madre Teresa de Calcutá

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus e a Maria Santíssima pelo dom da vida, por iluminarem meu caminho me dando saúde e por tudo que sou e tenho.

Agradeço aos meus pais Tarcísio e Eula e a meu irmão Mateus por serem como fundação em rocha para mim e com quem posso contar sempre, amo vocês incondicionalmente.

Ao meu melhor amigo e namorado, Renan, que tantas vezes me animou e me deu forças para continuar, você é um anjo para mim, te admiro demais.

Ao meu avô, Tarcísio, o qual tenho certeza que esteve/está na torcida por mim lá no céu e que sempre me apoiou. Mais especificamente gostaria de agradecer a meu avô e padrinho Geraldo, um exemplo de Engenheiro Civil e pessoa humana que foi o primeiro a abrir as portas da profissão que escolhi para a vida, meu maior ídolo.

Às minhas avós, Solange e Colija, por serem exemplo de paciência e carinho, obrigada por seus colos que tanto me acalmam. Às minhas tias Chris, Lylya, Carmita, Flavinha, Bel e Carmem e aos meus tios Tácito, Geraldinho por todo o apoio e pela torcida que sempre tiveram ao longo das minhas lutas. Aos meus primos Amanda, Dante, Duda, Gabriela, Rafael, Daniel, Gabriel e Clara, por serem como irmãos para mim e com quem sei que posso contar. À Neusa e Madal, por serem como minhas segundas mães, sem seus cuidados e amor eu não chegaria aqui.

Às amigas que construí durante esses 5 anos de curso. Maria Thereza, Othon, Felipe e Bruno, obrigada pelas conversas nos corredores, pelos trabalhos e até pelas discussões. Vocês me ajudaram nas tantas noites mal dormidas por conta de provas e trabalhos. Aos meus amigos Alysson e Matheus, pelo grupo mais unido e tranquilo que qualquer universidade jamais viu.

Aos meus professores, que tanto me inspiraram ao longo desse trajeto. Em especial à minha orientadora Professora Magnólia, pela paciência e carinho durante as disciplinas e ao longo da produção deste trabalho. Ao professor Bruno Bertoncini, pelos belíssimos aprendizados de vida e científicos durante meu projeto de IC. Ao professor Alexandre Bertini, que aqui representa o PET, pelos 2 anos de orientação e crescimento pessoal e profissional que me proporcionaram.

Aos membros da banca examinadora deste trabalho, por terem aceitado o convite e se disporem a presenciar a apresentação.

Aos meus chefes, Bruno Goiana e Gustavo Amorim, que me deram a oportunidade dos meus primeiros trabalhos e acreditaram em mim. E aos meus colegas de trabalho da BGM

e da EXP, em especial ao Gabriel Medeiros pelo amigo e professor que se mostrou durante esse ano.

Aos meus amigos Clarissa, Neto e Afrânio, por me divertirem e me apoiarem, sei que posso contar sempre com vocês. Ao grupo dos Gordinhos, pela força e fé que colocam em mim. Às minhas cunhadas Cintia e Clara, por serem como irmãs para mim e por me trazerem felicidade e inspiração.

Às minhas amigas de infância que estão comigo até hoje e sempre me apoiam incondicionalmente. À Larissa, Patrícia e Letícia por estarem ao meu lado sempre que preciso. À Gisele, Bia, Lara e Mari Castro, que sempre tem conselhos bons para dar e são tão doces. À Mari Cabral, Geisa, Raquel, Catharine e Maira, pelo exemplo de força nas batalhas diárias.

RESUMO

Um profissional projetista estrutural deve ser capaz de lançar a estrutura de modo conveniente ao projeto arquitetônico, fazer os cálculos necessários para atender ao ELU (Estado Limite Último) e ao ELS (Estado Limite de Serviço), além de cumprir com as normas técnicas vigentes da localidade a fim de obter um projeto viável do ponto de vista econômico, técnico e de desempenho. Durante a graduação dos engenheiros civis, há várias disciplinas que remetem ao cálculo estrutural e ao atendimento das normas. Entretanto, ao final do curso, observa-se uma dificuldade de unir os aprendizados para elaboração de um projeto completo desde a ideia inicial até a sua execução e habitação. As edificações de pequeno porte constituem 90% das existentes (Pinheiro,2008). De acordo com o material técnico intitulado “Prática recomendada para estruturas de edifícios de nível 1 – Estruturas de pequeno porte”, elaborado pelo IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto), pode-se definir as estruturas de nível 1 como de pequeno porte e elencar suas características. Esses tipos de estruturas podem ter função comercial, como um pequeno shopping ou galeria com algumas lojas, e residencial, como um condomínio de poucos andares ou até mesmo uma casa. Mais recentemente, diversas estruturas desse porte têm sido desenvolvidas como objetivo de suprir um déficit habitacional no programa Minha Casa Minha Vida, sendo este outro motivo para se propagar a metodologia de concepção deste tipo de projeto bem como as normas necessárias para legalizar seu uso. Sendo assim, este trabalho tem como objetivo criar uma metodologia para o desenvolvimento de projetos de pequeno porte de concreto armado com o auxílio de planilhas eletrônicas a fim de guiar os profissionais que militam nesta área durante a elaboração de seus trabalhos e obtenção de projetos que atendam as normas vigentes. Pôde-se concluir que a metodologia e as planilhas agilizaram e facilitaram o processo de dimensionamento e contribuíram para que os estudos de caso fossem dimensionados de forma rápida e eficiente. Além disso, a fundamentação teórica trouxe boa parte das fórmulas e teorias por trás das planilhas, unindo conceitos de diversas disciplinas e facilitando acesso as informações mais relevantes.

Palavras-chave: Guia. Projetos de estruturas. Pequeno Porte. Planilhas eletrônicas. Dimensionamento. Cálculo Estrutural. Concreto Armado.

ABSTRACT

A structural design professional should be able to lay out the structure in a way that is convenient to the architectural design, make the calculations necessary to meet the ELU (Estado Limite Último) and ELS (Estado Limite de Serviço), in addition to complying with the current technical standards of locality in order to obtain an economically, technically and performanceally feasible project. During the graduation of the civil engineers, there are several disciplines that refer to the structural calculation and the attendance of the norms. However, at the end of the course, there is a difficulty of joining the learning to elaborate a complete project from the initial idea to its execution and housing. Small buildings make up 90% of existing ones (Pinheiro, 2008). According to the technical material entitled " Prática recomendada para estruturas de edifícios de nível 1 – Estruturas de pequeno porte", elaborated by IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto), it is possible to define the level 1 structures as small and to explain their features. These types of structures may have commercial function, such as a small mall or gallery with a few stores, and residential, such as a low-rise condominium or even a house. More recently, several structures of this size have been developed to meet a housing deficit in the Minha Casa Minha Vida program, and this is another reason to propagate the methodology for designing this type of project as well as the norms necessary to legalize its use. Therefore, this work aims to create a methodology for the development of small concrete structure projects with the aid of electronic spreadsheets in order to guide the professionals who work in this area during the elaboration of their works and obtaining projects that meet current norms. It was concluded that the methodology and the worksheets facilitated and turns faster the design process and contributed to the efficient design of the cases studied. In addition, the theoretical basis has brought much of the formulas and theories behind the worksheets, uniting concepts from several disciplines and facilitating access to the most relevant information.

Keywords: Guide. Structural projects. Small size structures. Spreadsheets. Structural Dimensioning. Structural Calculus. Concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Serviços Disponíveis no site da Prefeitura de Fortaleza	16
Figura 2: Opções da Ferramenta de Adequabilidade.....	17
Figura 3: Adequabilidade para Construção	17
Figura 4: Passo a Passo Solicitação	18
Figura 5: Seção do Check List de Alvará de Construção Online	19
Figura 6: Opções de Alvará de Construção	20
Figura 7: Passo a Passo Alvará de Construção.....	20
Figura 8: Trecho Requerimento Habite-se	21
Figura 9: Áreas de Influência dos Pilares	24
Figura 10: Tipos de Vigas	27
Figura 11: Valores mínimos de espessura de lajes maciças	28
Figura 12: Exemplo de planta de cargas e locação de pilares.	29
Figura 13: Vista dos Níveis e Elementos Necessários nas Plantas de Forma	30
Figura 14: Planta de Forma Fundação	31
Figura 15: Planta de Forma Pavimento Tipo.....	31
Figura 16: Representações em planta de Pilares	32
Figura 17: Representação Viga Invertida	33
Figura 18: Corte Viga invertida.....	34
Figura 19: Exemplo de Nomenclatura de Laje e Furos.	35
Figura 20: Desenho de detalhamento das armaduras	36
Figura 21: Quadros geral e resumo de armaduras	36
Figura 22: Valores de carga em kN/m ² a serem considerados em Edifícios Residenciais e Escadas	37
Figura 23: Combinações de cargas para ELU	38
Figura 24: Combinação de cargas para ELS	39
Figura 25: Coeficientes γ de majoração.....	40
Figura 26: Coeficientes Ψ de minoração	40
Figura 27: Efeitos causados em pilar devido deformação.	41
Figura 28: Escolha do Fator S2 de acordo com Classes e Categorias.....	43
Figura 29: Fator S3	44
Figura 30: Esquema de atuação das forças de arrasto	45
Figura 31: Exemplos de estruturas de contraventamento.	46

Figura 32: Classes de Agressividade Ambiental.	49
Figura 33: Características das estações atmosféricas da Cidade de Fortaleza.	50
Figura 34: Valores de Referência para escolha da Classe ambiental em Fortaleza.	50
Figura 35: Resistências concreto Classe I	51
Figura 36: Resistências Concreto Classe II	51
Figura 37: Relação Água Cimento e Classes do Concreto de acordo com Classe de Agressividade Ambiental	52
Figura 38: Categorias de Aço para Concreto Armado e Propriedades Mecânicas.....	53
Figura 39: Lajes consideradas nas Tabelas de Czerny-Beton-Kalender.	54
Figura 40: Pesos específicos em kN/m ³	55
Figura 41: Valores de alfa para condições de apoio	56
Figura 42: Exemplo de condições de apoio dos bordos de uma laje	56
Figura 43: Valor de reação da laje nas vigas de bordo	57
Figura 44: Limites de Fissuração em Vigas	69
Figura 45: Valores característicos de abertura de fissura	69
Figura 46: Valores para coeficiente α	70
Figura 47: Sistema de Nomenclatura.....	71
Figura 48: SPT médio na região do Bulbo de Pressão	73
Figura 49: Sapata com Carga Centrada	76
Figura 50: Modelo de Cálculo Armadura.....	77
Figura 51: Sapata com carga excêntrica e seção totalmente comprimida	78
Figura 52: Tensões para cálculo armadura sapata com carga excêntrica e seção totalmente comprimida.....	81
Figura 53: Tensões responsáveis por momento solicitante	82
Figura 54: Sapata com carga excêntrica nas duas direções	82
Figura 55: Sapata com carga excêntrica nas duas direções e seção parcialmente comprimida.....	83
Figura 56: Passo a passo da metodologia e do uso das planilhas	85
Figura 57: Planilha Pré-dimensionamento de Pilares.....	87
Figura 58: Planilha Pré-dimensionamento de Vigas	87
Figura 59: Planilha Pré-dimensionamento Lajes.....	88
Figura 60: Modelos de Lajes e Vigas de acordo com Czerny	89
Figura 61: Planilha 3 – inserção dos parâmetros e dimensionamento da espessura.....	90
Figura 62: Planilha 3 – Cargas consideradas.....	91
Figura 63: Planilha 3 – Esforços de dimensionamento de lajes e carregamentos de vigas	91

Figura 64: Planilha 3 - Verificação da flecha final com valor limite da NBR 6118	92
Figura 65: Planilha 3 – Cálculo do Coeficiente de Fluência	92
Figura 66: Planilha 3 – Carregamentos finais nas vigas para modelo Ftool	93
Figura 67: Modelo Ftool das vigas com carregamento obtido na planilha 3	93
Figura 68: Planilha 4 – Inserção dos parâmetros de projeto e esforços obtidos no modelo ftool e dimensionamento dos estribos	94
Figura 69: Planilha 4 – Calculo da armadura de flexão (parte 1).....	95
Figura 70: Planilha 4 – Calculo da armadura de flexão (parte 2).....	96
Figura 71: Planilha 4 – Armaduras finais de flexão e de pele.....	96
Figura 72: Planilha 3 – Carregamentos de vigas em pilares ao longo dos pavimentos e soma final.....	97
Figura 73: Planilha 6 – Dados de entrada para análise de estabilidade global.....	98
Figura 74: Planilha 6 – Inseção das deformações do Ftool e cálculo do parâmetro α	99
Figura 75: Modelo do pórtico de contraventamento no ftool para extração dos deslocamentos	99
Figura 76: Parâmetros do material e dimensões a serem definidos no modelo do ftool.....	100
Figura 77: Planilha 5 – Inserção dos dados de entrada e análise da esbeltez do pilar.....	100
Figura 78: Planilha 5 – Análise das excentricidades e cálculo das hipóteses em x e y.....	101
Figura 79: Planilha 5 – Cálculo da armadura principal e definição dos espaçamentos.....	102
Figura 80: Planilha 5 – Cálculo dos estribos e seus espaçamentos e traspasse das barras longitudinais.	102
Figura 81: Planilha 7 – Dimensões e carregamentos da laje	103
Figura 82: Planilha 7 – Cálculo armadura positiva na direção x.....	103
Figura 83: Planilha 7 – Detalhamento positivo na direção x.....	104
Figura 84: Planilha 7 – Cálculo armadura negativa direção x.....	105
Figura 85: Planilha 7 – Detalhamento negativo direção x.....	105
Figura 86: Planilha 8 – Investigação da Tensão admissível do solo a partir do método do SPT médio	106
Figura 87: Planilha 3 – Cargas finais que chegam nas fundações.....	107
Figura 88: Planilha 8 – Inseção dos parâmetros de cálculo.....	107
Figura 89: Planilha 8 – Verificação das condições de sapata rígida nas direções x e y.....	108
Figura 90: Planilha 8 – Inserção dos carregamentos e momentos encontrados na planilha 3	108
Figura 91: Planilha 8 – Cálculo da altura da sapata para atender as condições de sapata rígida e concretagem sem formas	109

Figura 92: Planilha 8 – Verificação das Tensões na base da sapata.....	109
Figura 93: Dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais.....	110
Figura 94: Arquitetura Casa Geminada	111
Figura 95: Áreas de Influência dos pilares das casas	113
Figura 96: Forma pré-dimensionada dos elementos estruturais das casas Geminadas	117
Figura 97: Valores extraídos das vigas V1 e V2 do pavimento 1	120
Figura 98 : Pórticos de contraventamento na direção x (vermelho) e y (verde)	125
Figura 99: Análise pórtico de contraventamento 1 na direção X	125
Figura 100: Valores de esbeltez e esforços de hipóteses do pilar 6	126
Figura 101: Esforços da viga V6 obtidos pelo ftool.....	135
Figura 102: Pórticos de contraventamento na direção x (vermelho) e y (verde) – Estudo de Caso 2	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Larguras de Base de Viga de Acordo com Tamanho do Vão	26
Tabela 2: Altura das Vigas de Acordo com Vãos	27
Tabela 3: Parâmetros pré-dimensionamento de espessuras de laje	28
Tabela 4: Símbolos de Elementos Estruturais	35
Tabela 5: Categorias do coeficiente S2	42
Tabela 6: Classes do coeficiente S2	42
Tabela 7: Resumo de critérios do coeficiente γ_z	47
Tabela 8: Deslocamentos limites	66
Tabela 9: Quantidade de Sondagens por metro quadrado.	73
Tabela 10: Correlação N SPT com tipo de solo	74
Tabela 11: Valores de pré-dimensionamento dos Pilares.....	114
Tabela 12: Seções pré-dimensionadas de vigas.....	115
Tabela 13: Seções de vigas padronizadas após pré-dimensionamento.....	116
Tabela 14: Espessuras das Lajes pré-dimensionadas	116
Tabela 15: Espessuras dimensionadas das lajes	118
Tabela 16: Armaduras positivas das lajes.....	119
Tabela 17: Armaduras negativas das lajes.....	119
Tabela 18: Carregamentos das vigas obtidos pelas lajes a partir dos quinhões de carga sem majoração.....	120
Tabela 19: Diâmetro e quantidade de barras necessárias em cada viga (armadura positiva). 121	121
Tabela 20: Diâmetro e quantidade de barras necessárias em cada viga (armadura negativa) 122	122
Tabela 21: Cargas das vigas para pilares do pavimento 1	123
Tabela 22: Cargas das vigas para pilares da cobertura	123
Tabela 23: Carga crítica final nos pilares	124
Tabela 24: Quantidade e diâmetro de barras de aço necessárias em cada pilar	127
Tabela 25: Tensões na base da sapata S6	128
Tabela 26: Valores finais dimensionamento do dimensionamento das sapatas	128
Tabela 27: Pranchas finais do estudo de caso 1.....	129
Tabela 29: Seções para dimensionamento – Estudo de Caso 2.....	131
Tabela 31: Tabela com seções econômicas finais de vigas – Estudo de Caso 2.....	132
Tabela 32: Seções pré dimensionadas das vigas do ático – Estudo de Caso 2.....	132

Tabela 33: Espessura final das lajes do Pavimento 1 e coberta – Estudo de Caso 2.....	133
Tabela 36: Reações das lajes nas vigas de apoio – Estudo de Caso 2.....	135
Tabela 42: Soma final das cargas em pilares – Estudo de Caso 2.....	136
Tabela 43: Quantidade e diâmetro de barras de aço necessários em cada pilar – Estudo de Caso 2	138
Tabela 44: Tensões na base do grupo da sapata S12.....	138
Tabela 45: Valores finais dimensionamento do dimensionamento das sapatas – Estudo de Caso 2	139
Tabela 46: Pranchas finais do estudo de caso 2.....	140

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 Contextualização.....	11
1.2 Justificativa	13
1.3 Objetivos.....	13
<i>1.3.1 Objetivo Geral.....</i>	<i>13</i>
<i>1.3.2 Objetivos Específicos</i>	<i>14</i>
1.4 Estrutura do trabalho	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1 Legalização da Obra.....	15
<i>2.1.1 Adequabilidade Locacional.....</i>	<i>16</i>
<i>2.1.2 Alvará de Construção</i>	<i>18</i>
2.2 Pré-dimensionamento Estrutural.....	22
<i>2.2.1 Pré-dimensionamento dos Pilares.....</i>	<i>22</i>
<i>2.2.1.1 Método das Áreas de Influência</i>	<i>23</i>
<i>2.2.2 Pré-dimensionamento das Vigas.....</i>	<i>26</i>
<i>2.2.3 Pré-dimensionamento das Lajes</i>	<i>27</i>
2.3. Desenhos necessários em um Projeto Estrutural.....	28
<i>2.3.1 Planta de Carga e Locação dos Pilares</i>	<i>28</i>
<i>2.3.2 Desenhos das Formas Estruturais</i>	<i>29</i>
<i>2.3.2.1. Nomenclatura e simbologia dos Elementos Estruturais</i>	<i>32</i>
<i>2.3.3 Detalhamento das Armaduras.....</i>	<i>35</i>
2.4 Considerações das Cargas	37
<i>2.4.1 Cargas Permanentes.....</i>	<i>37</i>
<i>2.4.2 Cargas Variáveis.....</i>	<i>37</i>
<i>2.4.3 Combinação das Cargas.....</i>	<i>38</i>
2.5 Ações do Vento e Contraventamento.....	41
<i>2.5.1 Análise de Estabilidade Global – Coeficiente Gama Z</i>	<i>45</i>

2.5.2 Análise de Estabilidade Global – Parâmetro de instabilidade α	47
2.6 Definição dos Parâmetros de Projeto	48
2.6.1 Classe de Agressividade	48
2.6.2 Escolha da Classe do Concreto	50
2.6.3 Escolha da Classe do Aço	52
2.7 Dimensionamento para ELU	53
2.7.1 Dimensionamento das Lajes	53
2.7.2 Dimensionamento das Vigas	58
2.7.2.1. Armadura Longitudinal	58
2.7.2.2. Armadura de Pele.....	59
2.7.2.3. Estribos.....	59
2.7.3 Dimensionamento dos Pilares	61
2.7.3.1. Cálculo Excentricidade de 1ª ordem	62
2.7.3.2. Cálculo Excentricidade devido imperfeições construtivas.....	62
2.7.3.3. Cálculo Excentricidade Mínima.....	63
2.7.3.4. Cálculo Excentricidade Local de Segunda Ordem.....	63
2.7.3.5. Cálculo dos Esforços e Dimensionamento da Armadura.....	64
2.7.3.6. Cálculo dos estribos	65
2.8 Verificações para ELS	66
2.8.1 Deformação	66
2.8.1.1 Lajes	67
2.8.1.2 Vigas.....	68
2.9 Nomenclaturas de Projetos	71
2.10 Fundações	71
2.10.1 Caracterização do Solo.....	72
2.10.2 Estruturas de Fundação Rasas - Sapatas	75
2.10.2.1. Sapatas com Carga Centrada	76

2.10.2.2. Sapatas com Carga Excêntrica em duas direções e seção parcialmente comprimida	82
3 METODOLOGIA.....	85
3.1 Apresentação do Projeto Arquitetônico e Legalização do Empreendimento	85
3.2 Pré Dimensionamento - Auxiliado por Planilhas Eletrônicas	86
3.3 Dimensionamento final - Auxiliado por Planilhas Eletrônicas	88
<i>3.3.1 Escolha dos Carregamentos, Combinação e Elaboração da Planta de Carga</i>	<i>88</i>
<i>3.3.2. Dimensionamento das Vigas</i>	<i>94</i>
<i>3.3.3. Dimensionamento dos Pilares</i>	<i>97</i>
<i>3.3.4. Dimensionamento das Lajes</i>	<i>103</i>
<i>3.3.5. Dimensionamento das Fundações</i>	<i>106</i>
3.4 Elaboração dos Desenhos estruturais	110
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES - ESTUDOS DE CASO.....	111
4.1 Contextualização do Estudo de Caso 1 – Casas Duplex Geminada	111
<i>4.1.1. Pré Dimensionamento</i>	<i>112</i>
<i>4.1.1.1 Pilares.....</i>	<i>112</i>
<i>4.1.1.2 Vigas.....</i>	<i>114</i>
<i>4.1.1.3 Lajes</i>	<i>116</i>
<i>4.1.2. Dimensionamento</i>	<i>118</i>
<i>4.1.2.1 Lajes</i>	<i>118</i>
<i>4.1.2.2 Vigas.....</i>	<i>119</i>
<i>4.1.2.3 Pilares.....</i>	<i>122</i>
<i>4.1.2.3 Fundações.....</i>	<i>127</i>
<i>4.1.3. Desenhos Estruturais e Pranchas</i>	<i>129</i>
4.2 Contextualização do Estudo de Caso 2 – Creche.....	130
<i>4.2.1. Pré Dimensionamento</i>	<i>130</i>
<i>4.2.1.1 Pilares.....</i>	<i>130</i>
<i>4.2.1.2 Vigas.....</i>	<i>131</i>

4.2.1.3 Lajes	133
4.2.2. Dimensionamento.....	134
4.2.2.1 Lajes	134
4.2.2.2 Vigas.....	134
4.2.2.3 Pilares.....	136
4.2.2.4. Fundações.....	138
4.1.3. Desenhos Estruturais e Pranchas	139
5 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	141
REFERÊNCIAS	142
ANEXO I – Tabelas de Czerny-Benton-Kalender (1976).....	145
ANEXO III – SONDA GEM ESTUDO DE CASO 1	151
ANEXO IV – ÁBACO PILARES QUADRADOS.....	152
ANEXO V – SONDA GEM ESTUDO DE CASO 2	153
ANEXO VI – ÁBACO PILARES RETANGULARES	154
APÊNDICE A – Prancha 1 do Estudo de Caso 1	155
APÊNDICE B – Prancha 2 do Estudo de Caso 1	156
APÊNDICE C – Prancha 3 do Estudo de Caso 1	157
APÊNDICE D – Prancha 4 do Estudo de Caso 1	158
APÊNDICE E – Prancha 5 do Estudo de Caso 1	159
APÊNDICE F – Prancha 6 do Estudo de Caso 1.....	160
APÊNDICE G – Prancha 7 do Estudo de Caso 1	161
APÊNDICE H – Prancha 1 do Estudo de Caso 2.....	162
APÊNDICE I – Prancha 2 do Estudo de Caso 2.....	163
APÊNDICE J – Prancha 3 do Estudo de Caso 2	164
APÊNDICE K – Prancha 4 do Estudo de Caso 2.....	165
APÊNDICE L – Prancha 5 do Estudo de Caso 2	166
APÊNDICE M – Prancha 6 do Estudo de Caso 2	167
APÊNDICE N – Prancha 7 do Estudo de Caso 2	168
APÊNDICE O – Arquitetura Creche (Estudo de Caso 2)	169
APÊNDICE P – Pré dimensionamento Pilares (Estudo de caso 2).....	170
APÊNDICE Q – Armaduras positivas e negativas das lajes (Estudo de caso 2)	171
APÊNDICE R – Armaduras positivas e negativas das vigas (Estudo de caso 2).....	172
APÊNDICE S – Cargas nos pilares em cada lance (Estudo de caso 2)	173

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Durante a elaboração de um projeto estrutural, existem várias etapas que o projetista precisa cumprir para que seu trabalho seja aceito legalmente (solicitação do alvará de construção, habite-se, entre outros documentos) e tecnicamente (obediência às normas NBR 6118, NBR 6120, NBR 6123, NBR 6188, etc.).

A partir da concepção da arquitetura, que é de competência prioritária do arquiteto, um profissional projetista deve ser capaz de lançar a estrutura de modo conveniente ao projeto arquitetônico, fazer os cálculos necessários para atender ao Estado Limite Último (ELU) e ao Estado Limite de Serviço (ELS), além de cumprir com as normas técnicas vigentes a fim de obter um projeto viável do ponto de vista econômico, técnico e de desempenho.

De acordo com a NBR 6118, os ELUs são os diversos estados em que a estrutura atinge sua ruína e entra em colapso, comprometendo a sua segurança. Já o ELS refere-se ao desempenho da estrutura no que diz respeito ao conforto do usuário, aparência, boa utilização e a vida útil da estrutura. Ou seja, deve-se garantir uma estrutura segura em relação a todos os tipos de carregamentos a que será submetida e útil do ponto de vista de funcionalidade.

Durante a graduação dos engenheiros civis, há várias disciplinas que remetem ao cálculo estrutural e ao atendimento das normas. Entretanto, ao final do curso, observa-se uma dificuldade de unir os aprendizados para elaboração de um projeto completo desde a ideia inicial até a sua execução e habitação. Além disso, é importante ressaltar que apesar da formação do Engenheiro Civil de Estruturas ser a mais completa para este tipo de trabalho, outros profissionais podem atuar nesta área também, e estes seriam também beneficiados com um trabalho que contemplasse boa parte da teoria necessária para esta função.

Em relação à qualidade das edificações com relação ao surgimento de patologias vem crescendo ao longo dos anos, sendo assim, é importante combater as causas deste problema, priorizando a prevenção em vez da correção. De Macedo (2017) conclui que em obras recentes que aparecem patologias, ocorrem erros não somente técnicos, mas também outros erros de caráter humano, como de gestão. Assim, faz-se necessária a padronização de procedimentos para combater isto. Projetos e Obras sem supervisão e avaliação técnica de profissionais capacitados podem apresentar problemas estruturais e patologias mais rapidamente.

Outra importante informação é que a grande maioria das obras de pequeno porte são projetadas e executadas sem o parecer técnico e legal de profissionais qualificados. Uma pesquisa realizada pelo Conselho de Arquitetura e Urbanismo do Brasil e pelo Instituto Datafolha mostrou que 54% da população economicamente ativa já realizou algum tipo de reforma ou construção de imóvel residencial ou comercial, e, desse grupo, 85,4% não contratou profissional competente para tal função. Estes dados mostram que há grande necessidade de facilitar o acesso à um conhecimento prático de qualidade que estimule a atuação de profissionais competentes da área a reduzir os números de obras sem qualidade técnica.

As edificações de pequeno porte constituem 90% das existentes (Pinheiro,2008). De acordo com o material técnico intitulado “Prática recomendada para estruturas de edifícios de nível 1 – Estruturas de pequeno porte”, elaborado pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), pode-se definir as estruturas de nível 1 como de pequeno porte. São edificações de até 4 pavimentos, regulares e sem protensão que estão submetidas a sobrecargas menores ou iguais a 3kN/m². Os pilares devem ter até 4 metros e os vãos não podem exceder os 6 metros. Os menores vãos das lajes devem possuir no máximo 6 metros (para lajes apoiadas) e 2 metros (para lajes em balanço), tendo esses valores uma tolerância de 10%. Se existirem empuxos de terra nas faces opostas da edificação, estes devem ser equilibrados. Caso as recomendações para dimensionamento dos pilares sejam seguidas à risca, os efeitos do vento podem ser desprezados. Isto só é possível caso as duas direções da estrutura sejam contraventadas.

Esses tipos de estruturas podem ter função comercial, como um pequeno shopping ou galeria com algumas lojas, e residencial, como um condomínio de poucos andares ou até mesmo uma casa. Diversas estruturas desse porte têm sido desenvolvidas como objetivo de suprir um déficit habitacional no programa Minha Casa Minha Vida, sendo este outro motivo para se propagar a metodologia de concepção deste tipo de projeto bem como as normas necessárias para legalizar seu uso.

É interessante comentar que o IBRACON também possui um livro de práticas para outras estruturas de níveis 2 e 3. Estas são estruturas mais complexas que não serão englobadas neste manual.

1.2 Justificativa

Nos cursos de graduação em Engenharia Civil, tem-se a necessidade de unir os conhecimentos adquiridos a fim de ofertar, no caso de projetos de estruturas de concreto armado, um produto final adequado à normas técnicas, leis e necessidades sociais. Observa-se ao fim do curso, uma dificuldade em executar a metodologia completa para obtenção deste produto.

Especificamente na Universidade Federal do Ceará, no Centro de Tecnologia, no ano de 2015, foi criado o Departamento de Integração Acadêmica e Tecnológica (Diatec) que tem como objetivo tentar consolidar o aprendizado na graduação envolvendo todas as áreas estudadas.

Além disso, com o crescimento econômico e populacional do país, há a necessidade de construção de mais habitações e empreendimentos. Sabendo que são muitas as atribuições técnicas e legais para projetar e executar estes tipos de estruturas e que há a necessidade de padronizar processos para evitar problemas futuros nas edificações (De Macedo,2017) este trabalho se justifica pela necessidade que há em auxiliar estas pessoas na concepção de um produto de qualidade para a sociedade. O objetivo é que sejam explanadas todas as atividades que um profissional que se enquadre nas atribuições citadas precise realizar desde a ideia inicial do projeto, até sua execução e habitação. O foco principal será no cálculo estrutural, que deve atender a inúmeros requisitos técnicos.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é desenvolver um manual para a elaboração de projetos de estruturas de concreto armado de pequeno porte, através dos conhecimentos adquiridos ao longo da graduação, estágio e outros meios a fim de disseminar um conhecimento prático e técnico sobre do desenvolvimento de projetos estruturais para estudantes de cursos de graduação em engenharia, técnicos em edificações e profissionais que militam nesta área.

1.3.2 Objetivos Específicos

- a) Explicar as etapas necessárias para a legalização do projeto
- b) Apresentar as normas e estudos necessários nas etapas de projeto
- c) Identificar estruturas de pequeno porte
- d) Explicação e escolha das cargas de projeto
- e) Lançar a forma da estrutura com base na arquitetura desenvolvida no item anterior (pré-dimensionamento)
- f) Explicar os cálculos e planilhas utilizados para dimensionamento das peças estruturais
- g) Projetar a fundação da edificação.

1.4 Estrutura do trabalho

A estrutura deste trabalho foi dividida em 5 capítulos, cujos conteúdos estão na explicação que se segue.

O primeiro capítulo é a introdução, onde estão explanadas as considerações iniciais, o contexto no qual o trabalho se insere, as motivações para o estudo, as problemáticas envolvidas, além da justificativa do tema, os objetivos gerais e específicos.

O segundo capítulo, intitulado Revisão Bibliográfica, contempla a base teórica do trabalho. São explicadas as teorias, normas e critérios que serão utilizados na metodologia.

O capítulo três é a metodologia. Nele, é explicado o passo a passo da utilização das planilhas.

O capítulo quatro mostra os dois estudos de caso desenvolvidos e os resultados obtidos em cada um com a utilização do passo a passo explicado no capítulo anterior.

No capítulo cinco tem-se as considerações finais do trabalho e a sugestão para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Legalização da Obra

Até que o empreendimento esteja pronto para utilização, os projetos são desenvolvidos gradativamente quanto ao seu nível de detalhamento. No Guia de Obras da Justiça Federal (2009) há um fluxograma que explica como funciona a evolução do detalhamento ao longo do tempo. O processo de evolução dos projetos se inicia com o estudo preliminar arquitetônico, o qual gera o Anteprojeto de Arquitetura. Nele devem existir as informações técnicas necessárias para que haja clara compreensão da obra e definição dos outros sistemas. Os anteprojetos complementares são elaborados em seguida, com base no anteprojeto arquitetônico. O ideal é que o anteprojeto estrutural e os demais anteprojetos de instalações prediais sejam concebidos concomitantemente para melhor previsão de choques entre as disciplinas.

Com todos os anteprojetos em mãos, já é possível realizar a primeira compatibilização dos projetos a fim de evitar problemas durante a execução. Após a verificação das interferências, o próximo nível é o Básico, no qual os projetos devem conter informações técnicas indispensáveis e com níveis de detalhamento com o qual já será possível realizar a definição e o levantamento de quantitativos dos materiais do empreendimento.

Completada a fase anterior, a que sucede é a fase Executiva, na qual os projetos possuem detalhamento minucioso de todas as etapas da obra para execução. São estes projetos e suas revisões que serão utilizados em obra. Por fim, terminado o empreendimento, devem ser concebidos os chamados “*As Built*”, projetos fidedignos ao empreendimento real.

Para a legalização do empreendimento, existem diversos documentos que precisam ser entregues no órgão regulamentador para que se obtenham as autorizações necessárias para o desenvolvimento do projeto executivo, sua execução e sua utilização. Normalmente, os profissionais que buscam a legalização da obra perante a prefeitura são os arquitetos. Entretanto, é fundamental que os engenheiros e quaisquer outros profissionais saibam como ocorre este trâmite. No município de Fortaleza, local escolhido para realização do estudo de caso, existem 3 etapas básicas que toda legalização de empreendimento segue até o fim de sua execução. São elas a adequabilidade locacional, a liberação do alvará de construção e a liberação final para uso do empreendimento (habite-se).

Apesar de não constar neste trabalho informações sobre trâmites em outras localidades, os processos são muito parecidos para outros municípios, podendo variar apenas os valores paramétricos e taxas aceitáveis.

Agora, serão explicadas as etapas supracitadas.

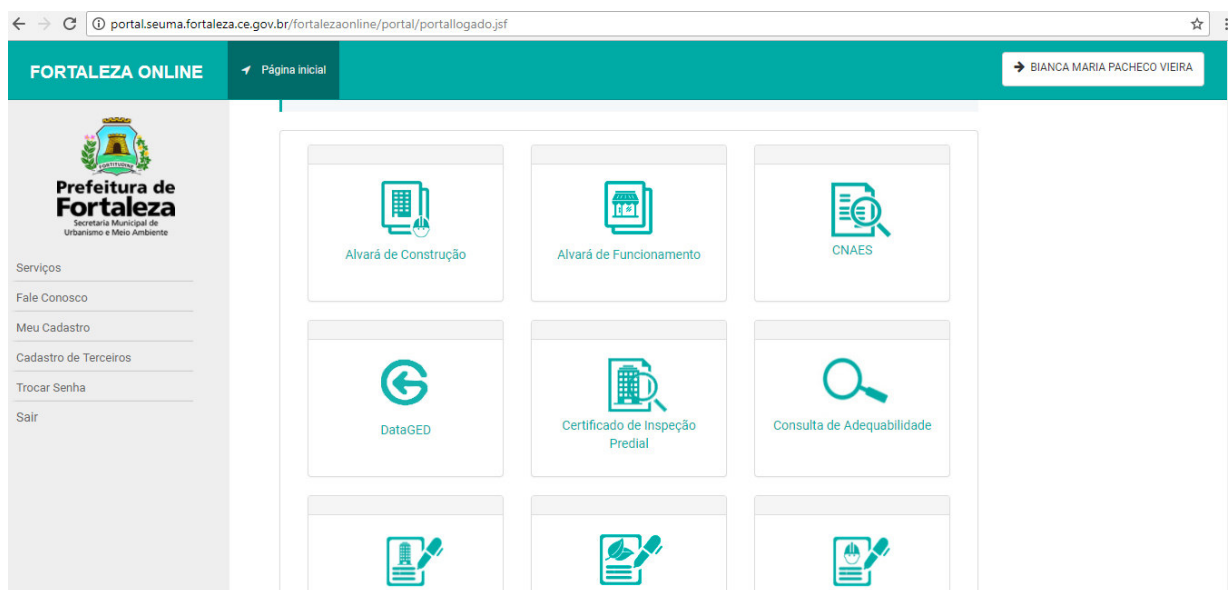
2.1.1 Adequabilidade Locacional

A adequabilidade locacional é um documento que confirma se o terreno escolhido é adequado para o projeto. Por exemplo, neste documento, são informadas as zonas (Zonas Especiais de Interesse Social (ZEIS) da cidade) em que o terreno está e a metragem quadrada que está dentro de cada zona. Além disso, é também nesta etapa em que ocorrem as previsões legais relacionadas ao número de vagas de estacionamento, se há ou não previsão de alargamento de via, recuos frontal, lateral e de fundos.

Para sua obtenção é necessária a inscrição do Imposto Predial e Territorial Urbano (IPTU), a área da matrícula do terreno (registro do imóvel), a área do terreno a ser usada no projeto (caso haja divisão do terreno) e a área total construída.

É possível realizar a verificação da adequabilidade no site da Secretaria Municipal de Urbanismo e Meio Ambiente (SEUMA) da cidade de Fortaleza. Para isso basta realizar um cadastro eletrônico no site e escolher a opção desejada, como mostra a Figura 1 abaixo.

Figura 1: Serviços Disponíveis no site da Prefeitura de Fortaleza



Fonte: Site da SEUMA. (2018)

Após clicar na opção de adequabilidade (Figura 2), deve-se escolher entre consultar o andamento das adequabilidades já solicitadas de Funcionamento ou de Construção, ou realizar a solicitação de uma nova adequabilidade. Ao iniciar uma nova, deve-se informar se a mesma é para obras já existentes que necessitam do documento apenas para funcionamento ou para empreendimentos que ainda serão construídos. (Figura 3)

Figura 2: Opções da Ferramenta de Adequabilidade

Consulta de Adequabilidade



Fonte: Site da SEUMA. (2018)

Figura 3: Adequabilidade para Construção



Fonte: Site da SEUMA. (2018)

Seguindo o passo a passo, a etapa seguinte é a de localização (Figura 4) na qual é necessário informar o IPTU do terreno e os dados do representante legal deste imóvel. Logo após é necessário informar as atividades para o qual o empreendimento será construído, a área presente na matrícula do imóvel e a área construída e então se deve confirmar os dados inseridos e aguardar o resultado da análise.

Figura 4: Passo a Passo Solicitação

A imagem mostra a interface de usuário para a solicitação de adequabilidade para construção civil. No topo, há uma barra de progresso com seis etapas: Finalidade, Localização, Atividades, Áreas, Confirmação e Resultado. A etapa 'Localização' está atualmente selecionada e destacada em verde. Abaixo, há seções para 'IPTU(s) do Empreendimento' e 'Dados do Representante Legal'. A seção de IPTU inclui campos para informar o IPTU e o DV (Dígito Verificador), com botões para 'Adicionar' e uma tabela para listar os IPTUs. A seção de dados do representante legal inclui campos para o CPF e o nome completo. Botões de 'Voltar' e 'Próximo' estão visíveis na base da interface.

Fonte: Site da SEUMA.(2018)

2.1.2 Alvará de Construção

Documento necessário para autorização das obras e serviços de construção, demolição, ampliação, reformas, movimentações de terra e muros de arrimo.

No site da Secretaria Municipal de Urbanismo e Meio Ambiente (SEUMA) da cidade de Fortaleza consta o check list (Figura 5) para obtenção do alvará de construção online, também no site é possível fazer a requisição deste documento.

Existe também a opção de adquirir o documento presencialmente na prefeitura. A diferença entre os dois é que no online, a prefeitura supõe que o projeto esteja todo regulamentado e concede a liberação, entretanto, se houver vistorias durante a execução os profissionais cujos nomes constam como responsáveis no alvará terão que responder pelas incompatibilidades do que foi apresentado no documento e o que está de fato ocorrendo em

obra. Já no alvará presencial, o analista se torna corresponsável pelo projeto e pode responder caso haja irregularidades.

Figura 5: Seção do Check List de Alvará de Construção Online

CHECK LIST – ALVARÁ DE CONSTRUÇÃO ONLINE ^{III}	
a)	Consulta de Adequabilidade Locacional para Alvará de Construção emitido pelo Fortaleza Online, dentro do próprio serviço do Alvará Online ou, anteriormente, via link: http://portal.seuma.fortaleza.ce.gov.br/fortalezaonline/portal/inicioconsultaviabilidade.jsf
b)	Informações do requerente/interessado: <ul style="list-style-type: none"> • Se pessoa física: RG e CPF do interessado; • Se pessoa jurídica: CNPJ, Contrato Social mais último aditivo, Estatuto e ata de reunião, ato de posse e diário oficial do requerente.
c)	Informações sobre imóvel: <ul style="list-style-type: none"> • Cópia atualizada e autenticada do Registro de Imóvel – matrícula (prazo máximo: 90 dias); • Se o requerente NÃO for proprietário: autorização do proprietário do terreno com firma reconhecida; • Dados cadastrais (IPTU); • Certidão Negativa de Tributos do IPTU ou Certidão Negativa com efeito de Positiva: adquirido na SEFIN ou através do site www.sefin.fortaleza.ce.gov.br. Importante: Esta certidão deverá ser a do terreno onde será implantado o empreendimento; • Quando mais de uma matrícula, apresentar máscara (montagem) dos registros do imóvel, devidamente mesurada em planta baixa.
d)	Informações dos profissionais:

Fonte: Site da SEUMA (2018)

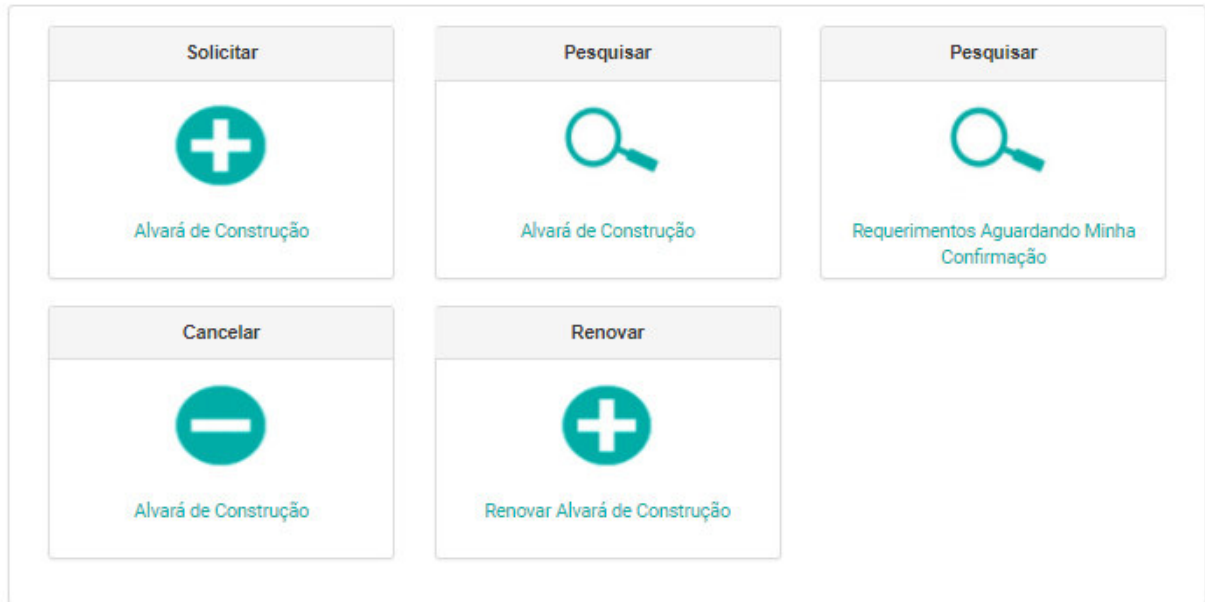
Como mostra a Figura 1, um dos serviços disponíveis é o alvará de construção. Escolhendo-se esta opção, deve-se assim como na adequabilidade pesquisar processos já solicitados ou requerer um novo processo, como é possível ver na Figura 6.

Ao solicitar um novo alvará de construção, a primeira informação exigida é a adequabilidade, logo, deve-se informar o protocolo adquirido ao fim do passo a passo desenvolvido no item anterior.

A Figura 7, exibe o fluxo das etapas que consta no processo e os documentos e ações necessárias para conclusão de cada uma das etapas consta no check list já citado nesta seção. Para mais informações sobre o processo, basta acessar o site da SEUMA e baixar o manual para expedição do alvará de construção.

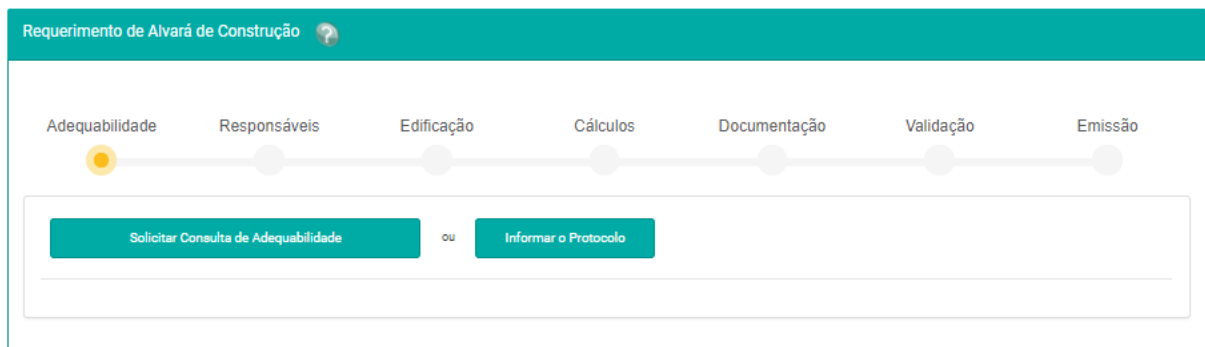
Figura 6: Opções de Alvará de Construção

Alvará de Construção



Fonte: Site da SEUMA (2018)

Figura 7: Passo a Passo Alvará de Construção



Fonte: Site da SEUMA (2018).

2.1.3 Habite-se

Necessário para garantir aos proprietários do imóvel que a construção seguiu o previsto em projetos aprovados. Este documento pode ser obtido nas Secretarias Regionais da cidade de Fortaleza e autoriza a utilização da edificação, após, feitas vistorias e outros procedimentos, os quais atestam que a edificação seguiu o projeto aprovado.

Cada regional possui um *check list* de documentos que devem ser entregues para o protocolo do habite-se. Pode haver variação na exigência de documentação em cada regional. Além da documentação, deve-se também fazer o pagamento da taxa para expedição do habite-se (o processo só é protocolado com a taxa paga), que pode ser retirada no site da Sefin de Fortaleza.

A prefeitura da Cidade de Fortaleza possui em seu site um manual para melhor compreensão do processo e com as especificidades do documento para cada tipo de obra. Além disso, é possível encontrar também um requerimento para download que deve ser entregue na respectiva regional na qual o empreendimento se encontra. A Figura 8 mostra esse requerimento.

Figura 8: Trecho Requerimento Habite-se

Central de Atendimento										 Prefeitura de Fortaleza <small>Secretaria Municipal de Urbanismo e Meio Ambiente</small>	
REQUERIMENTO Nº09					EDIFICAÇÕES						
01. CAMPO RESERVADO PARA PREENCHIMENTO DA SECRETARIA MUNICIPAL DE URBANISMO E MEIO AMBIENTE - SEUMA											
PROCESSO				DATA		SERVIDOR			PREENCHIMENTO EM PDF OU LETRA DE FORMA. UTILIZAR UM FORMULÁRIO POR UMA ÚNICA SOLICITAÇÃO		
02. IDENTIFICAÇÃO DO IMÓVEL OBJETO DA SOLICITAÇÃO											
BAIRRO											
ENDEREÇO (RUA, AVENIDA, TRAVESSA, ETC)											
NÚMERO		COMPLEMENTO				CEP			SALA/APTO		
CÓD. LOTEAMENTO		LOTEAMENTO OU CONJUNTO					QUADRA		LOTE		
PROPRIETÁRIO											
03. REQUERENTE PESSOA FÍSICA OU FIRMA											
NOME / RAZÃO SOCIAL											

Fonte: Prefeitura de Fortaleza (2018)

2.2 Concepção da estrutura e pré-dimensionamento estrutural

Tendo o projeto arquitetônico, cabe ao projetista de estrutura estabelecer um lançamento inicial. Nesta etapa de pré-dimensionamento é onde se inicia a escolha do posicionamento de pilares, vigas e lajes além de uma avaliação inicial de suas dimensões. Para que estas escolhas não destoem tanto da estrutura final, existem vários parâmetros que guiam as escolhas dos projetistas.

Cada tipo de peça estrutural, vigas, lajes ou pilares, possui suas regras específicas, que dependem do tipo de sistema construtivo utilizado, se é uma edificação em concreto armado ou protendido, estruturas de madeira ou aço, etc.

Após a escolha dos locais e dimensões com base na literatura, os ajustes são feitos a partir das verificações do ELU e ELS.

2.2.1 Pré-dimensionamento dos Pilares

Os pilares são elementos conhecidos como Lineares, pois possuem 1 dimensão preponderante em relação às outras duas (NBR 6118). São os primeiros que devem ser alocados pelo fato de estarem presentes em todos os pavimentos até descarregar as solicitações na fundação.

O ideal é que inicialmente sejam alocados os pilares externos, começando pelos de pontas e bordas, depois se procuram locais internos para fixação desses elementos. Alguns pontos estratégicos nos quais os projetistas buscam colocá-los são as caixas de escada e elevadores, pois precisam obrigatoriamente desses elementos e funcionam como um grande centro de rigidez da estrutura, auxiliando-a em seu contraventamento, como será comentado posteriormente. Outro local interessante é na proximidade de banheiros, pois normalmente não há desejo do proprietário em mexer na geometria desses locais. Colocar pilares em paredes de quarto, principalmente do quarto próximo à sala não é prático, pois normalmente há possibilidades de unir esses dois ambientes e modificar o *layout* do local. É inteligente tentar colocar pilares entre dois apartamentos, principalmente quando são espelhados, para criar um grande pórtico rígido no meio da edificação.

Quanto à distância, é importante que os pilares em concreto dispostos estejam entre si de 3 a 8 metros afastados (Clímaco,2008).

Esses valores são usuais tanto para que este elemento não fique em excesso quanto para que já se criem bons espaços para as vagas de carros quando houver as suas distribuições no subsolo ou pilotis. Além disso, é importante que o afastamento não passe de 8 m para que as vigas não precisem de grandes alturas, o que diminuiria a altura útil dos pavimentos. Outro motivo é que quanto mais próximos os pilares estão entre si mais choques haverá entre as fundações de cada um deles, o que pode tornar alguns tipos de fundação inviáveis ou muito dispendiosos.

Quanto as dimensões, o valor inicial pode ser suposto para depois ser verificado na etapa de dimensionamento. Vale ressaltar que pela NBR 6118 os pilares devem ter uma das dimensões transversais no máximo cinco vezes maior que a outra, caso contrário deve ser tratado como pilar-parede. Além disso, também pela mesma norma, os pilares não podem ter suas dimensões transversais menores que 19 cm. A única possibilidade de pilares com dimensões menores que 19 cm ocorre caso haja majoração dos esforços de cálculo a partir de coeficientes dispostos na Tabela 13.1 da norma. Como o valor mínimo de 19 cm não é usual para execução em obra, o normal é utilizar valores múltiplos de 5 cm, sendo 20 x 20 cm o mínimo. Vale ressaltar que pela NBR 6118 o valor mínimo da área do pilar é de 360 cm² e o menor lado possível mesmo com a majoração dos esforços deve ser de 14 cm.

Pode-se também utilizar métodos que retornam dimensões já mais próximas da realidade. Um destes é o Método das Áreas de Influência.

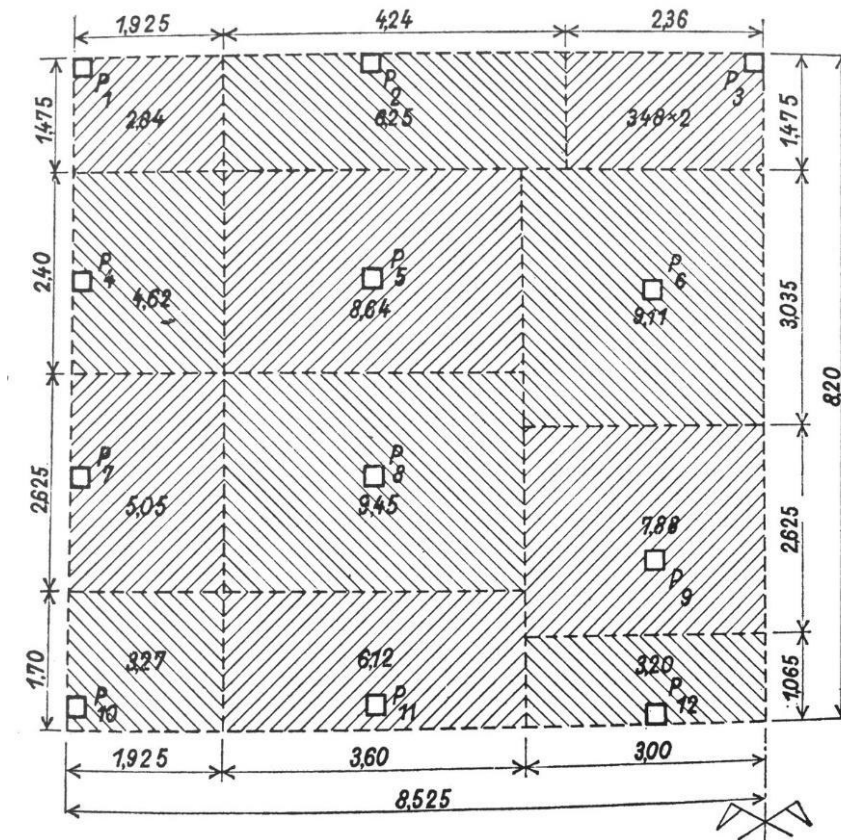
2.2.1.1 Método das Áreas de Influência

O engenheiro Aderson Moreira da Rocha publicou esse método em seu livro intitulado “Concreto Armado” (1987). Neste, as seções transversais do pré-dimensionamento são definidas de acordo com o tamanho das áreas abrangidas por cada pilar, proporcionalmente.

Primeiramente, o contorno da planta é definido e apenas os pilares já lançados são colocados. Deve-se, então, traçar linhas entre os pilares a fim de delimitar a área envolvida por cada um, como mostra a Figura 9.

Para este método, define-se que as lajes de piso transferem para os pilares uma carga de 12 kN/m² e a última laje, de cobertura, uma carga menor de 10 kN/m². Esses valores foram obtidos a partir de uma média calculada levando em consideração a área de uma edificação em que se considera o peso próprio da estrutura, as alvenarias, os revestimentos, as sobrecargas (móveis e pessoas).

Figura 9: Áreas de Influência dos Pilares



Fonte: Rocha (1987).

Sabendo a área abrangida por cada pilar e a quantidade de lajes de piso é possível obter a carga que cada pilar irá receber a partir da seguinte equação:

$$NT = A \times (N1 \times 12000 + N2 \times 10000) \quad (1)$$

Em que:

NT = Carga total atuante no pilar calculado [N]

N1 = número de lajes de piso.

N2 = número de lajes de cobertura (normalmente será apenas uma)

A = área de influência de cada pilar. [m²]

Sabendo a carga que deverá ser resistida por cada pilar, deve-se agora escolher outros dois parâmetros necessários para a definição das dimensões: a resistência característica

do aço (f_{yk}) e do concreto (f_{ck}). Após a escolha dessas resistências, pode-se igualar a força que chega a cada pilar com a força resistida por cada um deles.

Essa força depende, além das resistências, da área de cada um desses elementos. É importante lembrar que não se deve utilizar as resistências integrais desses elementos. Durante o cálculo, minora-se os valores de f_{ck} e f_{yk} por coeficientes de minoração presentes na NBR 6118 na tabela 12.1, sendo estes respectivamente 1,4 e 1,15.

O concreto tem ainda outro fator que também consta na norma supracitada que diminui sua resistência de cálculo para este procedimento. Devido ao desvio para menos que ocorre em até 5% dos corpos de prova em relação a estrutura real, à perda da resistência para carregamento de longas durações e ao crescimento da resistência do concreto após os 28 dias, o f_{cd} deve ser multiplicado ainda por 0,85.

Assim, pode se proceder o seguinte cálculo para cada pilar:

$$NT = \frac{0,85 \times f_{ck} \times A_c}{1,4} + \frac{f_{yd} \times A_s}{1,15} \quad (2)$$

Em que:

NT é a carga total que deve ser resistida pelo pilar [N]

f_{ck} é a resistência característica do concreto [Pa]

A_c é a área de concreto [m²]

f_{yd} é a resistência característica do aço [Pa]

A_s é a área de aço [m²]

Na NBR 6118, item 17.3.5.3, há a limitação da área de aço dos pilares, sendo o máximo, inclusive na região de emenda o valor de 0,08 da área de concreto. Para pré-dimensionamento pode-se iniciar com a suposição de que a área de aço corresponde a 0,01 da área de concreto da seção do pilar. Com isso, tem-se:

$$NT = \frac{0,85 \times f_{ck} \times A_c}{1,4} + \frac{f_{yd} \times 0,01 \times A_c}{1,15} \quad (3)$$

Isolando-se então o valor da área de concreto, é possível descobrir a área necessária para cada pilar e dispor as dimensões de cada lado cumprindo sempre os valores mínimos já citados exigidos pela norma.

2.2.2 Pré-dimensionamento das Vigas

As vigas, assim como os pilares, também são elementos considerados lineares, pois seu comprimento é preponderante em relação a sua seção transversal.

Durante o pré-dimensionamento, as vigas retangulares devem ser dispostas conectando os pilares ou até mesmo tendo outras vigas como apoios e priorizando colocá-las de baixo das alvenarias, mas nem sempre isto é possível. Deve-se também priorizar em suas dimensões transversais bases e alturas múltiplas de 5 cm para facilidade em obra.

Sabendo-se que vão é a distância entre dois apoios, pode-se definir o tamanho da base da viga (bw), de acordo com os seguintes valores propostos na Tabela 1 por De Melo, 2013.

Tabela 1: Larguras de Base de Viga de acordo com Tamanho do Vão

Larguras Possíveis (DE MELO, 2013) - cm	
Se vão ≤ 4 m	12
Se vão $4 \text{ m} < bw \leq 8$ m	20
Se vão > 8 m	25 a 30

Fonte - Adaptado DE MELO (2013).

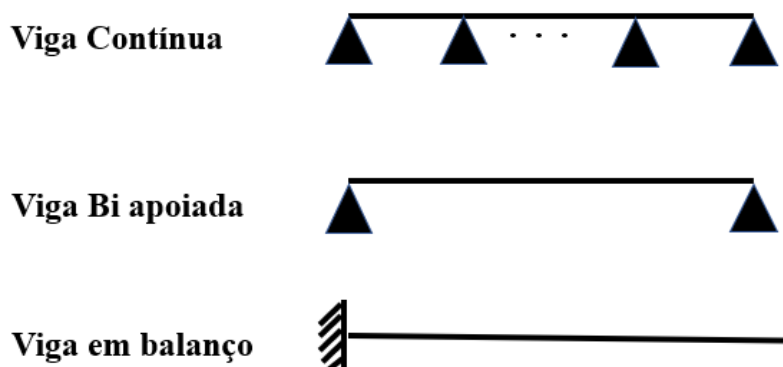
Em relação à altura das vigas, deve-se levar em consideração se estas são biapoiadas, contínuas ou ainda em balanço.

As vigas bi apoiadas são aquelas que possuem um único vão, sendo assim, só tem dois apoios. Já as vigas contínuas podem possuir 2 ou mais vãos enquanto que as vigas em balanço são aquelas em que apenas um lado da viga está engastado no apoio, assim, o outro lado é livre. Na Figura 10, pode-se observar o esquema dessas estruturas.

Di Pietro (2000) criou formulações simples baseadas na largura do vão para definir as alturas das vigas em concreto armado e protendido, como pode ser observado na Tabela 2. Dentre esses valores os mais usados são de L/10 para vigas bi apoiadas, L/12 para contínuas e L/6 para balanço.

É importante ressaltar que os métodos de pré-dimensionamento são bastante simplificados e que os valores finais devem ser confirmados no dimensionamento final inclusive com a verificação das flechas.

Figura 10: Tipos de Vigas



Fonte: Autor (2018).

Tabela 2: Altura das Vigas de Acordo com Vãos

Vigas	Bi-apoiada	Contínua	Em Balanço
Altura (cm)	L/8 a L/12	L/12 a L/16	L/5 a L/7

Fonte: Di Pietro, 2000.

2.2.3 Pré-dimensionamento das Lajes

As lajes são elementos bidimensionais pois sua largura e comprimento são muito maiores que sua espessura. Para o pré-dimensionamento dessas estruturas, normalmente é preciso definir uma espessura inicial, a qual, dependendo dos autores, pode ser em função apenas dos tamanhos dos vãos das lajes ou também considerar além deles as condições de apoio deste elemento. Já que a etapa de pré-dimensionamento ainda será verificada de modo seguro no dimensionamento efetivo, é interessante simplificar o modelo para facilitar os cálculos desta etapa. Assim, Di Pietro (2000) criou alguns parâmetros para pré-dimensionar as lajes apenas pelo comprimento de seus vãos (definidos pelas vigas que lhe cercam). Esses parâmetros podem ser vistos na Tabela 3.

Na NBR 6118 há a delimitação da menor espessura limite para todos os tipos de lajes. Na Figura 11, pode-se observar os valores mínimos para lajes maciças da norma.

No pré-dimensionamento dessas estruturas, Clímaco (2008) sugere que os vãos econômicos para bordos de lajes maciças são de 6 metros. Sendo assim, devem-se dispor as vigas de modo que o menor lado da laje seja menor que 6 metros.

Tabela 3: Parâmetros pré-dimensionamento de espessuras de laje

Tipo de Laje	h (espessura)
Maciça	L/45
Mista	L/35
Nervurada	L/40
Cogumelo	L/35 (com capitel) L/30 (sem capitel)

Fonte: Di Pietro (2000).

Figura 11: Valores mínimos de espessura de lajes maciças

13.2.4.1 Lajes maciças

Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- 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 $\frac{\ell}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{\ell}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Fonte: NBR 6118.

2.3. Desenhos necessários em um Projeto Estrutural

Segundo Alva (2007), após todo o dimensionamento, um projeto estrutural deve ser composto dos seguintes desenhos: plantas de carga e locação dos pilares, desenhos das formas estruturais e desenho das armações. A seguir, tem-se a explicação do que são e como devem ser feitos cada um desses documentos. Mais informações acerca de desenhos de estruturas de concreto armado podem ser encontradas na NBR 7191.

2.3.1 Planta de Carga e Locação dos Pilares

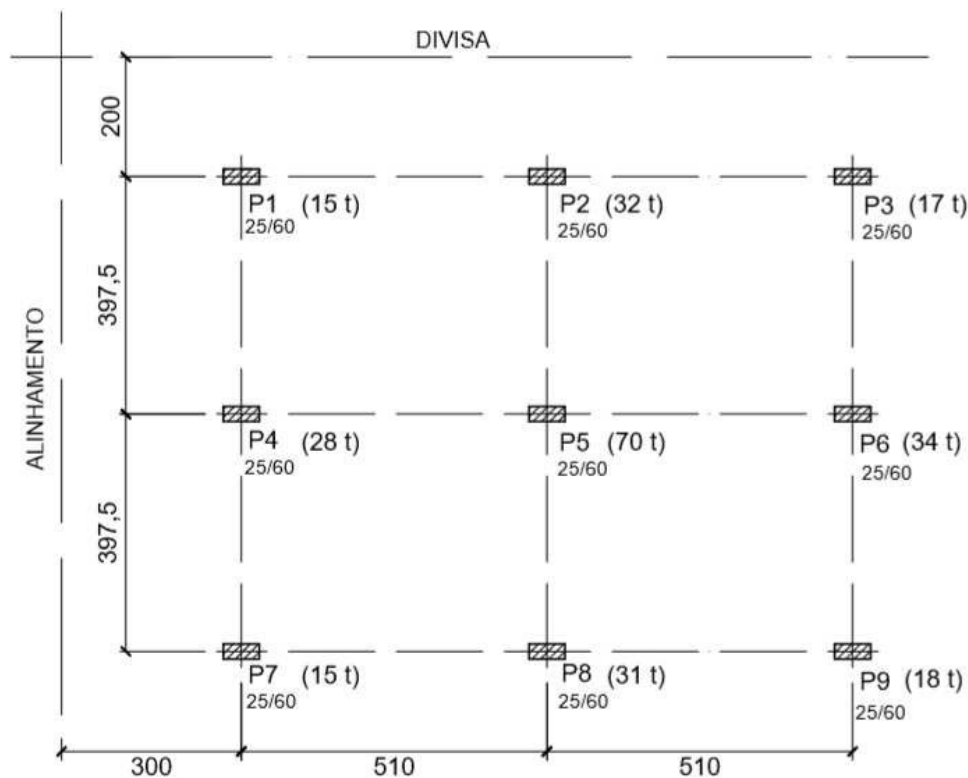
Este deve ser o primeiro desenho de um projeto estrutural e é necessário, junto com estudos de perfis de sondagem do solo, para realizar a escolha do tipo de fundação a ser utilizado na edificação.

Neste desenho, são definidos eixos (pelo menos um vertical e um horizontal) que servirão como referência para delimitar com mais precisão a localização de cada um dos pilares em campo, evitando, assim, erros como desaparecimento.

Duas informações básicas são apresentadas neste desenho, sendo elas os pilares referenciados pelos eixos e a carga que chega a cada um deles e que é transferida para os elementos estruturais de fundação e, em seguida, para o solo.

A seguir, na Figura 12, observa-se um exemplo de Planta de Cargas e Locação dos Pilares.

Figura 12: Exemplo de planta de cargas e locação de pilares.



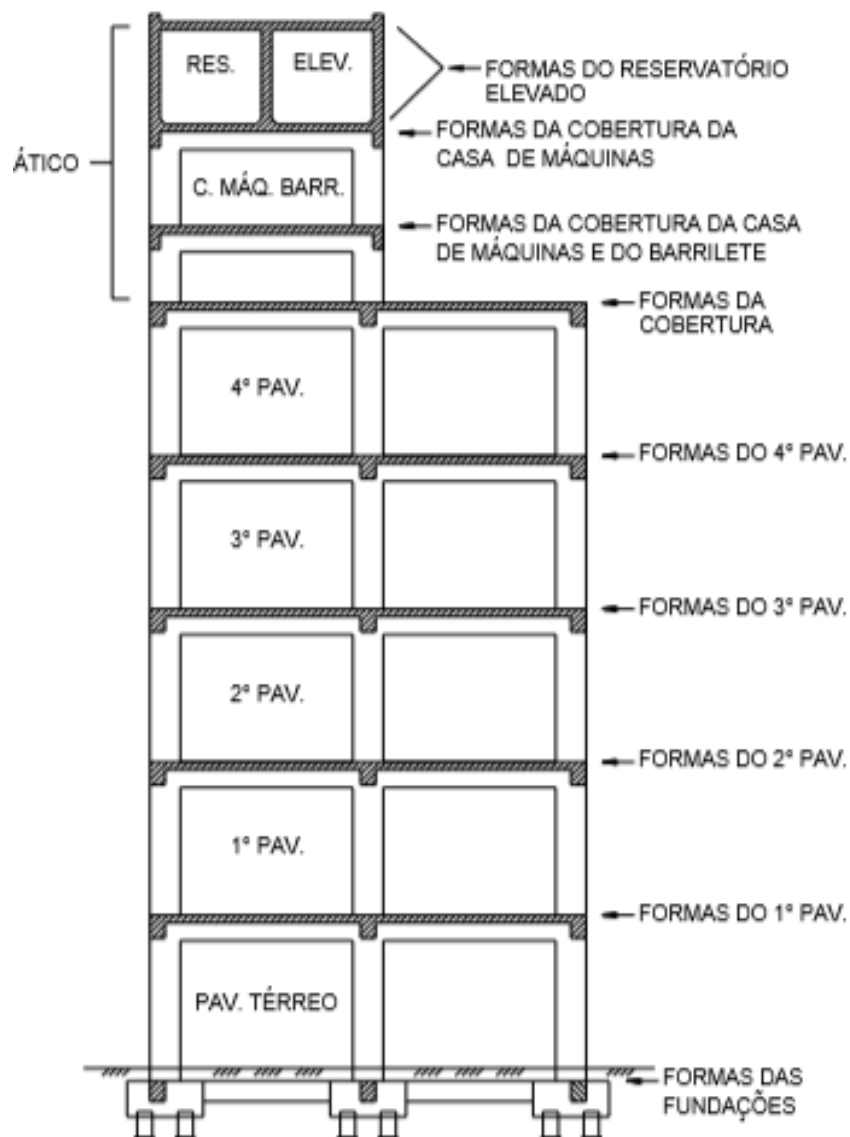
Fonte: Alva (2007).

2.3.2 Desenhos das Formas Estruturais

Os desenhos das formas estruturais são compostos por todos os elementos que sustentam o pavimento, ou seja, seus pilares, vigas e lajes. Sendo assim, todos os níveis estruturais possuirão seu próprio desenho de formas. Normalmente, são entregues pelo projetista estrutural as plantas de forma das fundações, pavimento térreo ou pilotis, pavimentos tipo, cobertura, casa de máquina, barrilete e fundo e tampa da caixa d'água.

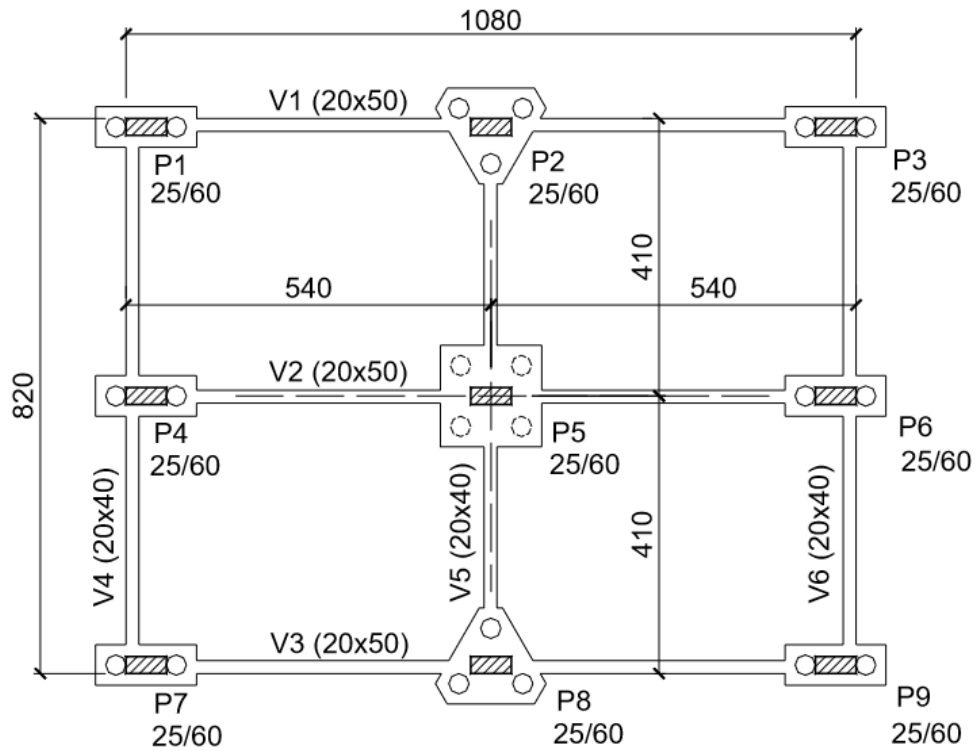
Diferentemente de uma planta baixa, em que o observador analisa o pavimento de cima para baixo, em uma planta de forma a visualização ocorre de baixo para cima. Todos os elementos devem estar perfeitamente detalhados e referenciados e devem existir cortes e vistas para facilitar o entendimento do construtor. Deve-se ainda informar todas as cotas e dimensões de cada um deles. Abaixo, observa-se, respectivamente, uma vista dos níveis estruturais e os elementos que compõem suas plantas de forma, e plantas de forma de fundações e pavimentos tipo. Durante a elaboração das plantas de forma é comum realizar cortes (pelo menos um na horizontal e outro na vertical) em pontos estratégicos do desenho para esclarecer detalhes importantes como mudanças de seção de pilares, vigas invertidas, lajes rebaxadas entre outros.

Figura 13: Vista dos Níveis e Elementos Necessários nas Plantas de Forma



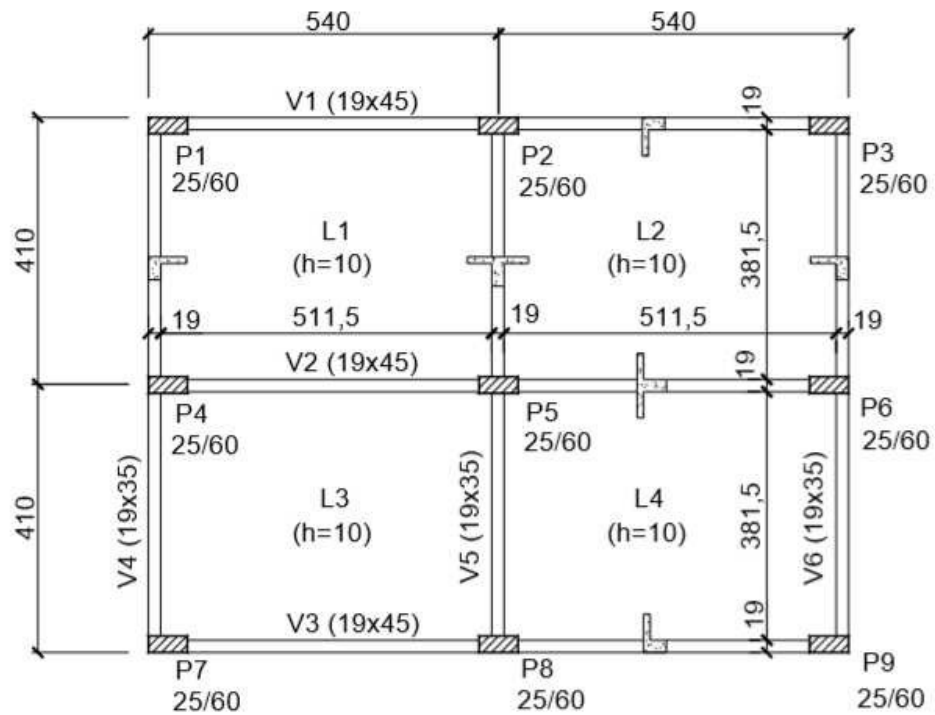
Fonte: Alva (2007).

Figura 14: Planta de Forma Fundação



Fonte: Alva (2007).

Figura 15: Planta de Forma Pavimento Tipo



Fonte: Alva (2007).

2.3.2.1. Nomenclatura e simbologia dos Elementos Estruturais

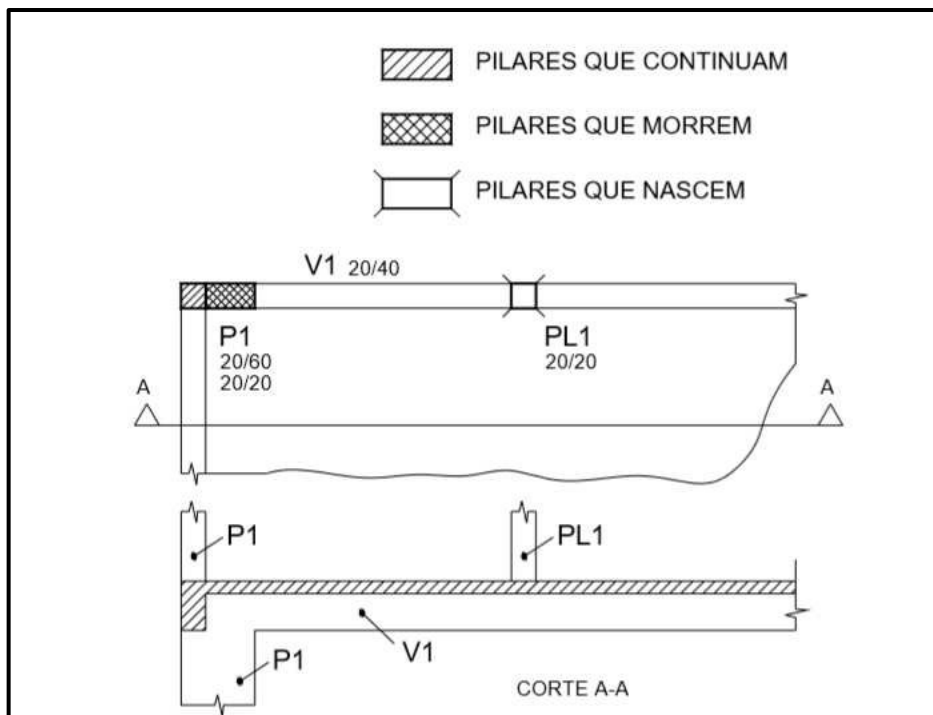
Durante a elaboração dos desenhos estruturais é importante para o entendimento do leitor que se siga a convenção de nomenclatura.

Normalmente a sequências dos números é a mesma para todos os elementos, sendo iniciada no canto superior esquerdo e sucedendo-se em ordem crescente da esquerda para a direita em relação a elementos em um mesmo nível horizontal e de cima para baixo a medida que todos os elementos do mesmo nível já foram nomeados.

É comum que os Pilares sejam nomeados com a letra “P” seguida do número que lhe identifica e como esses elementos cruzam todos os pavimentos, de uma planta para outra a nomenclatura dos pilares se mantém. Após o número, colocam-se as dimensões da seção do pilar, normalmente em centímetros. Esse conjunto deve ser alocado no canto inferior direito de cada pilar.

Quanto à representação em planta, é comum apresentar um corte da seção que mostre se o pilar nasce ou morre naquele pavimento ou continua até o próximo. Essa representação é fundamental principalmente quando há mudança de seção do pilar. Na Figura 16 abaixo são mostradas as representações mais usadas bem como um exemplo em planta com cortes.

Figura 16: Representações em planta de Pilares

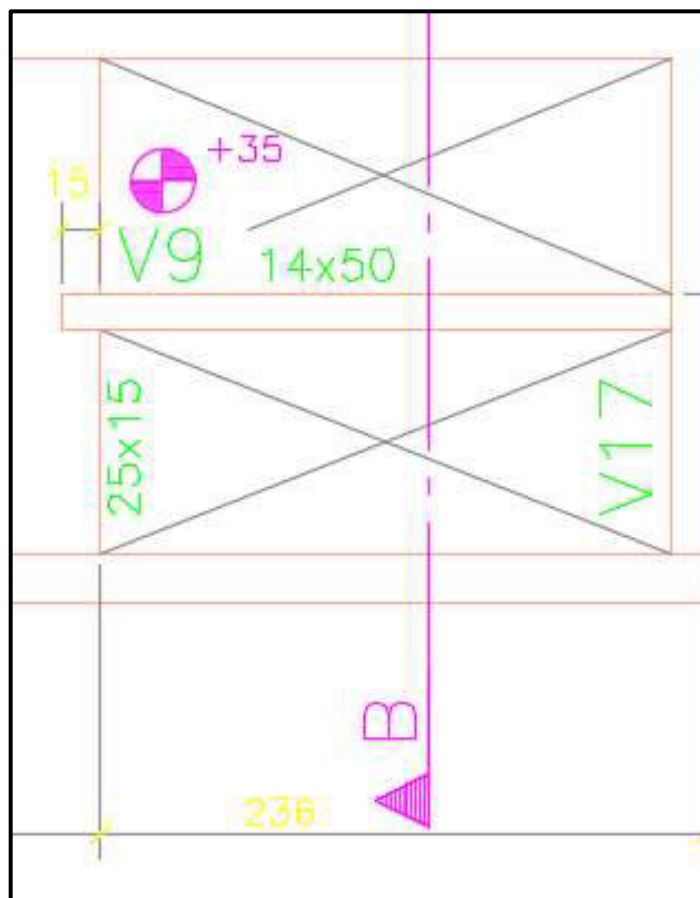


Fonte: Alva (2007)

Para vigas a letra usada é “V” seguido do número. É importante lembrar que a sequência numérica deve ter prioridade, assim, as primeiras vigas numeradas são as horizontais para que depois se nomeiem as verticais. Após o número do elemento também são colocadas as dimensões de sua seção transversal em centímetros. Esse conjunto V-número-dimensões deve ser colocado acima da linha superior da viga de preferência em seu início a partir da esquerda. Se a viga possuir mudança de seção, basta colocar onde se inicia a troca da seção o valor das novas dimensões.

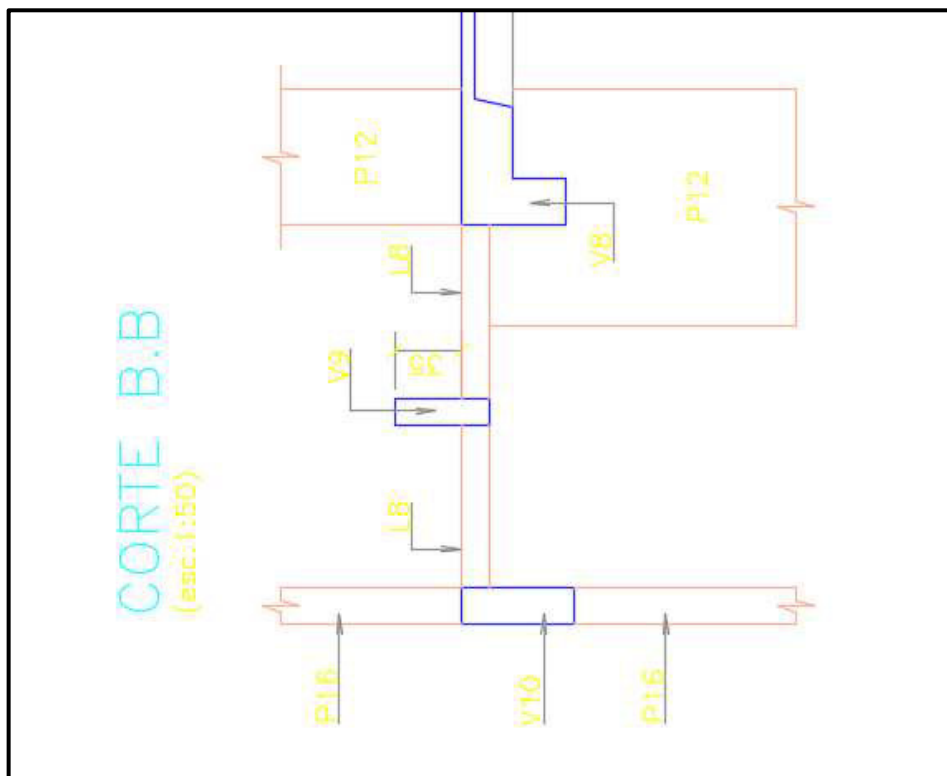
Nas plantas de forma dos pavimentos as vigas não possuem hachuras e são representadas apenas por duas linhas que formem sua espessura. Caso esta seja invertida ou rebaixada, o valor do rebaixo ou de inversão deve ser colocado em cm no desenho e antes do número deve ser colocado o sinal negativo caso seja um rebaixo. É comum também realizar cortes nas seções do desenho que mostrem as vigas que não estão no plano da laje para facilitar a compreensão. A Figura 17 e a Figura 18 foram extraídas de um projeto real e mostram como ocorre essa representação.

Figura 17: Representação Viga Invertida



Fonte: Autor (2018).

Figura 18: Corte Viga invertida

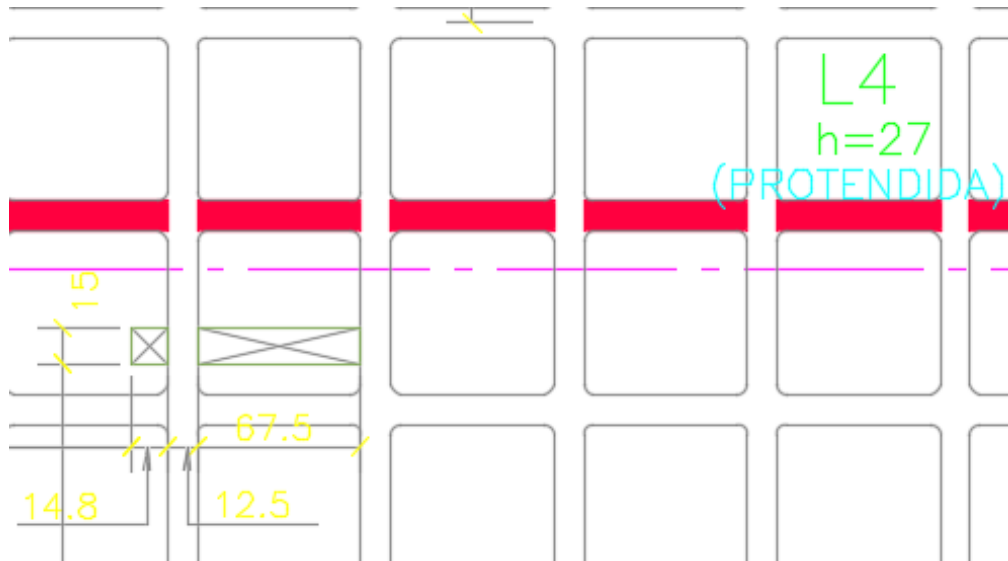


Fonte: Autor (2018).

As lajes seguem o mesmo raciocínio e tem a letra “L” para identificação. Normalmente a letra é seguida do número de identificação da laje e sua espessura em cm. Esse conjunto deve, se possível, estar localizado ao centro da laje. Para saber as dimensões da laje em planta, é comum que elas sejam cotadas. Quando uma laje é rebaixada (normalmente em banheiros e varandas) ou elevada, deve-se indicar em prancha com o valor do rebaixo, sendo este antecedido por sinal negativo, ou da elevação em cm, assim como as vigas. Se ela for inclinada, como ocorre nas rampas de estacionamento, deve-se colocar no seu início e no seu fim o nível dos planos que a sustentam. Recomenda-se também utilização de cortes nas lajes de maior dificuldade de entendimento. Para representar vazios nas lajes, como quando há a existência de shafts, é comum traçar um “X” no local do furo.

A Figura 19 abaixo mostra como ocorre a nomenclatura das Lajes e como representa-se o furo e a Tabela 4 resume os símbolos mais comuns em plantas estruturais.

Figura 19: Exemplo de Nomenclatura de Laje e Furos.



Fonte: Autor (2018).

Tabela 4: Símbolos de Elementos Estruturais

Elemento	Símbolo	Elemento	Símbolo
Laje	L	Sapata	S
Pilar	P	Estaca	E
Vigas	V	Parede	PAR
Viga Escada	VE	Tirante	T
Bloco	B		

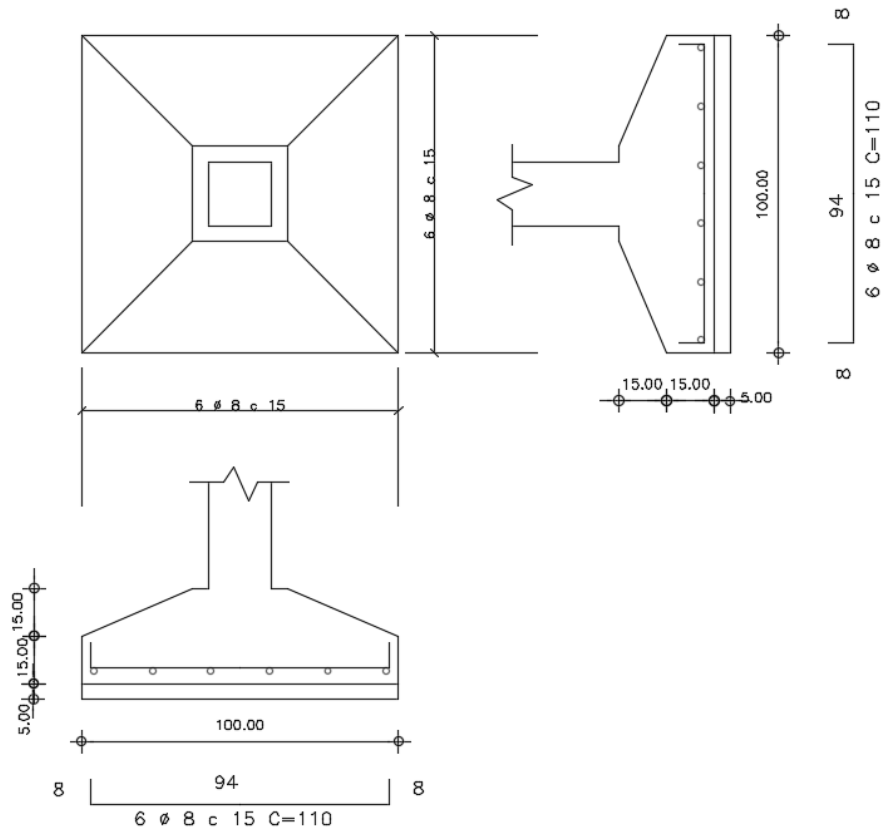
Fonte: Autor (2018).

2.3.3 Detalhamento das Armaduras

As pranchas de detalhamento das armaduras devem conter as bitolas utilizadas, os comprimentos, a quantidade de barras e o espaçamento entre elas. Dependendo do desenho, é conveniente mostrar cortes que facilitem a visualização da disposição dessas armaduras e o espaçamento entre elas. Um exemplo de detalhamento de armadura pode ser visto na Figura 20.

Também nessas pranchas devem ser colocados os quadros de armaduras. Eles devem conter os quantitativos gerais do aço que deve ser solicitado, e, ao final, deve ser informado o peso a ser encomendado para cada tipo de aço utilizado. A Figura 21 mostra como devem ser preenchidos esses quadros.

Figura 20: Desenho de detalhamento das armaduras



Fonte: O autor (2018).

Figura 21: Quadros geral e resumo de armaduras

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO		PESO (KG)
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)	
ARM. DOS CÁLCES (X1)						
50A	1	10	16	130	2080	12,8
50A	2	8	8	130	1040	4,1
50A	3	8	24	143	3432	13,6
50A	4	8	8	82	656	2,6
50A	5	8	8	117	936	3,7
ARMADURA DOS PILARES (X1)						
50A	6	10	12	345	4140	25,5
50A	7	5	57	70	3990	6,1
50A	8	8	4	120	480	1,9

RESUMO AÇO CA 50			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	5	39,9	6,1
50A	8	65,4	38,4
50A	10	62,2	25,8
Peso Total	50A = 70,37		kg

Fonte: O Autor (2018).

2.4 Considerações das Cargas

A NBR 6118 classifica as cargas de dois modos. O primeiro deles é quanto ao tempo de atuação na estrutura, sendo as categorias permanentes, variáveis ou excepcionais. A segunda forma de classificar é quanto à natureza da carga, podendo ser direta, que como o próprio nome sugere atua diretamente na estrutura, e indireta, que surge devido a deformações de retração e fluência por exemplo.

2.4.1 Cargas Permanentes

As cargas permanentes referem-se aquelas que atuam durante toda a vida da estrutura de modo constante. As cargas permanentes mais relevantes são o peso próprio da estrutura, as cargas que atuam devido seu uso (revestimentos, alvenarias, etc), empuxos e recalques. Os pesos específicos dos materiais para consideração destas cargas podem ser encontrados na NBR 6120.

2.4.2 Cargas Variáveis

São cargas que não tem seu valor constante atuando na edificação ao logo do tempo, como as ações de uso, o vento e a água. As ações de uso, que correspondem por exemplo as cargas de pessoas circulando, podem ter valor estimado pela NBR 6120. Ela possui também os valores mínimo por metro quadrado a serem considerados em diversos tipos de projetos. Os valores em kN/m^2 mais adotados em projetos podem ser visualizados na Figura 22 extraída da tabela da norma. Já o vento, uma das principais ações variáveis que atua na estrutura, precisa ser muito bem verificado e analisado, pois sua atuação pode comprometer a estabilidade global da estrutura. Os parâmetros para sua análise e suas considerações serão explicados em tópicos posteriores.

Figura 22: Valores de carga em kN/m^2 a serem considerados em Edifícios Residenciais e Escadas

11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
12 Escadas	Com acesso ao público (ver 2.2.1.7)	3
	Sem acesso ao público	2,5

Fonte: NBR 6120:1980

A NBR 6120 encontra-se atualmente sob revisão sendo muito importante que após a atualização da mesma os projetistas atentem-se às possíveis mudanças dos valores utilizados no presente trabalho e que foram retirados da versão do ano de 1980 da norma.

2.4.3 Combinação das Cargas

Após a definição das cargas que atuarão na edificação, a NBR 6118 especifica os modos de combinação dessas cargas .

Na etapa de dimensionamento da estrutura, utilizando o método de dimensionamento pelo ELU, devem-se majorar as cargas por seus coeficientes definidos em norma e minorar as resistências dos materiais a fim de obter as seções e armaduras resistentes. Na NBR 6118, pode-se aplicar a seguinte combinação, Figura 23, para obter os valores dos esforços nessa situação.

Figura 23: Combinações de cargas para ELU

Tabela 11.3 – Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	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_{kmax} e P_{kmin} para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_s, \text{ min. onde: } Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	
Excepcionais ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	
<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_{ek} representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{egk} e variáveis como a temperatura F_{eqk};</p> <p>F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;</p>		

No caso de estruturas de pequeno porte, a combinação que convém é a primeira, que trata do esgotamento da capacidade resistente para peças de concreto armado. Na fórmula, as cargas permanentes são consideradas uma só F_{gk} e majoradas por um único coeficiente γ_g enquanto que entre as sobrecargas há a escolha de uma sobrecarga principal F_{q1k} para ser apenas majorada por um coeficiente γ_q enquanto que a soma das sobrecargas restantes é, além de majorada pelo γ_q , minorada pelo Ψ_0 .

Ou seja, imagina-se que as cargas serão maiores e as resistências menores do que as previstas na realidade, o que leva a uma folga de segurança. Além disso, apesar deste dimensionamento levar em conta os valores de ruína da peça, o que se deseja é que esses valores nunca sejam atingidos. Depois de dimensionar a peça, deve-se apenas conferir se as dimensões e armaduras encontradas atendem à utilização da estrutura.

Para a verificação da peça em relação ao ELS, deve-se utilizar outra combinação de cargas, como mostra a Figura 24 a seguir.

Figura 24: Combinação de cargas para ELS

Tabela 11.4 – Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + \Sigma \psi_2 F_{qk}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qk}$
<p>onde</p> <p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p>F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p>ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p>ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

Fonte: NBR 6118

Na norma, há a especificação de quando deve ser utilizada cada uma das combinações. Basicamente, para a verificação de flechas devido ao carregamento vertical, é comum utilizar a combinação quase permanente de serviço, enquanto que as combinações frequentes de serviço são ideais para verificar fissuras e vibrações.

Por fim, a norma dispõe também tabelas com os coeficientes majoradores e minoradores destas equações, como mostrado a seguir na Figura 25 e na Figura 26.

Figura 25: Coeficientes γ de majoração

Tabela 11.1 – Coeficiente $\gamma = \gamma_1 \cdot \gamma_3$

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

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

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

Fonte: NBR 6118.

Figura 26: Coeficientes Ψ de minoração

Tabela 11.2 – Valores do coeficiente γ_{f2}

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

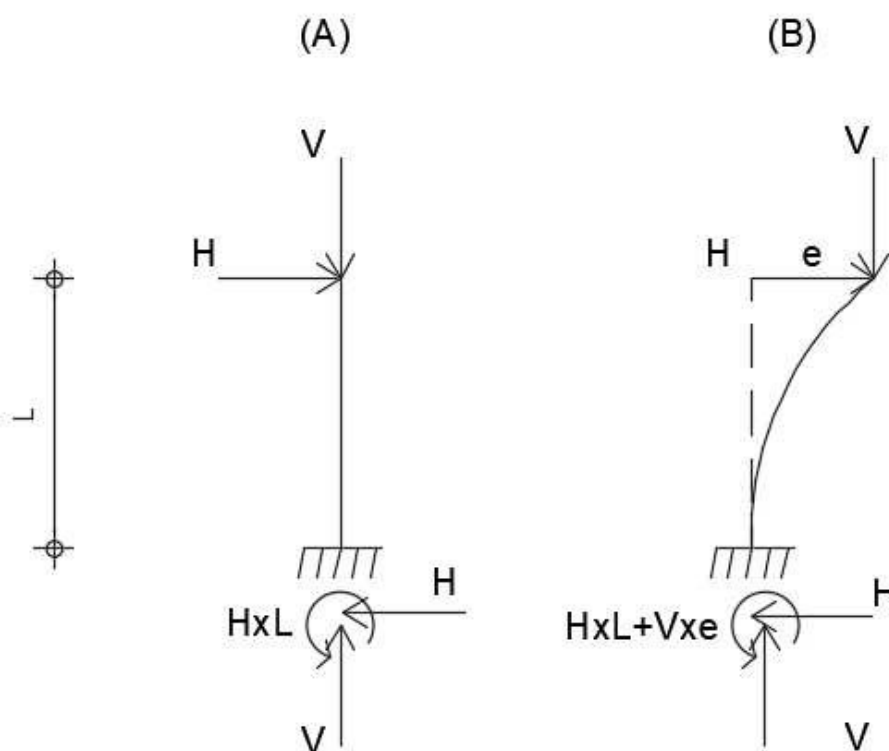
^a Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118

2.5 Ações do Vento e Contraventamento

Durante a análise estrutural, é muito importante verificar os efeitos globais de primeira e segunda ordem. A NBR 6118 define os efeitos globais de primeira ordem como sendo aqueles que ocorrem a partir da estrutura indeformada devem sempre ser considerados, já que advém das cargas externas. Já os efeitos globais de segunda ordem, são aqueles que surgem devido as deformações da estrutura e podem ser desprezados caso a estrutura seja considerada pouco deslocável. Por isso, deve-se avaliar a ação do vento, pois dependendo de sua ordem de grandeza, esta ação pode incrementar muito os valores de esforços solicitantes adotados. A Figura 27 a seguir nos auxilia no entendimento de cada um desses efeitos.

Figura 27: Efeitos causados em pilar devido deformação.



Fonte: Autor (2018).

Como se pode observar, o pilar A seria a situação inicial, não deformada, nas quais os carregamentos provenientes das cargas de uso e permanentes (representadas pela carga V) e as ações horizontais (que tem como principal causa o vento) causam os efeitos de primeira ordem. Já no pilar B, já deformado pela força H , há o incremento no momento do engaste, isso porque o deslocamento ocorrido aumenta o braço de alavanca dos carregamentos verticais da estrutura, esse incremento pode ser considerado um efeito de segunda ordem.

A NBR 6123 auxilia no processo de cálculo das cargas que atuam devido ao vento. A primeira etapa é a Determinação da Velocidade Característica e da Pressão que o vento exerce na edificação (q_v). A primeira consideração é quanto à velocidade básica (V_0) do vento na localidade da obra, nos estudos de caso, optou-se por considerar que as obras se encontram no Ceará, e que, assim, no mapa das isopletas da NBR 6123, a Velocidade básica nesta região é de 30 m/s. Para cálculo da Velocidade Característica, faz-se necessário encontrar os fatores S_1 , S_2 e S_3 . Para o Fator Topográfico (S_1), a Topografia deve ser levada em consideração e pode ser caracterizada como: com relevo plano ou fracamente acidentado ($S_1=1,0$) e taludes ou morros (S_1 depende do posicionamento da edificação no morro, conforme especificações da norma).

Quanto à Rugosidade do Terreno (S_2) é necessário saber em que classe se encontra a edificação e em que categoria o terreno se insere. Existem 5 categorias que variam de acordo com a altura da cota média do topo dos obstáculos. A seguir pode-se observar a Tabela 1 com o resumo das cotas e as categorias a que equivalem.

Tabela 5: Categorias do coeficiente S_2

Categoria	Cota Média (m)
I	Superfícies lisas de grandes dimensões
II	1
III	1 a 3
IV	3 a 25
V	igual ou acima de 25

Fonte: NBR 6123.

Em relação às Classes, podem ser divididas em 3 e dependem das dimensões em planta e em corte da estrutura, conforme resume a Tabela 6 a seguir.

Tabela 6: Classes do coeficiente S_2

Classe	Maior dimensão horizontal ou vertical não pode exceder em metros
A	20
B	20 a 50
C	mais que 50

Fonte: NBR 6123.

Escolhidas a Categoria e a Classe, é possível descobrir o fator S2 que atuará na estrutura, a depender da altura, de acordo com a Figura 28 a seguir.

Figura 28: Escolha do Fator S2 de acordo com Classes e Categorias

Tabela 2 - 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: NBR 6123.

Por fim, para estimar o S3 (Fator Estatístico), deve-se definir o tipo de edificação quanto ao uso e então extrair o valor da Figura 29.

Figura 29: Fator S3

Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico 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: NBR 6123.

Tendo-se todos os parâmetros, é possível calcular a velocidade característica como mostrado a seguir:

Velocidade Característica (Vk):

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad [\text{m/s}] \quad (4)$$

Pressão (qv):

$$q_v = 0,613 \cdot (V_k)^2 \quad [\text{N/m}^2] \quad (5)$$

Para descobrir a força concentrada linearmente em cada pavimento, é necessário definir o coeficiente de arrasto (Ca). O mesmo depende da turbulência do vento (alta ou baixa), das dimensões do edifício e da direção na qual o vento está atuando. Na NBR 6123 existem ábacos para a definição do Ca.

Conhecidos os coeficientes de arrasto e a pressão de vento em cada andar, podem-se calcular as forças que atuam linearmente em cada andar a partir da seguinte equação:

$$F = C_a \cdot a \cdot \left(q_{v(n)} \cdot \frac{\Delta h}{2} + q_{v(n+1)} \cdot \frac{\Delta h}{2} \right) \quad (6)$$

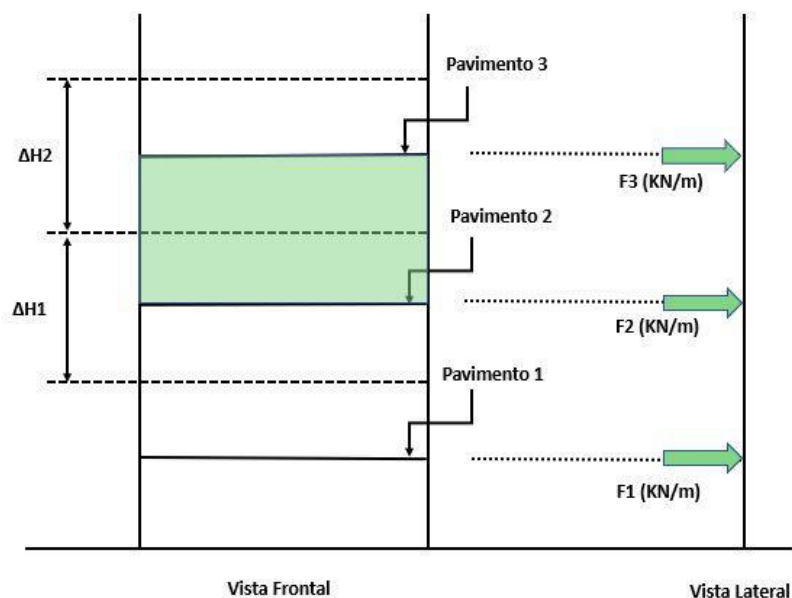
Onde:

“a” é a largura do lado em que o vento está atuando.

qv(n) é a pressão que o vento provoca na metade da fachada do pavimento inferior e qv(n+1) é a pressão no pavimento superior.

A Figura 30 abaixo mostra a divisão de área usada para cálculo da força do vento em cada pavimento.

Figura 30: Esquema de atuação das forças de arrasto



Fonte: Autor (2018).

Encontrados os carregamentos horizontais, deve-se escolher o método que será utilizado para análise da estabilidade da estrutura quanto a essas cargas. A NBR 6118 disponibiliza dois métodos utilizando os parâmetros α e o coeficiente γ_Z . O primeiro parâmetro pode ser utilizado para qualquer tipo de estrutura enquanto o segundo só deve ser utilizado para estruturas a partir de 4 pavimentos.

A seguir será explicada a utilização destes dois parâmetros de estabilidade de acordo com a NBR 6118.

2.5.1 Análise de Estabilidade Global – Coeficiente Gama Z

A NBR 6118 afirma que estruturas de contraventamento são aquelas devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Sendo assim, antes de iniciar o processo de análise de estabilidade é importante avaliar quais elementos estruturais podem trazer essa resistência a depender da direção em que o vento está atuando. Normalmente, esses elementos são pórticos formados por vigas e pilares e um dos maiores núcleos de rigidez que oferecem resistência para essas solicitações são as caixas de escada e elevadores nas edificações.

A Figura 31 a seguir mostra os pórticos que podem ser considerados para o contraventamento em cada direção de uma edificação hipotética.

Figura 31: Exemplos de estruturas de contravento.



Fonte: Autor (2018)

Em vermelho, observa-se os pórticos que contraventam o vento que atua da esquerda para a direita ou o contrário, enquanto que os pórticos verdes combatem ventos que atuam de norte a sul e vice-versa.

Após definidos os pórticos e calculadas as ações nas duas direções, deve-se utilizar um programa para cálculo dos deslocamentos como o FTOOL e extrair as deformações para cálculo do γ_z . A equação do γ_z de acordo com a NBR 6118 é mostrada a seguir.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (7)$$

Em que:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, aquele cuja a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos obtidos pelo software, decorrentes da análise de 1ª ordem.

Caso o valor de γ_z seja menor que 1,1 pode-se considerar a estrutura de nós fixos, ou seja, pouco deslocável e os efeitos do vento poderão ser desprezados. Se γ_z for maior que 1,1 e menor que 1,3, os esforços horizontais devem ser majorados com 0,95 do valor de γ_z encontrado. Caso o valor de γ_z seja maior que 1,3 é recomendado o aumento da rigidez das estruturas de contraventamento para garantir segurança na estabilidade. O resumo dos critérios citados pode ser visto na Tabela 7 a seguir.

Tabela 7: Resumo de critérios do coeficiente γ_z

Critério γ_z	Consideração
até 1,1	Desconsiderar efeitos do vento
de 1,1 a 1,3	Majorar cargas verticais com valor de 0,95 γ_z
maior que 1,3	Reforçar estruturas de contraventamento para melhorar estabilidade

Fonte: NBR 6118.

2.5.2 Análise de Estabilidade Global – Parâmetro de instabilidade α

As estruturas podem ser consideradas de nós fixos com base neste parâmetro se seu valor for menor que o valor dos α_1 limites. De acordo com a NBR 6118, os valores limites podem ser encontrados da seguinte maneira:

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

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

Onde n é o número de pavimentos da edificação.

Para o cálculo do α , a norma possui a formulação a seguir:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{Nk}{EcsIc}} \quad (8)$$

Em que:

H_{tot} é a altura total da edificação (m).

Nk é a soma de todas as cargas da estrutura em seus valores característicos (kN).

$EcsIc$ é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Para encontrar o valor do somatório das cargas que atuam na estrutura (Nk), deve-se somar todas as cargas que chegam nas fundações considerando o carregamento de todos os pavimentos e os pesos próprios dos elementos.

Já o EcsIc pode ser encontrado a partir dos modelos dos pórticos de contraventamento no ftool. Deve-se desenhar os pórticos e colocar as corretas dimensões dos elementos (vigas e pilares) e seus parâmetros Ecs. Posteriormente deve-se submeter o modelo a uma força horizontal de 100kN e registrar o deslocamento horizontal no seu topo. O EcsIc deve ser encontrado para cada pórtico com a seguinte formulação.

$$EcsIc = \frac{100 \times H_{tot}^3}{3 \times \delta} \quad (9)$$

Onde:

H tot é a altura total do pórtico (m)

δ é o deslocamento no topo do pórtico quando submetido a uma força de 100kN (m).

Como em uma mesma direção pode-se ter diferentes pórticos com diferentes rigidezes, deve-se anotar a rigidez média para o cálculo do alfa.

2.6 Definição dos Parâmetros de Projeto

Antes do início do dimensionamento, o projetista estrutural precisa tomar algumas decisões que implicarão nos resultados e valores a serem adotados no projeto final. São algumas dessas definições: a Classe de Agressividade do ambiente em que a estrutura se encontra e a classe do aço e do concreto adotado em projeto.

2.6.1 Classe de Agressividade

A Classe de Agressividade Ambiental é responsável por parametrizar o quanto o ambiente no qual a estrutura está enquadrada impacta na sua durabilidade. De acordo com a NBR 6118:2014, existem 4 Classes de Agressividade Ambiental. A Figura 32 foi retirada da norma e apresenta o que se considera em cada uma das Classes.

Figura 32: Classes de Agressividade Ambiental.

Tabela 6.1 – 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	Fraca	Rural Submersa
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

^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: NBR 6118.

Esta informação é relevante para muitas etapas do projeto, como a escolha do fck do concreto, definição do cobrimento a ser utilizado em cada peça estrutural, da relação água cimento, dos limites de fissuração, entre outras definições. Entretanto, muitas vezes é difícil saber ao certo em qual categoria o empreendimento analisado se encaixa. Em alguns casos, dependendo da localidade, existem estudos sobre os efeitos do ambiente nas estruturas, que auxiliam na escolha da Classe mais correta, evitando-se, assim, o surgimento precoce de patologias e aumento da vida útil da edificação. Albuquerque (2005) explica as particularidades sobre a Classificação da Agressividade baseada nos níveis da umidade relativa, de cloreto e CO₂ para a cidade de Fortaleza, as figuras abaixo mostram a tabela com os valores de referência para cada intervalo com base em estudos de Romero et al (1991) e Helene (1995).

Figura 33: Características das estações atmosféricas da Cidade de Fortaleza.

Estação	Localização	Cloretos (mg / m ² .dia)	Sulfatos (mg / 100cm ² .dia)	Partículas Sedimentáveis (g/m ² .mês)
Cofeco (Sabiaguaba)	15 m da praia (marinha)	3502	-	6,3
SDV (praia do Futuro)	15 m da praia (marinha / industrial / urbana)	1832	0,706	5,73
RFSA	1 km da praia (urbana / industrial)	23,6	0,047	0,63
NUTEC	4 km da praia (urbana)	31,5	0,03	0,25

Fonte: Romero et al,1991.

Figura 34: Valores de Referência para escolha da Classe ambiental em Fortaleza.

Classe	Macro Clima	Micro Clima	CO ₂	Cloretos CL ⁻
I	Rural	UR<60%	<0,3%	<200 mg/L
II	Urbana	60<UR<95%	<0,3%	<500 mg/L
III	Marinha ou Industrial	65<UR<98%	>0,3%	>500 mg/L
IV	Pólos Industriais	Interior úmido de indústria	>0,3%	>500 mg/L

Fonte: Helene (1995).

Caso não haja estudos como este, o ideal é que se pesquise sobre as edificações vizinhas. É importante descobrir qual Classe foi adotada para cada uma delas e verificar o estado do esqueleto estrutural ao longo dos anos em relação ao surgimento de patologias. A partir dessa verificação é possível identificar a Classe que melhor representa a agressividade do ambiente.

2.6.2 Escolha da Classe do Concreto

A NBR 8953:1992 apresenta todas as classes de concreto que podem ser utilizadas para fins estruturais. A Figura 35 e a Figura 36 a seguir mostram as tabelas da norma com as Classes e suas respectivas resistências à compressão.

Figura 35: Resistências concreto Classe I

Tabela 1 - Classes de resistência do grupo I

Grupo I de resistência	Resistência característica à compressão (MPa)
C10	10
C15	15
C20	20
C25	25
C30	30
C35	35
C40	40
C45	45
C50	50

Fonte: NBR 8953: 1992

Figura 36: Resistências Concreto Classe II

Tabela 2 - Classes de resistência do grupo II

Grupo II de resistência	Resistência característica à compressão (MPa)
C55	55
C60	60
C70	70
C80	80

Fonte: NBR 8953: 1992

Como mostra a Figura 37, a NBR 6118 contém uma tabela que exibe os valores mínimos de f_{ck} do concreto e a relação água/cimento a depender da Classe de Agressividade escolhida. Entretanto, é importante no processo decisivo analisar também o custo benefício envolvido, já que classes com maior resistência, apesar de mais custosas, suportarão maiores cargas de compressão com seções transversais menores.

Figura 37: Relação Água Cimento e Classes do Concreto de acordo com Classe de Agressividade Ambiental

Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

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

^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: NBR 6118:2014

2.6.3 Escolha da Classe do Aço

Os aços que podem ser utilizados em estruturas de concreto armado bem como suas especificações estão presentes na NBR 7480:2007. As categorias existentes e suas propriedades mecânicas podem ser vistos na Figura 38.

Como pode ser visto na figura, cada categoria possui uma resistência característica de escoamento. Este valor é imprescindível para o cálculo das seções das peças de concreto, assim como o f_{ck} . Sendo assim, cabe ao projetista escolher a classe que oferecer melhor economia e eficiência de acordo com as cargas de projeto, afinal, quanto maior a resistência de escoamento menor a quantidade de aço necessária.

Figura 38: Categorias de Aço para Concreto Armado e Propriedades Mecânicas

Categoria	Valores mínimos de tração				Ensaio de dobramento a 180°		Aderência	
	Resistência característica de escoamento ^a f_{yk} MPa ^e	Limite de resistência ^b f_{st} MPa ^f	Alongamento após ruptura em 10 Φ ^c A %	Alongamento total na força máxima ^d A_{gt} %	Diâmetro do pino mm		Coeficiente de conformação superficial mínimo η	
					$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	$\Phi > 10$ mm	$\Phi \geq 10$ mm
CA-25	250	1,20 f_y	18	-	2 ϕ	4 ϕ	1,0	1,0
CA-50	500	1,08 f_y	8	5	3 ϕ	6 ϕ	1,0	1,5
CA-60	600	1,05 f_y ^c	5	-	5 ϕ	-	1,0	1,5

^a Valor característico do limite superior de escoamento f_{yk} da ABNT NBR 6118 obtido a partir do LE ou δ_s da ABNT NBR ISO 6892.

^b O mesmo que resistência convencional à ruptura ou resistência convencional à tração (LR ou δ_t da ABNT NBR ISO 6892).

^c Φ é o diâmetro nominal, conforme 3.4.

^d O alongamento deve ser atendido através do critério de alongamento após ruptura (A) ou alongamento total na força máxima (A_{gt}).

^e Para efeitos práticos de aplicação desta Norma, pode-se admitir 1 MPa = 0,1 kgf/mm².

^f f_{st} mínimo de 660 MPa.

Fonte: NBR 7480.

2.7 Dimensionamento para ELU

Após o lançamento estrutural, deve-se, a partir da forma pré-dimensionada, utilizar modelos mais precisos de cálculo para obter as dimensões finais dos elementos estruturais. Para realizar o dimensionamento de todos os elementos e obter a planta de carga final, deve-se distribuir o carregamento existente nas lajes e definir a espessura final de cada uma. Para isso, existem vários métodos de dimensionamento de lajes.

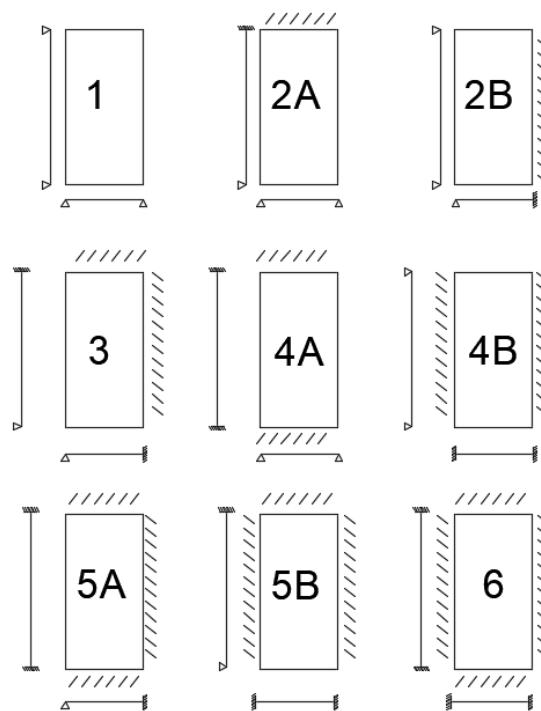
2.7.1 Dimensionamento das Lajes

Para o dimensionamento das Lajes, optou-se por utilizar as tabelas de Czerny para o cálculo dos esforços e das flechas. Esta escolha foi feita com base na simplicidade do método principalmente quando se utiliza planilhas eletrônicas. Além disso, Zenzen (2012) constatou que em relação ao método de analogia de grelhas, o método de Czerny apresenta valores bem próximos principalmente quando se trata de momentos positivos. Quanto aos momentos negativos, os encontrados pelo processo adotado são maiores do que os mais realistas.

Czerny elaborou tabelas a partir da teoria da elasticidade. Com elas é possível o cálculo de momentos fletores considerando um coeficiente de Poisson $\nu = 0$. Entretanto, no modelo considerado, utilizou-se as tabelas de Czerny-Beton-Kalender (1976) cujo coeficiente de Poisson é de 0,2, essas tabelas podem ser visualizadas no Anexo I.

Para utilização das tabelas, deve-se primeiro definir as condições de engastamento da laje nos bordos. As possibilidades de engastamento consideradas nas tabelas são mostradas a seguir, na Figura 39.

Figura 39: Lajes consideradas nas Tabelas de Czerny-Beton-Kalender.



Fonte: Autor (2018).

Definidos os bordos, deve-se calcular o parâmetro λ . Este pode ser obtido a partir da razão entre o L_y e o L_x , no qual o primeiro é o maior lado da laje e o segundo é o menor. Obtendo-se o λ , é possível extrair das tabelas as informações necessárias para o cálculo dos esforços, são elas α_x , α_y , β_x , β_y e α_2 . Posteriormente é possível calcular os momentos positivos (m_x e m_y) e negativos (m_x' e m_y') nas duas direções e a flecha máxima ($W_{m\acute{a}x}$). As equações são fornecidas pela tabela e podem ser vistas a seguir.

$$m_x = \frac{plx^2}{\alpha_x} \quad (10)$$

$$m_x' = \frac{plx^2}{\beta_x} \quad (11)$$

$$my = \frac{plx^2}{\alpha y} \quad (12)$$

$$my' = \frac{plx^2}{\beta y} \quad (13)$$

$$Wmáx = \frac{plx^4}{Eh^3\alpha^2} \quad (14)$$

Nas equações, o “p” significa o carregamento da laje em kN/m², esse carregamento deve ser calculado com base nas considerações de projeto. Devem ser considerados os seguintes carregamentos permanentes: peso próprio da laje, contra piso, cerâmica e alvenarias. Além disso, deve-se levar em consideração a sobrecarga, que depende do tipo de empreendimento e seu uso.

O peso próprio das lajes foi considerado apenas multiplicando suas espessuras pelo peso específico do concreto armado de 25 kN/m³. Já os contra pisos e cerâmicas de piso foram consideradas multiplicando suas espessuras pelos pesos próprios encontrados na NBR 6120, que trata de materiais utilizados comumente nas construções. Também nesta norma, foi possível encontrar as sobrecargas que devem ser consideradas. Já para as alvenarias, o cálculo foi simplificado. Multiplicou-se a altura, comprimento e espessura pelo peso próprio do tipo de bloco considerado e dividiu-se pela área da laje para obter o peso em kN/m². Abaixo, na Figura 40, pode-se observar os valores de peso específicos extraídos da norma.

Figura 40: Pesos específicos em kN/m³

2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

Fonte: NBR 6120.

A fórmula utilizada para encontrar o quinhão de carga do eixo y é a seguinte:

$$k_y = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{\alpha_y}{\alpha_x}\right) * \left(\frac{L_y}{L_x}\right)^4\right)} \quad (15)$$

Em que:

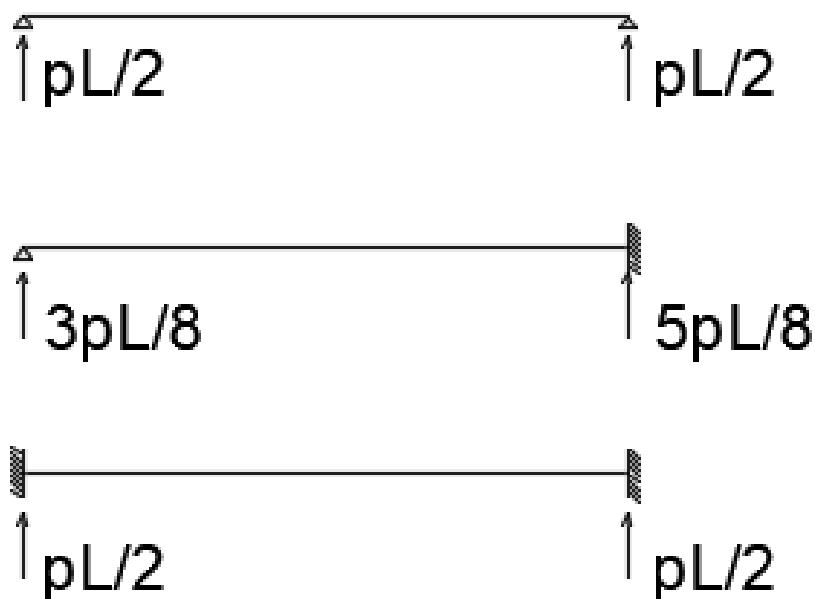
α_x e α_y são obtidos a partir da

Figura 41, quando se define as condições de apoios das lajes. Como a soma dos quinhões deve representar o valor da carga, tem-se que:

$$k_x = 1 - k_y \quad (16)$$

Os valores das cargas que vão para cada eixo devem ser obtidos multiplicando o p pelos quinhões. O valor que vai para cada viga na qual a laje de apoia pode ser encontrado como mostra a Figura 43 abaixo.

Figura 43: Valor de reação da laje nas vigas de bordo



Fonte: Autor (2018).

As armaduras positivas e negativas das lajes foram calculadas do mesmo modo como as armaduras de vigas. Foram considerados trechos de viga de base (bw) igual a 1 metro para encontrar os valores de armadura necessários nesses trechos. A teoria utilizada para dimensionamento dessas armaduras será explicada a seguir.

2.7.2 Dimensionamento das Vigas

2.7.2.1. Armadura Longitudinal

Para dimensionar as vigas foram utilizados os carregamentos extraídos das lajes pela fórmula dos quinhões de carga, o peso próprio delas e os carregamentos lineares de parede se houvessem.

Extraído o carregamento, o modelo utilizado para extração dos esforços de dimensionamento (cortante e momento) foi o de vigas contínuas com apoios do primeiro, segundo e terceiro gênero no caso de pilares com rigidezes muito elevadas. As vigas foram consideradas de acordo com a teoria de Morsch de treliça clássica.

Tendo-se os esforços, os dimensionamentos das armaduras longitudinais de flexão foram obtidos pela resistência dos materiais a partir do equilíbrio da seção. Os coeficientes da equação do segundo grau para cálculo da armadura longitudinal da seção podem ser calculados da seguinte maneira:

$$A = 0,272 fcd bw \quad (16)$$

$$B = -0,68 bw fcd d \quad (17)$$

$$C = Md \quad (18)$$

Em que:

fcd é a resistência do concreto minorada pelo coeficiente 1,4 da NBR 6118 [kPa]

bw é a medida da base da viga [m]

d é a distância do centro de gravidade da armadura tracionada até o topo da viga.[m]

Md é o momento de cálculo na seção. [kNm]

Após encontrar os coeficientes, o valor de x da posição da linha neutra pode ser calculado para então encontrar o valor de kx (divisão de x por d), z ($d-0,4x$) e o domínio no qual a viga se encontra. A partir desses resultados, a armadura pode ser calculada da seguinte forma.

$$As = \frac{10 Md}{z fyd} [cm^2] \quad (19)$$

Onde:

z é a distância entre a fibra mais tracionada e a mais comprimida [m]

f_{yd} é a resistência de cálculo do aço [Mpa]

M_d é o momento de cálculo em [kNm]

É importante estar atento às armaduras mínimas e máximas para vigas de acordo com a NBR 6118. O cálculo desses limites é feito da seguinte forma para valores de f_{ck} menores do que 30Mpa.

$$A_{smín} = 0,15\% bw h [cm^2] \quad (20)$$

$$A_{smáx} = 4\% bw h [cm^2] \quad (21)$$

Em que:

bw é a base da viga.

h é a altura da viga.

Para valores de f_{ck} maiores do 30 Mpa a NBR 6118 apresenta outros percentuais.

Quanto ao espaçamento das armaduras longitudinais, de acordo com a NBR 6118, tem-se que os espaçamentos das barras na horizontal deve ser o maior entre os valores a seguir: 20mm, diâmetro longitudinal ou $1,2d_{máx}$ ($d_{máx}$ é a dimensão máxima característica do agregado graúdo).

2.7.2.2. Armadura de Pele

No caso de vigas com alturas maiores do que 60 cm, é necessária a adição de armaduras de pele, que são colocadas ao longo das laterais da viga. Seu cálculo é mostrado a seguir. O valor encontrado é calculado para apenas um lado, ou seja, deve-se colocar esse valor nas duas faces.

$$A_{spele} = 0,1\% bw h [cm^2] \quad (22)$$

As armaduras de pele devem ser espaçadas com o maior dos valores entre 20 mm, $d/3$ (em que d é a altura útil da viga) ou 15 vezes o diâmetro da barra longitudinal adotada.

2.7.2.3. Estribos

Para o dimensionamento dos estribos, iniciou-se verificando o não esmagamento da biela comprimida a partir do cálculo da resistência ao cortante da NBR 6118, o V_{rd2} . Sua formulação é a seguinte.

$$V_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \text{ [kN]} \quad (23)$$

O α_{v2} é encontrado da seguinte forma de acordo com a mesma norma e deve ser obtido em Mpa:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (24)$$

O valor do cortante máximo deve ser comparado ao V_{rd2} para verificar se o concreto resiste à essa compressão na diagonal.

Após esta verificação deve-se escolher o valor de bitola desejado para o estribo e calcular o espaçamento necessário para atender a taxa mínima de cortante. A fórmula empírica do cálculo do V_{rdmin} é a seguinte.

$$V_{rdmin} = 0,137 f_{ck}^{\frac{2}{3}} b_w d \text{ [kN]} \quad (25)$$

Em que:

f_{ck} é a resistência característica do concreto [kPa]

b_w é a base da viga [m]

d é a altura útil [m]

Após encontrar esse valor, ele deve ser minorado pelo coeficiente 1,4 para ser comparado com os esforços cortantes do diagrama, os quais ainda se encontram em seu valor característico. As seções que possuírem valor de esforço cortante menor do que o V_{rdmin} devem conter a taxa de estribo mínima.

O espaçamento entre as armaduras de estribo de onde há a taxa mínima apenas, deve ser calculado da seguinte maneira.

$$S = \frac{A_{sw} f_{yw}}{b_w \sin \alpha_{0,2} f_{ctm}} \quad (26)$$

Em que:

A_{sw} é a área de estribos na seção da viga (cm²)

f_{yw} é a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal (Mpa)

b_w é a base da viga (cm)

α é a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural (considera-se 90°)

f_{ctm} é a resistência média do concreto à tração (Mpa)

Para as seções que passarem do valor do V_{rdmin} , deve-se calcular um espaçamento menor entre as armaduras de estribo. Para isso, são calculados os valores V_c , $V_{sw.S}$ e V_{rd3} . As suas fórmulas podem ser vistas abaixo.

$$V_c = 0,126 \frac{f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} b_w d \text{ [kN]} \quad (27)$$

$$V_{sw.S} = 0,9 A_{sw} d f_{ywd} \text{ [kN]} \quad (28)$$

$$V_{rd3} = V_{sd} \text{ [kN]} = V_c + V_{sw} \quad (29)$$

Onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto (Mpa)

b_w é a base da viga (m)

d é a altura útil da viga (m)

f_{ywd} é a resistência do aço (kgf/cm²)

V_{sd} é o esforço cortante máximo de cálculo (kN)

E então, o espaçamento nas regiões onde a taxa mínima de estribo não é aplicada pode ser descoberto isolando o “S” (espaçamento) na equação 28. Vale ressaltar que após o cálculo dos espaçamentos deve-se conferir se estes não ultrapassam o valor de espaçamento máximo proposto pela NBR 6118.

2.7.3 Dimensionamento dos Pilares

O passo a passo seguido para o cálculo dos pilares também consta na NBR 6118. A seguir segue a explicação dos cálculos de cada etapa.

2.7.3.1. Cálculo Excentricidade de 1ª ordem

Para os pilares cujas vigas chegam fora do seu eixo central, pilares de canto ou laterais, existem excentricidades que causam momentos pela forma como o carregamento é transmitido. Essas excentricidades são calculadas da seguinte forma.

$$e_1 \text{ x ou } y = \frac{M_{xk}}{N_k} \text{ ou } \frac{M_{yk}}{N_k} \quad (30)$$

Onde:

N_k é a carga centrada que atua no pilar (kN)

M_{xk} ou M_{yk} são os momentos que giram em torno do eixo y e x respectivamente (kNm)

2.7.3.2. Cálculo Excentricidade devido imperfeições construtivas

As imperfeições construtivas são aquelas que ocorrem nas extremidades (desaprumo) ou no meio do pilar (falta de retilidade) e devem ser consideradas no cálculo pela sua probabilidade de ocorrer em campo. Devido as imperfeições construtivas, deve-se incluir o efeito de momento que podem ser somados aos já existentes, prevenindo um sub dimensionamento. Seu cálculo é mostrado a seguir.

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \sqrt{H}} \quad (31)$$

$$e_{desaprumo} = \theta_1 L \quad (32)$$

$$e_{falta\ retilin} = \frac{\theta_1 L}{2} \quad (33)$$

Nessas equações, tem-se:

θ é o ângulo do desaprumo.

H é a altura total da edificação.

L é o pé direito.

Vale ressaltar que após o cálculo do θ_1 é necessário avaliar se ele se encontra nos limites da norma de 1/200 e 1/300.

2.7.3.3. Cálculo Excentricidade Mínima

A excentricidade mínima de primeira ordem deve ser calculada para se comparar com a soma das imperfeições construtivas com as excentricidades de primeira ordem calculadas anteriormente. O maior dos dois valores deve ser usado como o valor da excentricidade de primeira ordem final.

Tem-se que a excentricidade mínima que deve ser considerada é a seguinte.

$$e_{1\text{mín}} \text{ x ou } y = 0,015 + 0,3 h \quad (34)$$

Em que:

h é o lado do pilar que corresponde a direção na qual a excentricidade está sendo calculada.

2.7.3.4. Cálculo Excentricidade Local de Segunda Ordem

As excentricidades locais de segunda ordem dependem da esbeltez do pilar. Primeiramente a esbeltez deve ser calculada da seguinte maneira para pilares retangulares.

$$\lambda = \frac{3,46 l_e}{h} \quad (35)$$

Onde:

l_e é o comprimento de flambagem do pilar e depende da condição de apoio do mesmo.

h é o lado do pilar a depender da direção na qual está se calculando a esbeltez.

Após o cálculo da esbeltez do pilar, deve-se comparar com a esbeltez λ_1 limite para determinar se o pilar é curto ($\lambda < \lambda_1$) ou medianamente esbelto ($\lambda > \lambda_1$).

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (36)$$

Em que:

e_1 é a excentricidade de primeira ordem mínima já explicada

h é o lado do pilar que corresponde a direção na qual a excentricidade está sendo calculada.

α é um parâmetro de cálculo que deve ser encontrado conforme o item 15.8.2 da NBR 6118.

O valor de λ_1 deve estar entre 35 e 90.

Caso o pilar seja curto, deve-se desprezar os efeitos locais de segunda ordem, caso contrário, a NBR 6118 permite calcular esta excentricidade pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada, cuja fórmula pode ser vista abaixo.

$$e_2 = \frac{le^2}{10} \left(\frac{0,005}{(v+0,5)h} \right) [m] \quad (37)$$

Onde:

le é o comprimento de flambagem (m)

v é a força normal reduzida (kN)

h é o lado do pilar a depender da direção na qual está se calculando a esbeltez.(m)

A formula do v pode ser vista a seguir.

$$v = \frac{Nd}{Ac fcd} \quad (38)$$

Em que:

Nd é a força de cálculo que chega no pilar (kN)

Ac é a área da seção do pilar (m²)

fcd é a resistência do concreto de cálculo (Mpa)

É importante observar que a excentricidade de segunda ordem deve ser considerada no centro do pilar apenas, e não nas extremidades. Ou seja, para o cálculo dos esforços finais a hipótese na qual ela estará enquadrada será na da seção no meio do pilar (assim como o desaprumo) para pilares entre pavimentos consecutivos e travados por vigas.

2.7.3.5. Cálculo dos Esforços e Dimensionamento da Armadura

Com todas as excentricidades calculadas, devem ser somadas os valores de primeira e segunda ordem e analisadas as hipóteses em x e em y para que o pior caso seja escolhido. Os esforços finais de dimensionamento são a carga centrada Nd que chega no pilar e os momentos M_{xd} e M_{yd} encontrados a partir da multiplicação de Nd pela soma das piores excentricidades encontradas nas seções do pilar.

Com esses valores e os parâmetros de cálculo como a resistência do aço é possível utilizar os ábacos de dimensionamento de pilares para encontrar o A_s necessário. É importante estar atento às exigências geométricas e de armadura de cada ábaco. Por exemplo, existem ábacos que devem ser usados somente para o dimensionamento de pilares retangulares e que já possuem uma disposição de armadura própria.

Outra importante verificação é a taxa mínima e máxima de armadura dos pilares. Pela NBR 6118 existem os seguintes limites.

$$A_{smín1} = 0,15 \frac{Nd}{f_{yd}} \quad (39)$$

$$A_{smín2} = 0,004 A_c \quad (40)$$

$$A_{smáx} = 0,08 A_c \quad (41)$$

Onde:

N_d é a carga centrada majorada (kN)

A_c é a área da seção de concreto (m²)

f_{yd} é a resistência de cálculo do aço (kPa)

O comprimento de ancoragem l_b usado para o traspasse entre os pilares foi calculado de acordo com o tópico 9.4.2.4 da NBR 6118.

2.7.3.6. Cálculo dos estribos

O dimensionamento dos estribos de acordo com a NBR 6118 inicia-se com a escolha da bitola do estribo. O ideal é que seja de 5mm ou um quarto da armadura longitudinal usada, o maior entre esses dois valores deve ser escolhido.

Quanto ao espaçamento, deve ser o maior valor entre 20 cm, a menor dimensão da seção do pilar ou 12 vezes o valor do diâmetro da armadura longitudinal. Há também uma fórmula na norma que calcula o espaçamento máximo com base nos valores de diâmetro de estribo e armadura principal e a resistência do aço. Esta pode ser vista a seguir.

$$S_{máx} = 90000 \left(\frac{\phi t^2}{\phi l} \right) \frac{1}{f_{yk}} \quad (42)$$

Em que:

ϕt é o diâmetro da armadura transversal (estribo)

ϕl é o diâmetro da armadura longitudinal

f_{yk} é a resistência característica do aço.

2.8 Verificações para ELS

2.8.1 Deformação

Uma das principais verificações que devem ser feitas nas estruturas de concreto é a de deformações excessivas. NBR 6118 propõe deslocamentos limites para cada elemento a fim de evitar problemas de utilização na edificação. A Tabela 8 mostra os valores aceitáveis de deformação dos elementos.

Tabela 8: Deslocamentos limites

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350+$ contraflecha ^b
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017\text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Efeitos em elementos não estruturais	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	$l/350$
	Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$l/175$	
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

Fonte: NBR 6118

2.8.1.1 Lajes

As deformações máximas em lajes podem ter seus valores encontrados com auxílio das planilhas de dimensionamento. No caso da metodologia utilizada com as Tabelas de Czerny, pode-se obter a flecha máxima com base nos próprios parâmetros encontrados na tabela associados aos dados da laje. A fórmula disposta no método pode ser vista abaixo:

$$w_{m\acute{a}x} = \frac{pl^4}{E.h^3.\alpha_2} \quad (43)$$

Em que:

α_2 é parâmetro obtido na tabela

E é o módulo de elasticidade do concreto da laje [kPa]

h é a espessura da laje [m]

p é a carga total obtida a partir da combinação no ELS [kN/m²]

l é o maior vão da laje [m]

Este valor é referente à flecha imediata que ocorre na laje logo após a atuação dos carregamentos. Deve ainda ser somado ao valor obtido pela flecha diferida, que aumenta ao longo do tempo até estabilizar.

A flecha diferida em lajes deve ser calculada a partir do coeficiente de fluência da laje. Para isso, utilizou-se a metodologia para cálculo da flecha diferida de vigas da NBR 6118 seção 17.3.2.1.2, com algumas adaptações. A expressão para o cálculo do coeficiente em vigas pode ser vista abaixo.

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'} \quad (44)$$

Em que:

ξ é um coeficiente no tempo e pode ser obtido a partir da tabela 17.1 da NBR 6118.

ρ' é uma taxa em função da armadura negativa (A_s').

Como em lajes só existe armadura negativa próximas aos apoios, o fator ρ' pode ser desprezado do cálculo e se pode focar no denominador da fórmula.

O coeficiente $\Delta\xi$ deve ser obtido pela diferença entre o coeficiente no início do tempo e ao final ($\xi(t) - \xi(0)$). Por segurança, deve-se considerar o $\xi(t)$ no tempo infinito, no qual o coeficiente se encontra com seu maior valor, ou seja, aos 70 meses de acordo com a tabela 17.1 da norma.

Já para calcular de forma precisa o valor do $\xi(0)$, deve-se estimar os tempos de início de colocação dos carregamentos de peso próprio, alvenaria, revestimento e sobrecarga. Utilizando uma média ponderada pelos pesos das cargas, deve-se encontrar um tempo médio de início da atuação dos carregamentos como mostrado a seguir.

$$t(0) = \frac{Pp \times Tpp + Alv \times Talv + Revest \times T\ revest + SC \times Tsc}{Pp + Alv + Revest + SC} \quad (45)$$

Onde:

Pp é o peso próprio (kN/m²).

Alv é o peso da alvenaria (kN/m²).

Revest é o peso do revestimento (kN/m²).

SC é a sobre carga (kN/m²).

T é o tempo correspondente ao início de atuação dessas cargas (meses).

Encontrado o tempo médio de início das cargas, pode-se aplicar a seguinte fórmula da norma para calcular o $\xi(0)$ e encontrar o αf .

$$\xi(t) = 0,68 (0,996^t) t^{0,32} \quad (46)$$

A flecha final obtida deve ser comparada com o limite da norma conforme Tabela 8 apresentada anteriormente. Pode-se obter a flecha final da seguinte maneira.

$$\text{flecha final} = \text{flecha inicial} \times (1 + \alpha f) \quad (47)$$

2.8.1.2 Vigas

Nas verificações do estado limite de serviço em vigas, devem-se analisar as flechas e as fissuras de acordo com a NBR 6118.

Sabe-se que as vigas projetadas devem estar no máximo no estágio 2, onde as fissuras existem, mas não comprometem a durabilidade das armaduras. O item 13.4.2 da norma, apresenta os limites dos valores de fissuras para vigas em concreto armado e protendido, contendo inclusive sob quais combinações essas fissuras devem ocorrer. A Figura 44 abaixo mostra esses limites.

Figura 44: Limites de Fissuração em Vigas

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

Fonte: NBR 6118.

Para calcular os valores de w_k que correspondem aos tamanhos das aberturas de fissura, podem-se utilizar as formulações encontradas na seção 17.3.3.2 da norma, e podem ser vistas a seguir, na Figura 45.

Figura 45: Valores característicos de abertura de fissura

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

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

onde

- σ_{si} , ϕ_i , E_{si} , ρ_{ri} são definidos para cada área de envolvimento em exame;
- A_{cri} é a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;
- E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;
- ϕ_i é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;
- ρ_{ri} é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});
- σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.

Fonte: NBR 6118.

Já o cálculo da flecha imediata para vigas de concreto armado pode ser feito através da expressão padrão de elementos fletidos não fissurados, assumindo o concreto armado como um material de comportamento elástico e linear, dada por:

$$f_i = \frac{\alpha Ma l^2}{(EI)_{eq}} \quad (48)$$

Onde:

f_i = Flecha imediata;

Ma = Momento máximo fletor no vão l ;

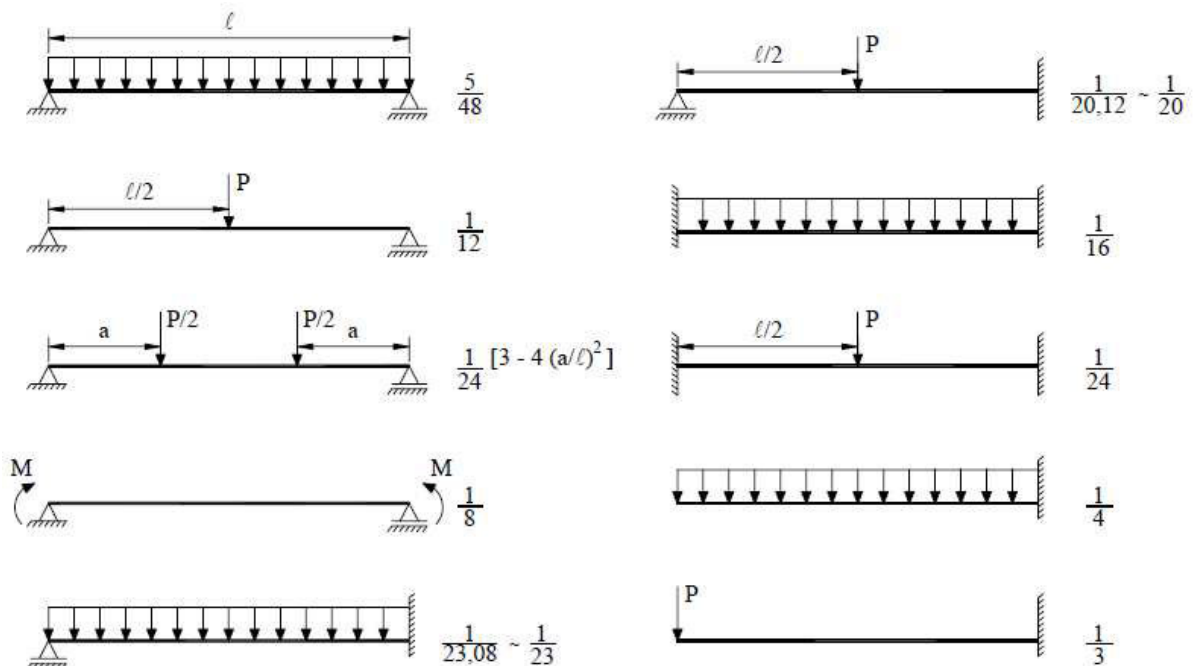
l = Comprimento do vão

$(EI)_{eq}$ = Rigidez equivalente, obtida a partir da equação mostrada na seção 17.3.2.1.1 da NBR 6118

α = Coeficiente que depende das condições de apoio e carregamento conforme Figura 46.

A flecha diferida deve ser encontrada conforme metodologia já explicada para lajes.

Figura 46: Valores para coeficiente α



Fonte: MERLIN (2006)

2.9 Nomenclaturas de Projetos

É importante que após a finalização das pranchas, haja a correta nomeação de cada uma para organização e melhor entendimento entre os projetistas das diferentes disciplinas. Existem normas que regulamentam as formas de nomear os projetos. A Associação Brasileira dos Escritórios de Arquitetura (Asbea) criou algumas diretrizes baseadas nessas normas para a nomeação de projetos das diversas disciplinas.

Figura 47: Sistema de Nomenclatura

ISO 13567		Agent Responsible		Element		Presentation	Status	Projection	Sector	Phase	Scale	Work Package	User Defined	
CAMPO	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV
Proposta AsBEA	Código do Projeto	Agente	Fase	Objeto / Elemento / Assunto	Qualificativo / Diferenciação	Anotações e Repres. Gráficas	Estado do Elemento	Plano de Projeção	Localização	Não Utilizado	Escala	Setor Bloco Fase da Obra	Definição do Usuário	Revisão
	ABCDEFG 12345678 12 45678 Etc.	TLV TSD ARQ ALM APS AUB ACV AIT VED VPR VGS STR CNI	01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 Etc.	LV PN EV EP AP PL MOD TMP Etc.	BAS DET ATA CAR DCA DCT Etc.									R00 R01 R99 Etc.

Campo / Abreviação Recomendada
 Campo / Abreviação Sugerida
 Campo / Abreviação Livre
 Campo Não Utilizado

Fonte: Asbea (2002)

Como pode ser observada na Figura 47 acima, existem informações obrigatórias que sempre devem constar no nome e outras auxiliares apenas. Utilizando o sistema proposto, para nomear um projeto de estrutura sobre detalhamento de armadura de vigas, pilares, lajes do pavimento tipo em fase executiva na segunda revisão, pode-se usar o seguinte nome: STR-PE-DET-TIPO-R02.

2.10 Fundações

Após a obtenção dos esforços dos pilares em cada pavimento, é possível iniciar o estudo do arranjo das fundações. O primeiro passo é a caracterização do solo a partir de ensaios para obtenção de sua tensão admissível, posteriormente parte-se para a escolha do tipo de fundação que será utilizada e seu dimensionamento.

2.10.1 Caracterização do Solo

A caracterização do solo deve ser realizada a partir de ensaios geotécnicos como Sondagem, a Percussão (SPT) ou sondagem rotativa. A NBR 6484 explica o procedimento e os equipamentos necessários para realização do ensaio SPT. Como resultado do ensaio se obtém o N SPT que é o índice de resistência à penetração determinado pelo número de golpes correspondente a uma cravação de 30 cm do amostrador-padrão, contado a partir de cravação inicial de 15 cm, utilizando-se corda de sisal para levantamento do martelo padronizado. Com este valor é possível estimar a resistência do solo a partir de vários métodos.

Joppert Jr (2007), em seu livro Fundações e Contensões de Edifícios, faz uma correlação entre o SPT médio obtido do ensaio e a tensão admissível no solo. A formulação utilizada por ele é a seguinte:

$$\sigma_s = \frac{SPT_{m\u00e9dio} \left[\frac{kN}{m^2} \right]}{0,05} \quad (49)$$

Em que:

SPT médio é a média aritmética dos SPTs na região entre a cota de apoio da sapata e o fim do bulbo de pressão (região de concentração das tensões que a fundação transfere do solo)

L é a profundidade do Bulbo de Pressão

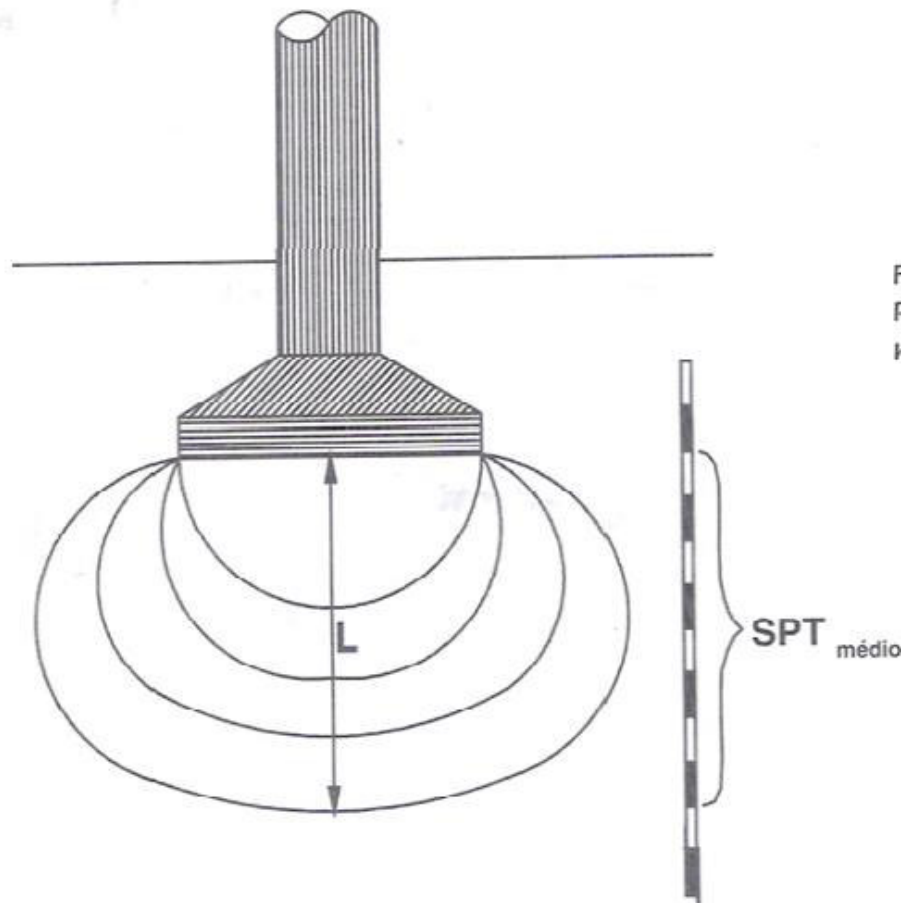
B é a menor dimensão da Sapata

A relação entre L e B é feita da seguinte maneira:

$$2B \leq L \leq 3B$$

A Figura 48 ilustra a região de SPT que deve ser considerada. De acordo com a NBR 8036, qualquer que seja o terreno, devem ser realizadas pelo menos 2 sondagens e este número deve ser maior quão maior for a área do terreno, de acordo com a Tabela 9.

Figura 48: SPT médio na região do Bulbo de Pressão



Fonte: Joppert Jr (2007)

Tabela 9: Quantidade de Sondagens por metro quadrado.

QUANTIDADE DE FUROS (por projeção em m ² a construir)	
ÁREA (m ²)	NÚMERO DE FUROS
≤ 200	2 (na prática no mínimo 3)
200 – 400	3
400 – 600	3
600 – 800	4
800 – 1000	5
1000 – 1200	6
1200 – 1600	7
1600 – 2000	8
2000 – 2400	9
2400	A critério do projetista

Fonte: Adaptado de informações da NBR 8036:1983

Para locais mais remotos, onde não há a possibilidade de realização do ensaio SPT por falta de infraestrutura, ou até em obras sem capital para realização deste ensaio, deve-se buscar informações acerca do subsolo através de pesquisas das fundações utilizadas em estruturas próximas vizinhas, poços ou cisternas escavados que possam fornecer pelo menos um reconhecimento tátil visual para que se possa estimar a carga resistida pelo solo. Joppert Jr também propôs em seu livro uma correlação entre o tipo de solo com o N de SPT encontrado. Caso o único reconhecimento tenha sido tátil visual, é possível estimar a resistência por meio da tabela abaixo.

Tabela 10: Correlação N SPT com tipo de solo

Tabela nº 13 - Parâmetros médios do solo						
Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	–
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	–
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	–
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	–
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	–
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥ 20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5
	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9 - 18	1000	1,9	2,0	26°	2,0
	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

Fonte: Joppert Jr (2007)

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP,2001) em sua série de apostilas de “tira dúvidas” comenta um método prático para a caracterização do solo utilizando vergalhões de aço.

De acordo com o método, deve-se utilizar um vergalhão de 8mm de diâmetro com 2 metros de comprimento e tentar finca-lo no solo empregando o peso do corpo. Deve-se repetir o procedimento ao longo de vários pontos do terreno anotando o local e a profundidade cravada. Caso as profundidades cravadas não ultrapassem 1 metro o terreno pode ser considerado firme sendo possível a realização de fundações diretas com valas de até 40 cm escavadas.

Se a profundidade cravada estiver entre 1 e 1,5 metros, a fundação deverá ser mais reforçada e caso ultrapasse os 1,5 metros, deve ser calculada como fundação indireta. Caso em todos os locais o vergalhão consiga ser enfiado com facilidade, o solo é mole e deve-se proceder realizando a substituição por um solo mais resistente ou adotar solução de radier.

Caso haja grande divergência entre profundidades atingidas em diferentes furos o radier também se torna a melhor opção de fundação. Afinal, devem ser evitados os chamados recalques diferenciais. Se a estrutura recalca igualmente não há problemas na superestrutura, mas se diferentes pilares possuem recalques diferentes isso pode provocar esforços não considerados e levar a estrutura a um colapso. Se houver necessidade de execução de aterro só poderão ser adotadas soluções de fundação direta caso tenha maciço terroso compactado e resistente. Vale ressaltar que o ideal é que seja feita a realização dos ensaios de caracterização, somente com eles pode-se ter uma conclusão mais precisa acerca da resistência do solo.

2.10.2 Estruturas de Fundação Rasas - Sapatas

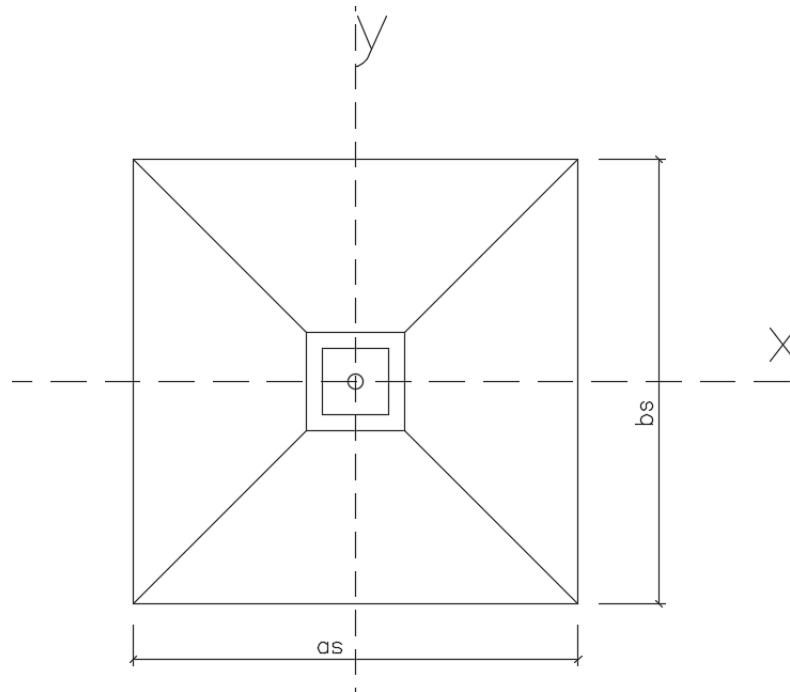
Devido ao uso dos blocos de concreto simples ser restrito a pequenas cargas com poucas excentricidades, escolheu-se para os estudos de caso adotar sapatas como soluções de fundações rasas e, por isso, o foco do trabalho está nessa solução.

De acordo com a NBR 6122, as sapatas são elementos de fundação que possuem carga transmitida ao terreno predominantemente pelas pressões distribuídas na sua base. Deve possuir profundidade de assentamento em relação ao terreno inferior a duas vezes sua menor dimensão. Dependendo de como a carga chega a esse elemento estrutural, o modelo de cálculo para determinação de suas dimensões muda, podendo ser divididas em sapatas com carga centrada, com carga excêntrica e seção totalmente comprimida na base, com carga excêntrica em uma direção e seção parcialmente comprimida ou carga excêntrica nas duas direções e seção parcialmente comprimida.

2.10.2.1. Sapatas com Carga Centrada

Nesses tipos de sapata a carga atua no centro de gravidade da peça e, com isso, dentro do núcleo de inércia, como mostra a Figura 49 abaixo.

Figura 49: Sapata com Carga Centrada



Fonte: Autor (2018).

O primeiro critério da NBR 6118 é a condição de sapata rígida, que dispensa o estudo da interação solo-estrutura e é possível considerar uma distribuição plana de tensões. Para isso, deve-se seguir o seguinte critério.

$$h \geq \frac{as-ap}{3} \geq \frac{bs-bp}{3} \quad (50)$$

Em que:

h é a altura da sapata

as é o maior lado da sapata

ap é o maior lado do pilar

bs é o menor lado da sapata

bp é o menor lado do pilar

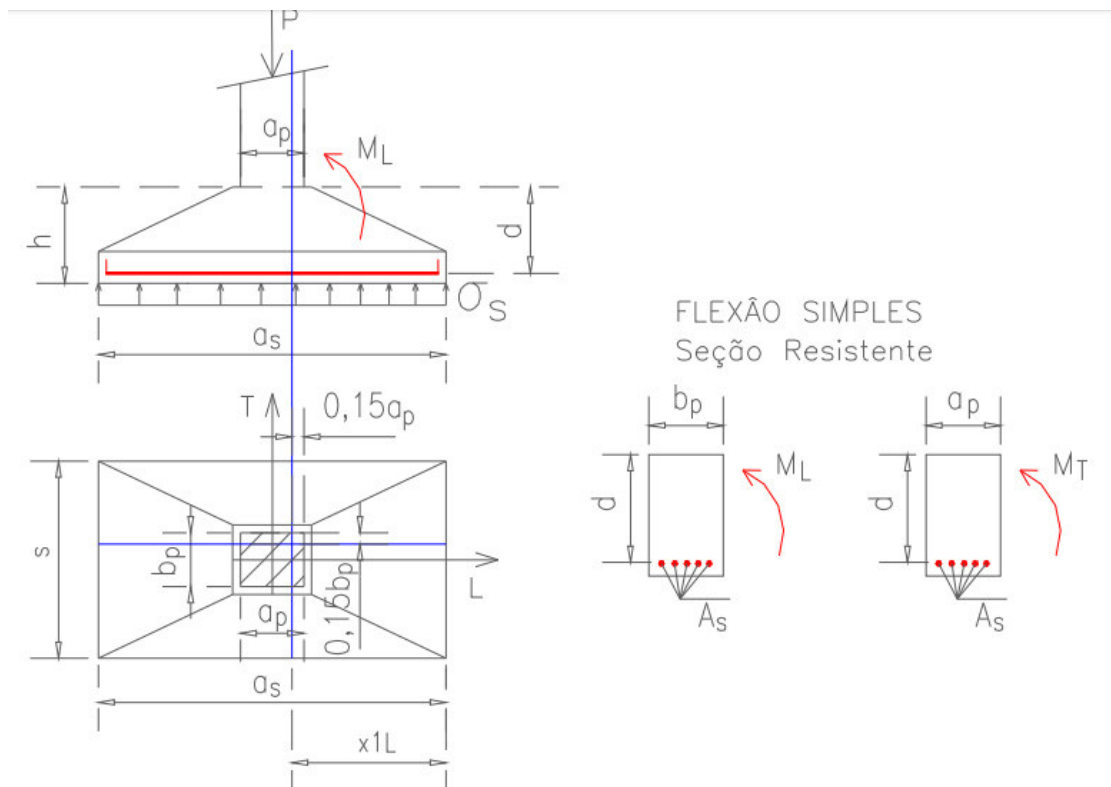
Deve-se tentar manter a diferença de lados da sapata igual a diferença de lados do pilar para que a condição de sapata rígida seja obedecida nas duas direções.

Como a carga é centrada e as quatro quinas da base possuem a mesma tensão, para encontrar as dimensões suas dimensões deve-se proceder com o seguinte cálculo:

$$\sigma_s \geq \frac{P}{a_s \times b_s} \quad (51)$$

Dimensionados os lados e a altura, devem-se calcular as armaduras de flexão nas direções longitudinais e transversais.

Figura 50: Modelo de Cálculo Armadura



Fonte: Notas de Aula de Estruturas de Fundação (Professor Joaquim Mota)

O cálculo da armadura de flexão nas duas direções segue os mesmos princípios da flexão das vigas, sendo a seção resistente com base igual ao lado do pilar dependendo da direção analisada (b_p na longitudinal ou x e a_p na transversal ou y) e altura igual a altura da sapata.

O momento longitudinal que deve ser resistido deve ser calculado da seguinte forma:

$$M_l = \sigma_s \frac{x_1 L^2}{2} b_s \quad (52)$$

Em que:

σ_s é a tensão na base da sapata [Mpa]

X_{1L} é o comprimento de aplicação do carregamento distribuído no sentido longitudinal [m]

b_s é o menor lado da sapata [m]

Para o cálculo do momento transversal deve ser utilizada a mesma lógica.

O X_{1L} pode ser calculado da seguinte forma:

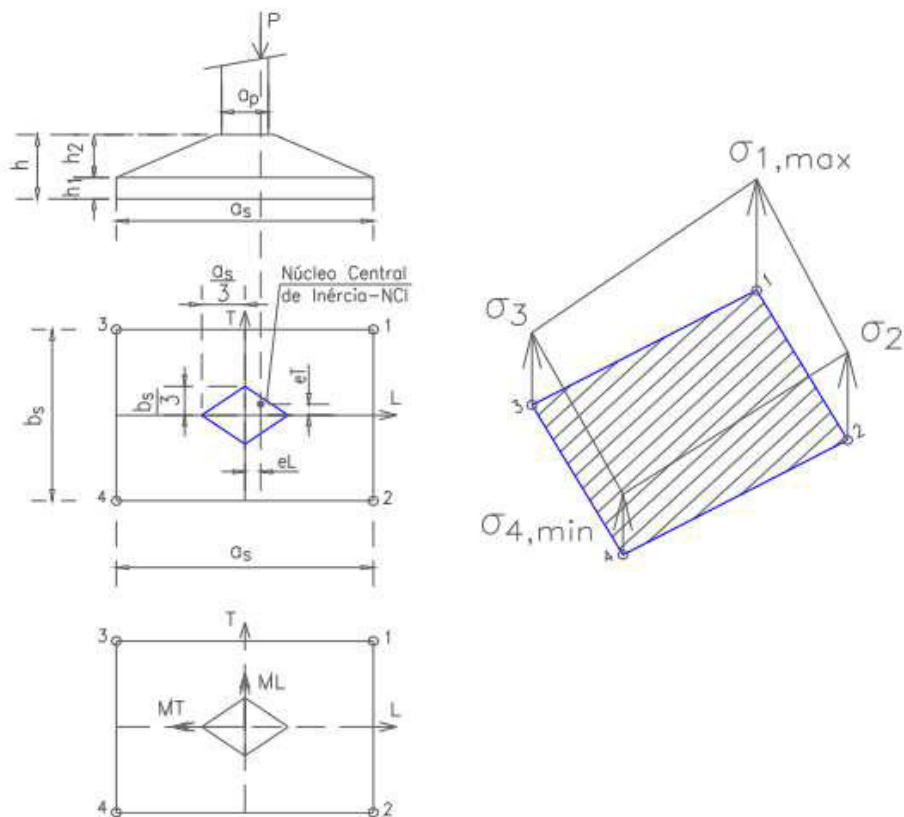
$$X_{1L} = \frac{as-ap}{2} + 0,15ap \quad (53)$$

Após a obtenção do MI basta calcular a área de aço necessária para resistir ao esforço e escolher a bitola e número de barras.

2.10.2.2. Sapatas com Carga Excêntrica e seção totalmente comprimida

Para que a seção seja totalmente comprimida mesmo com a carga excêntrica, o centro de aplicação da carga deve estar dentro do núcleo central de inércia da peça.

Figura 51: Sapata com carga excêntrica e seção totalmente comprimida



Para descobrir se a seção da base da sapata encontra-se totalmente comprimida, deve-se calcular as excentricidades das cargas e verificar se saem ou não do núcleo central de inércia. Para isso, podem-se usar as seguintes formulações:

$$el = \frac{Ml}{P} \quad (54)$$

$$et = \frac{Mt}{P} \quad (55)$$

Onde:

el é a excentricidade da carga no sentido longitudinal [m]

et é a excentricidade da carga no sentido transversal [m]

Ml é o momento longitudinal [kNm]

Mt é o momento transversal [kNm]

P é a carga centrada [kN]

Para garantir que a carga se encontra dentro do centro de inércia a seguinte desigualdade deve ser válida:

$$et \leq -\frac{bs}{as}el + \frac{bs}{6} \quad (56)$$

Nesse caso, para encontrar a tensão em kPa em cada ponta da base da sapata deve-se utilizar as seguintes equações:

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{Ml}{Wl} + \frac{Mt}{Wt} \quad (57)$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} + \frac{Ml}{Wl} - \frac{Mt}{Wt} \quad (58)$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{A} - \frac{Ml}{Wl} + \frac{Mt}{Wt} \quad (59)$$

$$\sigma_4 = \frac{P}{A} - \frac{Ml}{Wl} - \frac{Mt}{Wt} \quad (60)$$

Em que:

P é a carga que atua na sapata (kN)

A é a área da base da sapata (m²)

Ml é o momento longitudinal que atua devido a excentricidade da carga no eixo y (kNm)

Mt é o momento transversal que atua devido a excentricidade no eixo x (kNm)

W é o módulo de resistência elástico da base da sapata (m³)

Para calcular o W em cada uma das direções tem-se:

$$WL = \frac{bs \times as^2}{6} \quad (61)$$

$$WT = \frac{bs^2 \times as}{6} \quad (62)$$

Onde:

W é o módulo de resistência elástico da base da sapata

as é o maior lado da sapata

bs é o menor lado da sapata

Para o cálculo das armaduras, devem-se encontrar primeiro as tensões que provocarão o momento solicitante.

Inicialmente é preciso encontrar o comprimento a ser considerado para o cálculo deste momento. Assim como no exemplo passado de carga centrada, esse comprimento é delimitado pela face lateral da sapata até 0,15 do comprimento do pilar que ela recebe. Esta multiplicação pelo fator 0,15 é referente a uma correção do diagrama de momento fletor para que no cálculo seja considerado o ponto que corresponde ao maior momento. O cálculo dessa distância (X1) pode ser efetuado da seguinte forma para a descoberta do momento longitudinal, similar ao item passado:

$$X_1 = \frac{as-ap}{2} + 0,15ap \quad (63)$$

Diferentemente do exemplo de carga centrada, neste item é necessário calcular também o X2, que é a diferença entre o lado As e X1.

$$X_2 = as - X_1 \quad (64)$$

As tensões para o cálculo dos momentos podem ser calculadas agora, da seguinte forma:

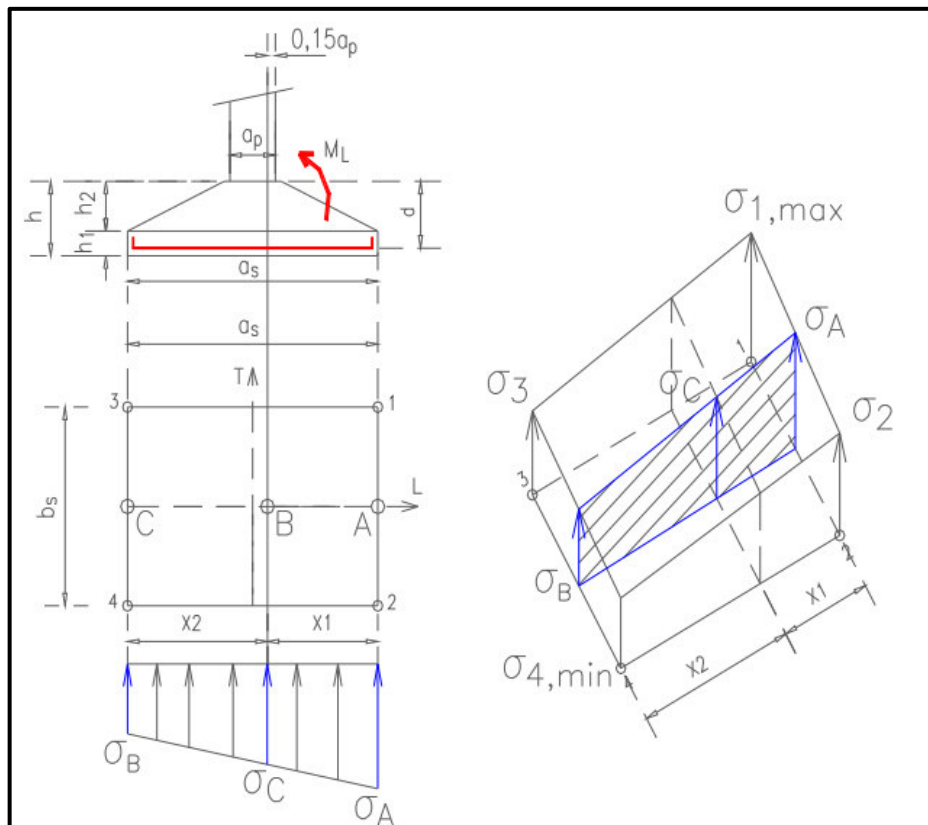
$$\sigma_A = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad (65)$$

$$\sigma_B = \frac{\sigma_3 + \sigma_4}{2} \quad (66)$$

$$\sigma_C = \frac{\sigma_A + \sigma_B}{as} X_2 + \sigma_B \quad (67)$$

Sendo σ_A a média das maiores tensões da sapata e σ_B a média das menores. O σ_C é a tensão que atua exatamente no ponto de maior momento fletor, como mostra a Figura 52.

Figura 52: Tensões para cálculo armadura sapata com carga excêntrica e seção totalmente comprimida



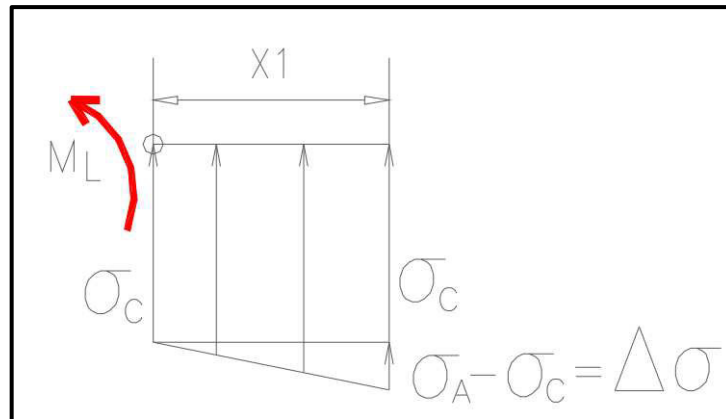
Fonte: Notas de Aula de Estruturas de Fundação (Professor Joaquim Mota)

Finalmente, o momento no sentido longitudinal pode ser calculado da seguinte forma. A Figura 53 ilustra as tensões e distâncias utilizadas no cálculo.

$$M_L = \left[\left(\frac{\sigma_C X_1^2}{2} \right) + \left(\frac{\Delta\sigma X_1^2}{3} \right) \right] bs \quad (68)$$

Para o momento na seção transversal o mesmo raciocínio é válido.

Figura 53: Tensões responsáveis por momento solicitante

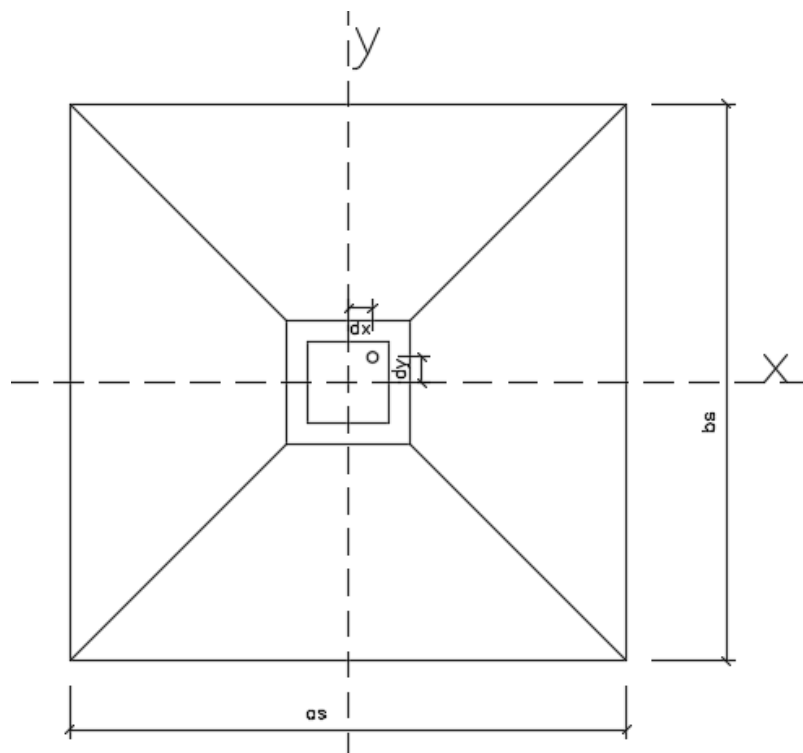


Fonte: Notas de Aula de Estruturas de Fundação (Professor Joaquim Mota)

2.10.2.2. Sapatas com Carga Excêntrica em duas direções e seção parcialmente comprimida

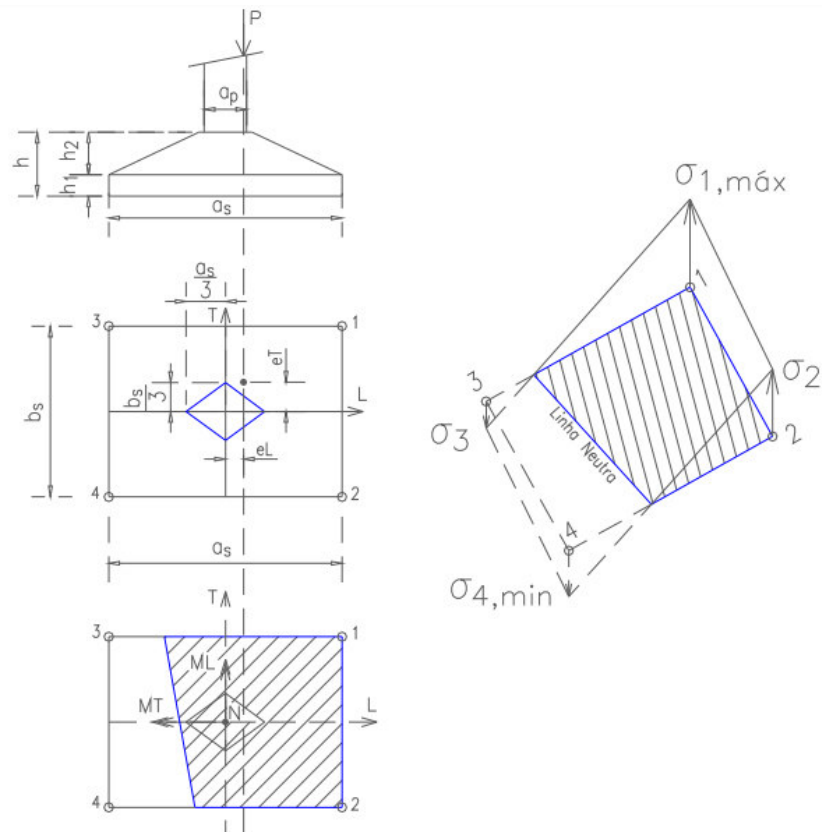
No caso de sapatas com cargas excêntricas nas duas direções e seção parcialmente comprimida (Figura 54), deve-se procurar outros meios para encontrar as tensões nas pontas da base da sapata. Uma vez definidas essas tensões, para encontrar o momento do dimensionamento das armaduras, deve-se seguir o mesmo passo a passo do item 2.9.2.2.

Figura 54: Sapata com carga excêntrica nas duas direções



Fonte: O Autor (2018)

Figura 55: Sapata com carga excêntrica nas duas direções e seção parcialmente comprimida



Fonte: Notas de Aula de Estruturas de Fundação (Professor Joaquim Mota)

A metodologia escolhida para encontrar as tensões foi a partir do ábaco de Montoya (1973). O ábaco fornece 3 importantes parâmetros para o cálculo das tensões: λ_1 , λ_4 e α . Para obtenção destes valores, deve-se encontrar primeiramente os dados de entrada do ábaco, como mostra abaixo.

$$\eta x = \frac{eL}{a_s} = \frac{ex}{a_s} \quad (69)$$

$$\eta y = \frac{et}{b_s} = \frac{ey}{b_s} \quad (70)$$

Após a obtenção dos parâmetros pode-se calcular as tensões nos bordos da base da seguinte forma:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\lambda_1 a b} \quad (71)$$

$$\sigma_4 = -\lambda_4 \sigma_1 \quad (72)$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_4) \frac{\text{sen}(\alpha)}{\text{sen}(\alpha) + \cos(\alpha)} \quad (73)$$

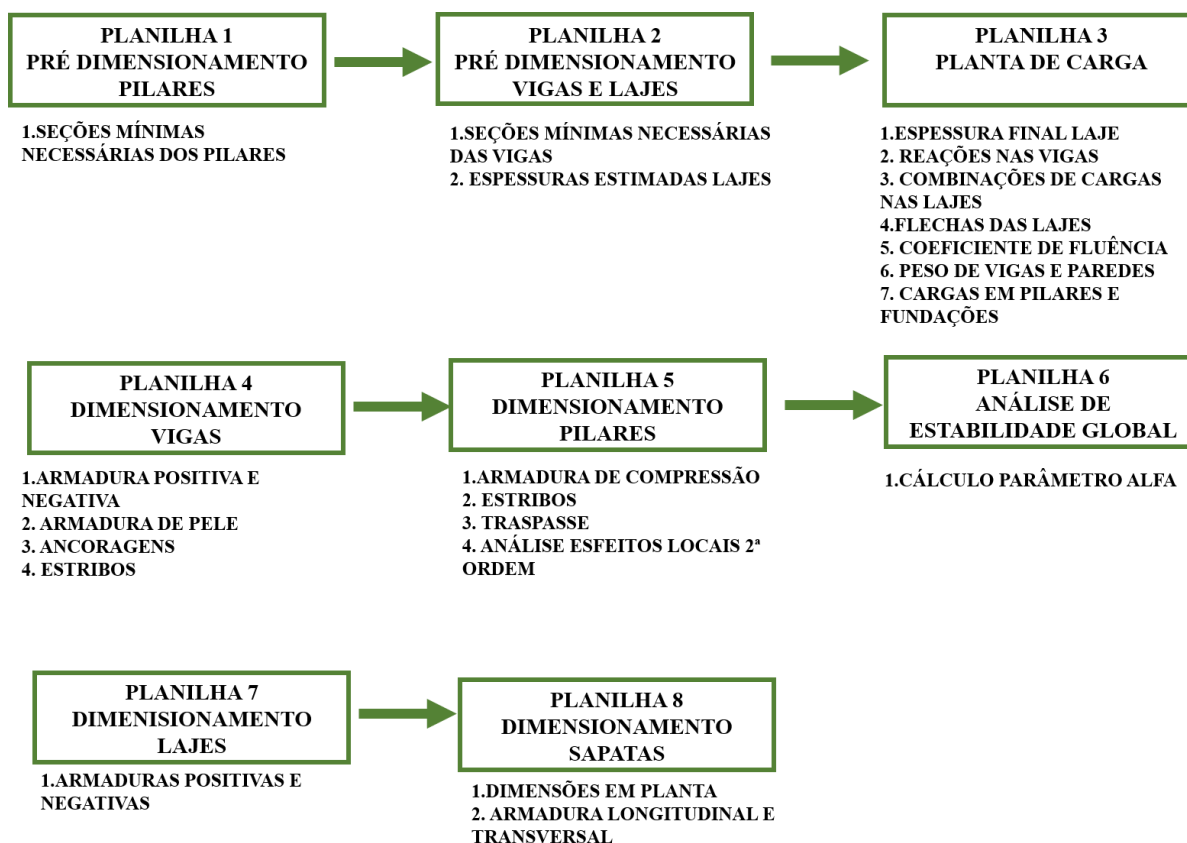
$$\sigma_3 = \sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_4) \frac{\cos(\alpha)}{\text{sen}(\alpha) + \cos(\alpha)} \quad (74)$$

A tensão σ_4 é considerada fictícia já que não existe tensão de tração entre o solo e a estrutura.

3 METODOLOGIA

A metodologia adotada apresenta as etapas necessárias para elaboração de um projeto estrutural de pequeno porte. Tal processo será aplicado nos estudos de caso seguintes. A Figura 56 esclarece as etapas metodológicas e os resultados obtidos em cada planilha.

Figura 56: Passo a passo da metodologia e do uso das planilhas



Fonte: O Autor (2018).

Antes de explicar cada etapa de dimensionamento, é importante lembrar o procedimento legal para futura execução do empreendimento.

3.1 Apresentação do Projeto Arquitetônico e Legalização do Empreendimento

Antes de iniciar a colocação dos elementos estruturais, é indispensável a aquisição do projeto de arquitetura, ainda que seja o anteprojeto. A partir deste, é possível saber onde se pode inserir pilares que não inviabilizem o uso pleno da edificação. Por exemplo, se um pilar fosse alocado onde há uma janela ou um shaft, isso causaria transtornos muito caros

de serem resolvidos no futuro, após sua execução. O mesmo vale para lajes e, principalmente, para as vigas. Se estas forem alocadas em cima de portas e janelas, suas alturas devem permitir o posicionamento desses elementos como desejado pelo arquiteto.

É também a partir da arquitetura que se torna possível entender como a edificação se encontra alocada no terreno e como deverão ser as soluções utilizadas para fundações. Um exemplo seria quando a edificação fica próxima do limite do terreno e tem-se pilares na divisa deste, o que obriga que as soluções de fundação considerem a excentricidade desta carga.

Com o projeto básico de arquitetura e os outros documentos legais já citados na revisão bibliográfica é possível dar entrada no processo de legalização da obra com a adequabilidade locacional e o alvará de construção.

3.2 Pré Dimensionamento - Auxiliado por Planilhas Eletrônicas

Tendo-se o projeto arquitetônico, o lançamento estrutural dos pilares, vigas e lajes devem ocorrer nesta ordem.

Os pilares devem ser alocados do modo já explicado na revisão bibliográfica (item 2.2.1) e os valores de suas áreas de influência, obtidos diretamente do desenho e calculados pelo método das áreas de influência (Rocha,1985), devem ser inseridas na planilha para encontrar as seções pré-dimensionadas. Nesta etapa é preciso também definir na planilha o f_{ck} de projeto, a depender do tipo de obra, a categoria do aço, a quantidade de pavimentos tipo e de coberta e a carga estimada por metro quadrado para cada um desses pavimentos. A planilha retornará os valores de seção em cm já de acordo com as exigências da NBR 6118.

A interface da “PLANILHA 1 – PRÉ DIMENSIONAMENTO PILARES” pode ser visualizada na Figura 57.

É importante deixar claro que ao longo dos passos metodológicos, os valores em azul serão os *inputs* da planilha e os resultados são os valores em preto.

As vigas também devem ser definidas a partir de critérios já expostos na revisão e também possuirão suas seções definidas pela planilha de pré-dimensionamento que atende aos critérios mínimos da NBR 6118. A metodologia para encontrar as bases da viga leva em consideração os critérios propostos por De Melo (2013) já explanados na revisão. Já para as alturas das vigas, os parâmetros utilizados serão os do Di Pietro (2000). Com a planilha seguindo os já citados critérios, deve-se inserir a nomenclatura de cada viga com suas respectivas quantidades de apoios, comprimento do vão máximo, comprimento do balanço, se houver e definir se a viga é bi apoiada ou contínua.

A interface da “PLANILHA 2 – PRÉ DIMENSIONAMENTO VIGAS E LAJES” pode ser visualizada na

Figura 58.

Figura 57: Planilha Pré-dimensionamento de Pilares

Planilha criada por Bianca Maria Pacheco Vieira para compor o Manual de Desenvolvimento de Estruturas de Pequeno Porte						UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ	
PRÉ DIMENSIONAMENTO DE PILARES PELO MÉTODO DAS ÁREAS DE INFLUÊNCIA						Parâmetros de Cálculo	
PILAR	ÁREA INFLUÊNCIA (m ²)	CARGA-NT (N)	ÁREA CONCRETO	DIMENSÃO LADO (m)	DIMENSÃO FINAL DO LADO (m)	N/M ²	Nº
P1 E P4	4,6	101200	0,01	0,07	0,20	12000	1
P2 E P3	4,6	101200	0,01	0,07	0,20	10000	1
P6 E P7	3,1	68200	0,00	0,06	0,20		
P5 E P8	3,1	68200	0,00	0,06	0,20	fck = 30000000	Pa
P9 E P12	17,1	376200	0,02	0,14	0,20	fyk = 50000000	Pa
P10 E P11	17,3	380600	0,02	0,14	0,20		
P13 E P16	14,6	321200	0,02	0,13	0,20	fcd = 21428571	pa
P14 E P15	27,1	596200	0,03	0,18	0,20	fyd = 43478261	Pa
P19	5,5	121000	0,01	0,08	0,20	taxa de aço = 0,01	Ok
P20	3,7	81400	0,00	0,07	0,20		

Fonte: Autor (2018).

Figura 58: Planilha Pré-dimensionamento de Vigas

Planilha criada por Bianca Maria Pacheco Vieira para compor o Manual de Desenvolvimento de Estruturas de Pequeno Porte								UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ	
PRÉ DIMENSIONAMENTO DE VIGAS								Valores de Pré dimensionamento (cm)	Valores de Pré dimensionamento do balanço (cm)
VIGA	Nº APOIOS	Biapoiada (1) ou Contínua (2)	VÃO MÁXIMO (M)	VÃO EM BALANÇO (M)	ALTURA (CM)	ALTURA DO BALANÇO (CM)	ALTURA EFETIVA		
V1 E V2	2	1	2,25	0	22,50	0	25	12 x 25	Não há Balanço x 0
V3 E V4	4	2	5,58	0	46,50	0	50	20 x 50	Não há Balanço x 0
V5	2	1	8,7	0	87,00	0	90	25 x 90	Não há Balanço x 0
V6	8	2	7,65	0	63,75	0	65	20 x 65	Não há Balanço x 0
V7	4	2	3,08	0	25,67	0	30	12 x 30	Não há Balanço x 0
V8	2	1	1,9	0	19,00	0	20	12 x 20	Não há Balanço x 0
V9	8	2	6,85	0	57,08	0	60	20 x 60	Não há Balanço x 0
V10	9	2	6,45	0	53,75	0	55	20 x 55	Não há Balanço x 0
V11	3	2	3,65	0	30,42	0	35	12 x 35	Não há Balanço x 0
V12	8	2	7,65	0	63,75	0	65	20 x 65	Não há Balanço x 0
V13 E V14	4	2	5,65	0	47,08	0	50	20 x 50	Não há Balanço x 0
V15 E V16	2	1	2,25	0	22,50	0	25	12 x 25	Não há Balanço x 0

Informações Relevantes

1 Bi apoiada

2 Contínua

Larguras Possíveis (DE MELO, 2013) - cm	
Se vão <= 4 m	12
Se vão 4 m < bw <= 8 m	20
Se vão > 8 m	25 ok

Fonte: Autor (2018).

As lajes deverão, também, ser pré-dimensionadas a partir de critérios do Di Pietro (2000). Deve-se verificar se os valores obtidos no pré-dimensionamento não são menores do que os valores limites de espessura da NBR 6118. Na planilha (Figura 59), deve-se inserir a nomenclatura da laje, o tipo de laje que será utilizada no método construtivo (maciça, nervurada, cogumelo ou mista), o comprimento do maior vão e se há ou não presença de balanço.

Figura 59: Planilha Pré-dimensionamento Lajes

Planilha criada por Bianca Maria Pacheco Vieira para compor o Manual de Desenvolvimento de Estruturas de Pequeno Porte							UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ												
PRÉ DIMENSIONAMENTO DE LAJES																			
LAJE	TIPO DE LAJE	VÃO MÁXIMO (M)	BALANÇO? Sim (1) Não (2)	ESPESSURA (CM)	ALTURA EFETIVA (CM)	Aceitação NBR 6118:2014													
L1 E L7	1	5,57	2	12,4	13	OK	Digitar Manualmente Informações Relevantes 1 Bi apoiada 2 Continua DI PIETRO (2000) <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo de Laje</th> <th>h (espessura)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1 Maciça</td> <td>L/45</td> </tr> <tr> <td>2 Mista</td> <td>L/35</td> </tr> <tr> <td>3 Nervurada</td> <td>L/40</td> </tr> <tr> <td>4 Cogumelo</td> <td>L/35 (com capitel)</td> </tr> <tr> <td>5 Cogumelo</td> <td>L/30 (sem capitel)</td> </tr> </tbody> </table>	Tipo de Laje	h (espessura)	1 Maciça	L/45	2 Mista	L/35	3 Nervurada	L/40	4 Cogumelo	L/35 (com capitel)	5 Cogumelo	L/30 (sem capitel)
Tipo de Laje	h (espessura)																		
1 Maciça	L/45																		
2 Mista	L/35																		
3 Nervurada	L/40																		
4 Cogumelo	L/35 (com capitel)																		
5 Cogumelo	L/30 (sem capitel)																		
L2 E L6	1	3	2	6,7	7	NÃO PERMITIDO													
L3 E L5	1	4	2	8,9	9	OK													
L4	1	5	2	11,11	12	OK													
L8	1	2,3	2	5,11	6	NÃO PERMITIDO													
L9 E L14	1	2,3	2	5,11	6	NÃO PERMITIDO													
L10 E L13	1	2	2	4,44	5	NÃO PERMITIDO													
L11 E L12	1	3	2	6,67	7	NÃO PERMITIDO													
L15	1	4	2	8,89	9	OK													
L16	1	5	2	11,11	12	OK													
L17	1	6	2	13,33	14	OK													
L18 E L24	1	7	2	15,56	16	OK													
L19 E L23	1	8	2	17,78	18	OK													
L20 E L22	1	9	2	20,00	20	OK													

Fonte: Autor (2018).

3.3 Dimensionamento final - Auxiliado por Planilhas Eletrônicas

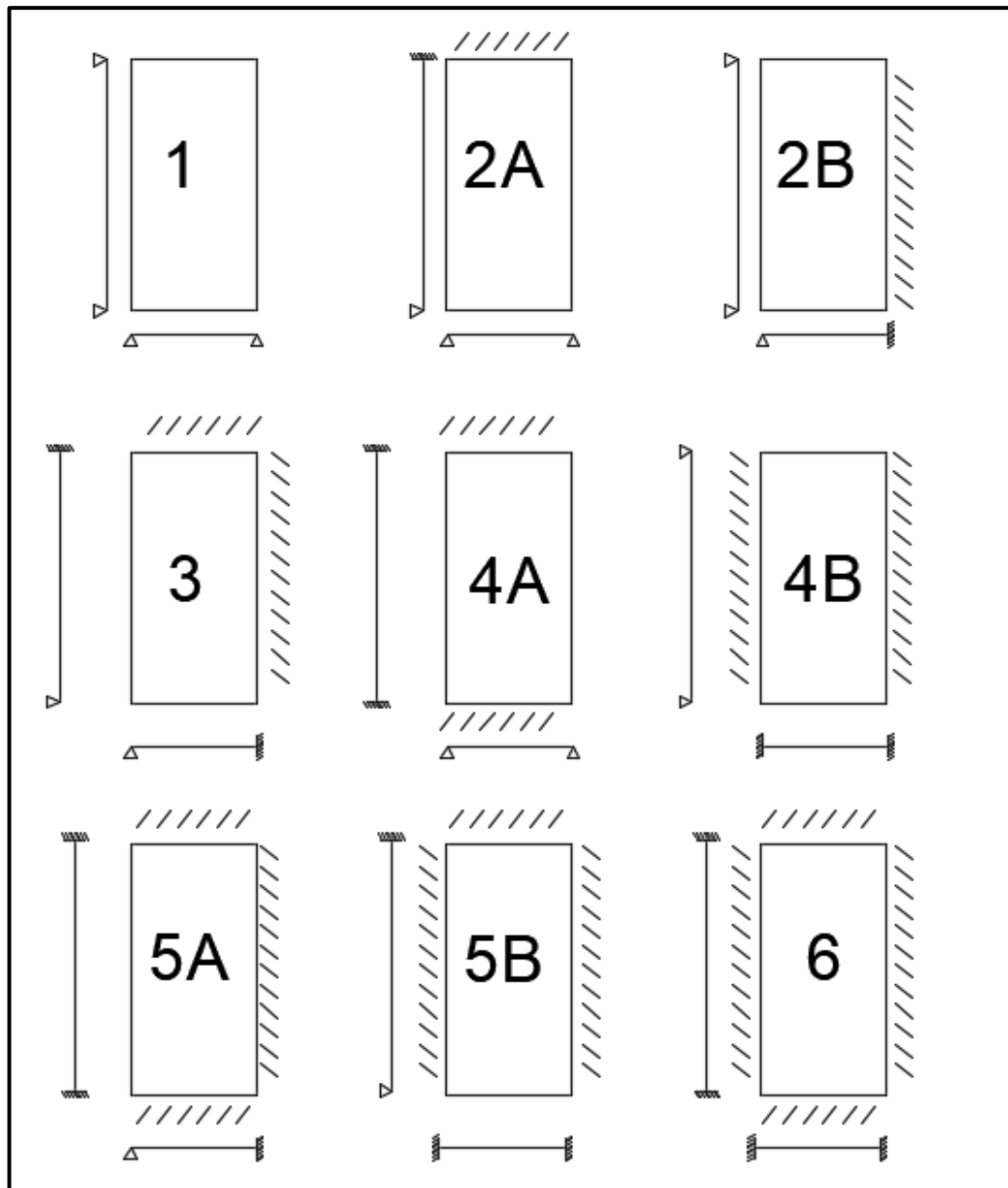
3.3.1 Escolha dos Carregamentos, Combinação e Elaboração da Planta de Carga

Com a estrutura pré-dimensionada, deve-se iniciar a colocação dos carregamentos nos elementos estruturais. Iniciando pelas lajes, deve-se identificar que cargas atuam nestes elementos estruturais a depender do tipo de edificação e das especificações da arquitetura, como os tipos de alvenaria, piso e revestimentos. Escolhem-se, então, os carregamentos permanentes que atuarão no elemento (peso próprio, alvenarias, pisos, forros) e as variáveis (sobrecargas dos usuários, etc). Vale ressaltar que nesta etapa o efeito do vento ainda não é considerado, pois os carregamentos nela considerada são apenas os verticais, o vento entra na análise de estabilidade da estrutura como um carregamento horizontal. Os valores das cargas citadas acima podem ser encontrados na NBR 6120 como já explicado na revisão bibliográfica. Após as suas definições a combinação das cargas deve ser calculada majorando-se os esforços de acordo com a NBR 6118. Finalizada a obtenção dos esforços é possível gerar a planta de cargas, fundamental para o dimensionamento das armaduras e verificação dos critérios de estado limite último e serviço da norma NBR 6118.

Após a determinação dos carregamentos nas lajes, deve-se escolher um modelo de cálculo que represente seu comportamento quando solicitada. O modelo de análise escolhido para as lajes foi o de Czerny, no qual há a divisão da laje em uma grelha de vigas. Com este

modelo é possível obter as reações que as lajes provocam nas vigas, os momentos fletores e esforços cortantes. Durante a utilização das tabelas do modelo, deve-se atentar para as condições de apoio das lajes e como as vigas serão representadas. Na Figura 60 visualizam-se os modelos de lajes e a representação das vigas de grelhas.

Figura 60: Modelos de Lajes e Vigas de acordo com Czerny



Fonte: Autor (2018).

Nas células em amarelo da “PLANILHA 3 – PLANTA DE CARGA” devem ser inseridos os dados de entrada para o cálculo dos carregamentos.

A aba Czerny deve ser utilizada para encontrar os esforços das lajes que irão para as vigas, bem como os esforços que serão utilizados para o dimensionamento das próprias lajes.

Figura 61: Planilha 3 – inserção dos parâmetros e dimensionamento da espessura

		Parâmetros de Projeto		Cargas			
		fck	30 Mpa	Peso Próprio-Concret	25 KN/m ³	Pé direito	3,2 m
		alfa e	1	Contra Piso	21 KN/m ³	Espessura alvenaria 1	0,15 m
		Eci=	30672 Mpa	Argamassa	21 KN/m ³	Espessura alvenaria 2	0,03 m
		Esc	26838 Mpa	Cerâmica Piso	18 KN/m ³	Espessura contra piso	0,05 m
		alfa i	0,875	Alvenaria 1	18 KN/m ³	Espessura argamassa	0,01 m
				Alvenaria 2	28 KN/m ³	Espessura cerâmica	0 m

Nome	Lx	Ly	Verificação Lx<Ly	Ly/Lx	Condição de apoio da laje		Da tabela de Czerny					L mínimo (m)	ELS (Lmin/250)	Espessura (pré dimensionada) (m)	Carga Permanente Devido Alvenaria (kN/m ²)
					α x	α y	α x	α y	βx	βy	α 2				
L1 E L7;L	2,27	5,6	ok	2,47	2	5	14,2	42,5	8	0	16,7	2,27	0,009	0,08	0,00
L2 E L6;L	2,27	2,65	ok	1,17	2	1	34,9	36,4	14,4	14,3	40,1	2,27	0,009	0,08	0,00
L3 E L5;L	2,24	5,58	ok	2,49	2	5	14,2	42,5	8	0	16,7	2,24	0,009	0,08	0,00
L4	1,22	8,7	ok	7,13	2	1	14,2	48,6	8	12	16,7	1,22	0,005	0,08	0,00
L8	3,17	6,65	ok	2,10	5	1	8	24,3	0	8	6,7	3,17	0,013	0,08	0,00
L9 E L14;	6,21	6,6	ok	1,06	5	5	20,8	22,5	0	0	19,4	6,21	0,025	0,12	0,00

Fonte: Autor (2018).

Como pode ser visto na Figura 61, deve ser informado as dimensões das lajes (atentando para os critérios de Czerny no qual $L_x > L_y$), suas condições de apoio (alfa x e alfa y), os dados obtidos a partir das tabelas de Czerny (α_x , α_y , β_x , β_y e α_2), a espessura obtida no pré dimensionamento e as cargas permanentes devido à alvenaria (em kN/m²). Este último valor representa as cargas que a laje recebe de paredes e pode ser obtido a partir da seguinte formulação:

$$q_{par} = \frac{C \cdot H \cdot \gamma \cdot e}{A} \quad (75)$$

Em que:

C é o comprimento da parede que está em cima da laje;

H é a altura da parede;

γ é o peso específico da alvenaria considerada;

e é a espessura da alvenaria;

A é a área da laje.

Vale ressaltar que as paredes que se encontram em cima de vigas devem ser consideradas como carga linear diretamente aplicada nas vigas e, por isso, não são consideradas nas lajes.

Na parte superior da planilha (Figura 62), devem-se inserir os valores de fck, alfa e (usado no cálculo do Ecs), pesos específicos e espessuras dos elementos que farão parte das cargas permanentes, e sobrecargas.

Figura 62: Planilha 3 – Cargas consideradas

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ							
Cargas						Sobre Cargas	
Peso Próprio-Concreto	25 KN/m ³	Pé direito	3,2 m	Telhado	0 kN/m ²	SB1	3 kN/m ²
Contra Piso	21 KN/m ³	Espessura alvenaria 1	0,15 m			SB2	kN/m ²
Argamassa	21 KN/m ³	Espessura alvenaria 2	0,03 m			SB3	kN/m ²
Cerâmica Piso	18 KN/m ³	Espessura contra piso	0,05 m			SB4	kN/m ²
Alvenaria 1	18 KN/m ³	Espessura argamassa	0,01 m			SB5	kN/m ²
Alvenaria 2	28 KN/m ³	Espessura cerâmica	0 m				

Fonte: Autor (2018).

Mais à frente na mesma aba, deve-se atentar para as combinações do ELU e ELS de acordo com a NBR 6118, as fórmulas já automatizam a obtenção dessas cargas, mas é importante que sejam verificadas, pois serão cruciais para a obtenção de todas as cargas do projeto. Como mostra a figura abaixo, a planilha retorna os Valores para o ELU, que devem ser usados para o dimensionamento das Lajes na “PLANILHA 7 – DIMENSIONAMENTO LAJES”. Já os dados de saída das Reações nas Vigas são valores obtidos para o cálculo dos esforços nas vigas e, por isso, devem ir com seu valor característico para serem somados com os valores de peso próprio e cargas de paredes. No momento de dimensionar as vigas é que ocorre a majoração dessas cargas.

Esta planilha ainda calcula a flecha da laje e informa se está admissível conforme critérios da NBR 6118, conforme Figura 64.

Figura 63: Planilha 3 – Esforços de dimensionamento de lajes e carregamentos de vigas

Carga Total Permanente + Sobrecarga (KN/m ²) Para QUINHÕES	Carga Total Vertical ELU (KN/m ²)	Carga Total Vertical ELS (KN/m ²) - CQP	VALORES PARA O ELU - DE CÁLCULO (d)								REAÇÕES NAS VIGAS (KN/m)-CARACTERÍSTICO (k)			
			Mx	Xx	My	Xy	lx	ly	qx	qy	Ra	Ra'	Rb	Rb'
6,26	8,76	4,16	3,18	5,65	1,06	#DIV/0!	0,99	0,01	6,19	0,07	5,3	8,8	0,2	0,2
6,26	8,76	4,16	1,29	3,14	1,24	3,16	0,48	0,52	3,01	3,25	2,6	4,3	4,3	4,3
6,26	8,76	4,16	3,10	5,50	1,03	#DIV/0!	0,99	0,01	6,20	0,06	5,2	8,7	0,2	0,2

Fonte: Autor (2018).

Figura 64: Planilha 3 - Verificação da flecha final com valor limite da NBR 6118

Coef Fluência= 1,05		
Flecha lmed (m)	Flecha total (m)	Verificação
0,0005	0,0010	Sim
0,0002	0,0004	Sim
0,0005	0,0009	Sim

Fonte: Autor (2018).

Prosseguindo para as outras abas da planilha 3, a aba “COEF FLUENCIA” calcula o coeficiente de fluência que é utilizado pela aba “CZERNY” para cálculo da flecha final das lajes. Para esta aba, são necessários os valores de carregamentos da laje mais carregada. Deve-se informar as cargas e o tempo de aplicação delas após a concretagem da laje. A direita observa-se o coeficiente de fluência como dado de saída.

Figura 65: Planilha 3 – Cálculo do Coeficiente de Fluência

Planilha desenvolvida pela aluna Bianca Maria Pacheco Vieira Elaboração de Projetos de Estruturas de Pequeno porte com auxílio de Planilhas Eletrônicas Orientadora: Prof Magnólia Campêlo Mota				UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ		
CÁLCULO DO COEFICIENTE DE FLUÊNCIA						
Adota-se a Laje com maior Carregamento permanente L10						
				epsilon (t)= 2,00	Delta Epsilon	Coef Fluência 1,05
				epsilon (t0)= 0,95		
				t0= 2,90		
				t= 70 meses		
Carga	to	Carga (kN/m²)	Carga x Mês			
peso próprio	1 mês	2,5	2,5			
parede	1,5 mês	2,41	3,62			
piso	2 mês	1,26	2,52			
sobrecarga	6 mês	3	18			
Valores de Pesos Específicos Adotados						
Contra Piso	21 kN/m³	Espessura contra piso	0,05 m			
Argamassa	21 kN/m³	Espessura argamassa	0,01 m			
Cerâmica Piso	18 kN/m³	Espessura cerâmica	0 m			

Fonte: Autor (2018).

Após a obtenção das reações de apoios das lajes nas vigas, deverão ser calculadas as reações de apoios das vigas, que devem combinar seus esforços permanentes (peso próprio, alvenarias, reações das lajes ou até de outras vigas) e variáveis ainda de acordo com a NBR 6118. Para a vigas bi-apoiadas as reações de apoio podem ser facilmente encontradas a partir das equações de equilíbrio. Em vigas mais complexas (hiperestáticas), será utilizado o software Ftool para tal objetivo. As reações nos apoios podem atuar em vigas (no caso de vigas que se apoiem em outras vigas) ou em pilares. A aba “CARGAS VIGAS E PAREDES” da planilha 3 é responsável por calcular o peso próprio de cada viga, o peso em (kN/m) das paredes nas vigas

e a carga que as lajes levam às vigas. As vigas que não possuem paredes em cima devem ter valor de carga de parede zero e quando uma mesma viga recebe carregamento de mais de uma laje diferente em seções diferentes é interessante deixar o valor de carregamento das lajes em branco a fim de evitar erros.

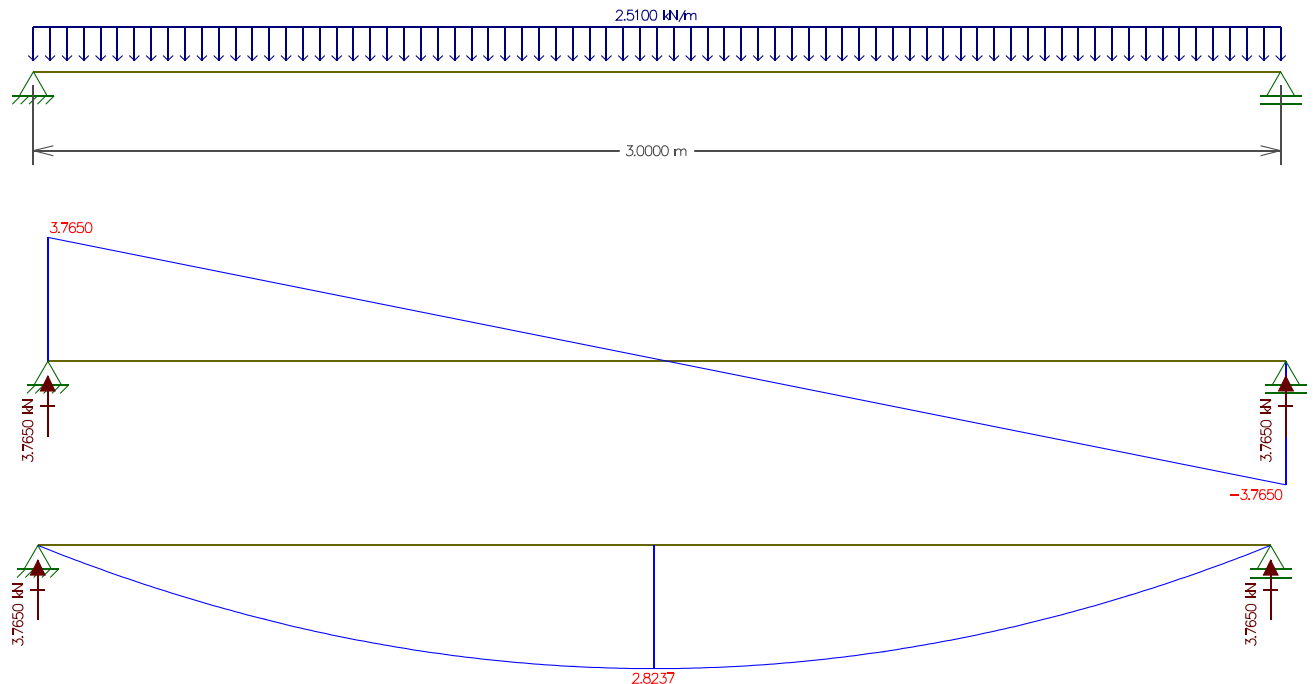
Figura 66: Planilha 3 – Carregamentos finais nas vigas para modelo Ftool

Planilha desenvolvida pela aluna Bianca Maria Pacheco Vieira Elaboração de Projetos de Estruturas de Pequeno porte com auxílio de Planilhas Eletrônicas Orientadora: Prof Magnólia Campêlo Mota				UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ					
Pé-direito= 3,2 m									
Pavimento: 1º									
VIGAS			PAREDES				Lajes		
Viga	b (cm)	h (cm)	Peso Próprio (kN/m)	Espessura Parede (m)	Altura (m)	Peso Específico (kN/m³)	Carga Linear Parede (kN/m)	Carga da Laje kN/m	
V1;V2;V15;V16	12	30	0,9	0,15	2,9	18	7,83		0,00
V3;V4;V13;V14	20	50	2,5	0,15	2,7	18	7,29	5,30	2,60
V5	20	65	3,25	0,15	2,55	18	6,89		2,9
V6;V12 (recebe pilar caixa d'água)	20	65	3,25	0,15	2,55	18	6,89	4,80	7,9

Fonte: Autor (2018).

Após a obtenção dos carregamentos nas vigas, deve-se utilizar o software ftool para calcular os esforços e reações de apoio. A Figura 67 mostra um exemplo de viga modelada no ftool. Com isso, pode-se dar início ao dimensionamento das vigas.

Figura 67: Modelo Ftool das vigas com carregamento obtido na planilha 3



Fonte: Autor (2018).

3.3.2. Dimensionamento das Vigas

Após a extração dos esforços do Ftool, é possível iniciar a utilização da “PLANILHA 4 – DIMENSIONAMENTO VIGAS”.

Figura 68: Planilha 4 – Inserção dos parâmetros de projeto e esforços obtidos no modelo ftool e dimensionamento dos estribos

Dados de Projeto			Dimensionamento de Viga de Concreto Armado - Modelo Estado Limite Último				
fck	30	Mpa	1) Verificando o não esmagamento da biela comprimida				
fsk	500	MPa	$\alpha v2$	0,88	-		
fsk	50	kgf/cm ²	Vrd2	143,58	kN		
Largura bw	12	cm	Verificação Vsd ≤ Vrd2				
Altura h	30	cm	Passa!				
Agressividade (1,2,3,4)	3		2) Determinando o cortante correspondente à taxa mínima de estribo				
ϕ (estribo)	5	mm	Vrdmin	37,30	kN		
Carga q	7,53	kN/m	Vrkmín	26,64	kN		
α (estribo)	1,5708		x do Vrmin	-2,77	m		
Cobrimento Nominal	4,0	cm	3) Encontrando estribos correspondentes à taxa mínima				
Chute p/ centro de massa armadura:	2	cm	Asw (2x)	0,40	cm ²	S calculado	
a	6,5	cm	s	28,77	cm	s (múltiplo de 5)	
d	23,5	cm	Verificação do s máximo			Vd ≤ 0,67*Vrd2	Vd > 0,67*Vrd2
Dados dos Diagramas			s (max)	14,1	cm	cm	S máx (cm)
Vsk (máximo)	5,8	kN	s (max)	30	cm	20	14,1
Vsd (máximo)	8,12	kN	4) Calcular estribos nos trechos maiores que o cortante Vrdmin				
Mk+ (máximo)	0,8	kNm	Vc	24,50	kN	Vrd3 = Vc + Vsw(s)	
Md+ (máximo)	1,12	kNm	Vsw.S	36,78	kN.cm		
Mk- (máximo)	1,5	kNm	Vrd3	8,12			
Md- (máximo)	2,1	kNm	s	-22,45	s (múltiplo de 5)	-20	cm

Fonte: Autor (2018).

Devem-se inserir na planilha os dados de entrada, que estão em amarelo. São eles fck, fyk, base e altura, classe de agressividade, diâmetro desejado para o estribo, carga q distribuída aplicada na viga (no caso que mais de uma carga distribuída, coloca-se a maior), indicação para o centro de massa das armaduras e esforços obtidos no ftool (Vsk, Mk+ e Mk-).

A planilha inicia as verificações da norma NBR 6118 pelo não esmagamento da biela comprimida (item 1), depois determina o valor do cortante Vkrmin para o qual é necessário o estribo mínimo (item 2). Caso em algum ponto da viga haja valor de cortante maior que este, será informado que algumas seções da viga necessitam de espaçamentos menores de estribo (Item 3). Então, o item 4 da planilha calcula os valores de espaçamentos necessários nas regiões que ultrapassam o cortante mínimo.

Figura 69: Planilha 4 – Cálculo da armadura de flexão (parte 1)

5) Cálculo da armadura de flexão para os momentos máximos dos vãos e apoios		
5.1) Resistências Características		
fck=	30 Mpa	Resistência do Concreto
fcd=	21,43 Mpa	Resistência de Cálculo do Concreto
fyk=	500 Mpa	Tensão de Escoamento do Aço
fyd=	434,78 Mpa	Tensão de Escoamento de Cálculo
5.2) Dados Geométricos da Seção		
bf=	0,12 m	Largura da Mesa
bw=	0,12 m	Largura da Alma (bw = bf --> seção retangular)
h=	0,3 m	Altura Total da Seção
hf=	0 m	Espessura da Mesa (seção retangular: hf=0)
a´=	0,05 m	Posição do CG da Armadura Superior (Comprimida)
a=	0,065 m	Posição do CG da Armadura Inferior (Tracionada)
d=	0,235 m	Altura Útil de Flexão
c=	0,185 m	Distância entre CG das Armaduras
5.3) Momento Fletor Limite Do Domínio 3		
x,lim=	0,14758 m	Limite da Profundidade da Linha Neutra - Domínio 3
x*,alma=	0,11806 m	Profundidade da Região Comprimida na Alma
x*,mesa=	0 m	Profundidade da Região Comprimida na Mesa
z,alma=	0,17597 m	
z,mesa=	0,235 m	
M,alma=	45,41 kNxm	Momento de Contribuição da Alma
M,mesa=	0 kNxm	Momento de Contribuição da Mesa
Md,lim=	45,41 kNxm	Momento Limite do Domínio 3 - Armadura Dupla.
Md,mesa=	0 kNxm	Momento Limite de mesa totalmente comprimida.

Fonte: Autor (2018).

Figura 70: Planilha 4 – Cálculo da armadura de flexão (parte 2)

5.4) Cálculo das Armaduras Positivas			
Md=	1,12 kNxm	Momento Fletor de Cálculo	
b=	0,12 m	Mesa Totalmente Comprimida	
M,mesa=	0 kNxm	Contribuição das Abas da Mesa se Md > Md,mesa	
Coeficientes da Equação do 2o Grau			
A=	699,429	B= -410,91	C= 1,1
x=	0,00274 m	Delta 165717,1102	
Kx=	0,01165	Raiz Delta 407,0836649	
z=	0,2339 m	Posição da Linha Neutra	
5.5) Cálculo das Armaduras Negativas			
Md=	2,1 kNxm	Momento Fletor de Cálculo	
Coeficientes da Equação do 2o Grau			
A=	699,429	B= -410,91	C= 2,1
x=	0,00516 m	Delta 162975,3502	
Kx=	0,02194	Raiz Delta 403,7020562	
z=	0,23294 m	Posição da Linha Neutra	

Fonte: Autor (2018).

Figura 71: Planilha 4 – Armaduras finais de flexão e de pele

ARMADURAS			
As1	0,11013	cm ²	Armadura Simples
As2	0	cm ²	Armadura Suplementar - Md > Md,mesa
As3	0	cm ²	Armadura Suplementar - Md > Md,lim
As	0,11013	cm ²	Armadura Inferior Tracionada
As1'	0	cm ²	Armadura Superior Comprimida
As2'	0,20735	cm ²	Armadura Superior Tracionada

6) Verificando o Asmin e o Asmax de flexão			
Asmin (cm2)	Verificação	Asmax (cm2)	Verificação
M+	0,54	Adotar As mín	14,4 ok!
M-	0,54	Adotar As mín	14,4 ok!

AS FINAIS		Bitola Adotada (mm)		N barras
As+	0,54	cm ²	5	2,75
As-	0,54	cm ²	5	2,75

8*) Calculador de armadura de pele		
As (cada face)=	Não precisa	cm ²

Fonte: Autor (2018).

O item 5 inicia o dimensionamento das armaduras longitudinais de combate aos momentos fletores já considerando a contribuição da largura colaborante da laje para combater os esforços de compressão na parte superior da viga. Caso não se deseje calcular com largura colaborante basta considerar $b_f=b_w$ e zerar h_f .

Calculadas as armaduras, ocorre a verificação do “As” mínimo e máximo e da necessidade de existir armadura de pele (caso necessário o valor já é calculado automaticamente). No item 6 as armaduras finais são apresentadas e devem ser inseridos os valores desejados para as bitolas superiores e inferiores para que o número de barras seja calculado.

No item 7, há o cálculo dos comprimentos de ancoragem considerando boa ou má aderência e o tipo de ancoragem (com ou sem gancho). Para isso, basta informar o número da bitola utilizada e o maior cortante na viga.

3.3.3. Dimensionamento dos Pilares

Por fim, as reações que chegam nos pilares são resultado do caminhamento dos carregamentos de acordo com os modelos adotados para os elementos estruturais já citados. A carga pode chegar centrada, e assim causa apenas compressão centrada, ou pode chegar com alguma excentricidade, o que provoca momentos na peça.

Inicialmente, optou-se por considerar as cargas todas centradas. A planilha 3 possui uma aba nomeada “CARGAS PILARES” na qual é possível obter os esforços verticais que atuam em cada pilar.

Figura 72: Planilha 3 – Carregamentos de vigas em pilares ao longo dos pavimentos e soma final

Planilha de Cálculo das Cargas de Pilares											
Pilar	PAV1 (kN)					COBERTA (kN)					Carga Final (kN)
	CARGA 1 (kN)	CARGA 2 (kN)	N PAV1 (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	CARGA 1 (kN)	CARGA 2 (kN)	N COB (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
P1;P2;P3;P4;P52;P53;P56;P57	9,8	44,7	54,5	0	-12,64	9,8	44,7	54,5	0	-12,64	109,00
P5;P8;P6;P7;P54;P55	37,3	12,7	50	7,46	-0,508	37,3	12,7	50	7,46	-0,508	100,00
P51;P58	37,3	12,7	50	-5,595	1,143	37,3	12,7	50	-5,595	1,143	100,00

Fonte: Autor (2018).

Os dados de entrada desta planilha são: a nomenclatura do pilar e as cargas e momentos provenientes das vigas de cada pavimento (obtidos pelo ftool como mostrado no dimensionamento das vigas). Caso o modelo seja considerado de carga centrada, ainda é necessário verificar a estabilidade global devido ao vento, pois se a estrutura for considerada de nós móveis os efeitos do vento devem ser considerados.

Para a análise global, deve ser utilizada a “PLANILHA 6 -ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL”.

Figura 73: Planilha 6 – Dados de entrada para análise de estabilidade global

1) Cargas Verticais						
Fck =	30 Mpa			TOTAL: 22.742,76 kN		
Pé-direito	3,20 m					
Qtd de Pavtos	1,00 não conta com coberta					
Altura total:	6,40 m					
Pilar	A (m)	B (m)	Altura (m)	Desconto Vigas (m ³)	Carga (kN) - Peso Próprio Pilar	Carga (kN) - Planta de carga
P1	0,60	0,20	6,40	-	19,20	109,00
P2	0,60	0,20	6,40	-	19,20	109,00
P3	0,60	0,20	6,40	-	19,20	109,00
P4	0,60	0,20	6,40	-	19,20	109,00
P5	0,20	0,60	6,40	-	19,20	100,00
P6	0,20	0,60	6,40	-	19,20	100,00
P7	0,20	0,60	6,40	-	19,20	100,00
P8	0,20	0,60	6,40	-	19,20	100,00

Fonte: Autor (2018).

A planilha analisa a estabilidade nas duas direções com base no parâmetro alfa, e inicia com o cálculo de toda a carga vertical que atua na estrutura. Deve se inserir como dados de entrada o fck, o valor do pé direito, a quantidade de pavimentos sem considerar a coberta, as dimensões dos pilares e suas alturas totais e os valores de carga que atuam no pilar (que podem ser obtidos na aba “CARGA PILARES” da planilha 3). É interessante lembrar que como no cálculo dos esforços nas vigas já foram considerados seus pesos próprios, é preciso abater esses valores do peso próprio dos pilares. Por isso, a coluna desconto vigas, exige o valor em m³ de concreto que já foi considerado. A planilha, então, soma os valores de peso próprio dos pilares com as cargas provenientes das vigas para obter o valor total de carregamentos que atuará no modelo do pilar padrão.

Figura 74: Planilha 6 – Inseção das deformações do Ftool e cálculo do parâmetro α

2) Parâmetro Alfa		Análise Ftool		
Nk =	22.742,76 kN	Portico	δ	Eics
Ecs =	26.838,41 Mpa	1	0,001588	5502602,9
alfa(i) =	0,8750	2	0,001588	5502602,9
Qtd de Pórticos	5,00 direção x	3	0,000865	10101888
Ecslc	5.879.382 KNm ²	4	0,001357	6439302,4
		5	0,004722	1850515,3
		EQUIVA		5879382,3
				kNm²
			alfa =	0,18
			Alfa limite=	0,40
			n=	2,00
			Estrutura de Nós Fixos	

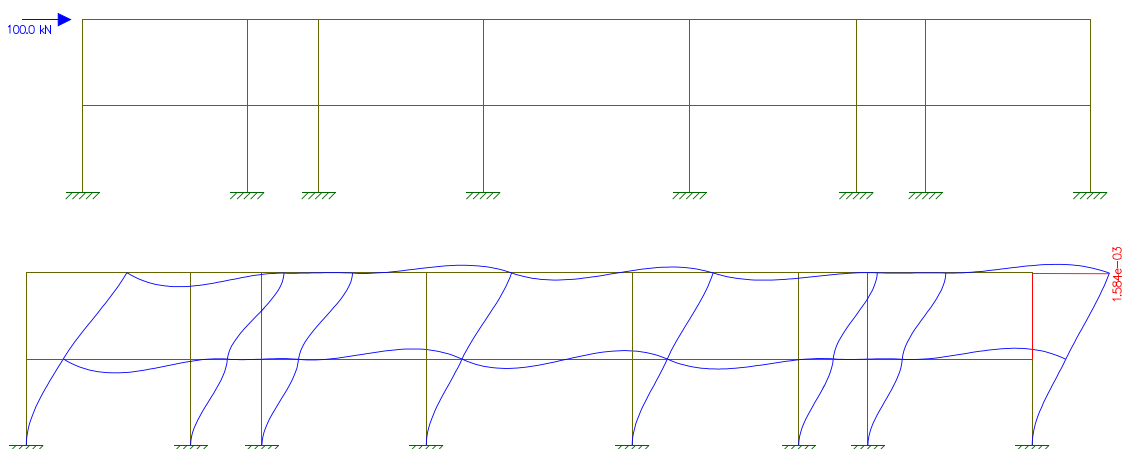
Fonte: Autor (2018).

Em cada direção analisada, deve-se informar a quantidade de pórticos que auxiliam no contraventamento da estrutura e os deslocamentos sofridos por esses pórticos a partir da aplicação de uma força de 100 kN no topo da edificação, como mostra a Figura 75. É importante inserir os dados corretos de dimensões e módulos de elasticidade dos elementos no ftool para o correto cálculo da rigidez (Figura 76).

Após inserir os deslocamentos de todos os pórticos, pode-se calcular a rigidez equivalente média e encontrar o valor de alfa. Ao comparar com os valores limites de norma, é informado se a estrutura pode ou não dispensar os efeitos globais de segunda ordem.

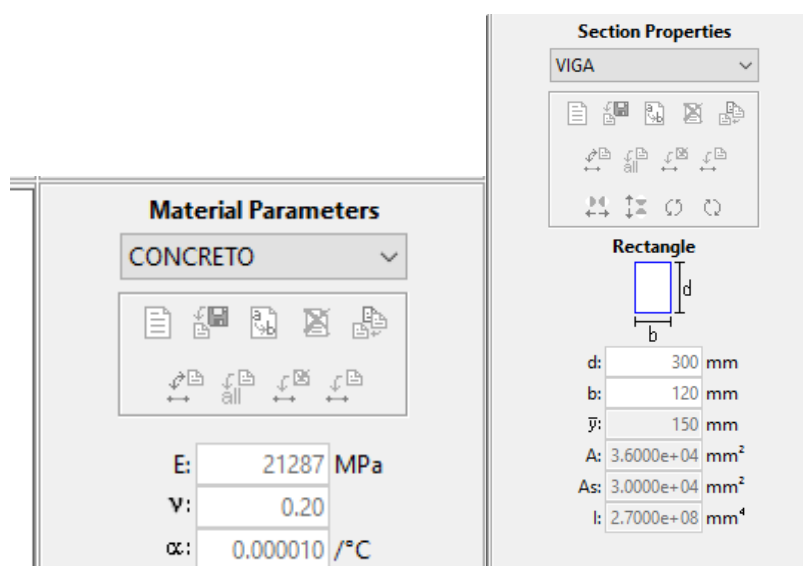
Caso os efeitos globais de segunda ordem não necessitem ser considerados, pode-se partir para o dimensionamento do pilar na planilha 5 apenas com os esforços encontrados na planilha 3.

Figura 75: Modelo do pórtico de contraventamento no ftool para extração dos deslocamentos



Fonte: Autor (2018).

Figura 76: Parâmetros do material e dimensões a serem definidos no modelo do ftool



Fonte: Autor (2018).

Figura 77: Planilha 5 – Inserção dos dados de entrada e análise da esbeltez do pilar

Dados Gerais - PILAR CENTRAL					
Fck	30	Mpa			
Aço CA-	50		v (normal reduzida)	0,16	
Cobrimento	4	cm	pé direito	3,2	m
Le	2,1	m	Nk final	768,2	kN
Nk (com peso proprio)	768,2	kN			
Hx	120	cm			
Hy	40	cm			
Nk (da planta de carga)	726,8	kN			
Análise em	x		Análise em	y	
	Hx	1,2 m		Hy	0,4 m
	v	0,105		v	0,105
	1/r	0,0069		1/r	0,0207
Cálculo do índice de esbeltez do pilar			Cálculo do índice de esbeltez do pilar		
	λ_x	6,055		λ_y	18,1650
	λ_{1x}	35		λ_{1y}	35
Despreza-se efeitos locais de segunda ordem Pilar Curto			Despreza-se efeitos locais de segunda ordem Pilar Curto		

Fonte: Autor (2018).

Os primeiros dados de entrada da planilha de dimensionamento dos pilares devem ser as dimensões obtidas pelo pré-dimensionamento, a resistência considerada do concreto e do aço, o cobrimento a ser adotado, o comprimento de flambagem, a força que vem da planta de carga e o pé direito. Depois a sequência de cálculo é dividida entre análises em x e em y para descobrir em qual das direções a solicitação é pior.

A análise das direções calcula a esbeltez do pilar (λ_x ou λ_y) e compara com a esbeltez limite (λ_1) que deve ser informada manualmente, pois cabe ao projetista escolher o caso em que o pilar se enquadra de acordo com a NBR 6118. Se o pilar for mais esbelto do que o limite da norma, é informada a necessidade de considerar os efeitos locais de segunda ordem (Figura 77).

Figura 78: Planilha 5 – Análise das excentricidades e cálculo das hipóteses em x e y

Cálculo das excentricidades				Cálculo das excentricidades			
	$\theta_1 = 1/$	178,89		$\theta_1 = 1/$	178,89		
	θ_1 usado = 1/	200		$\theta_1 = 1/$	200		
mínimo	e1 min	0,0510	m	mínimo	e1 min	0,027	m
desaprumo	ea	0,0160	m	desaprumo	ea	0,0160	m
Falta de retinealidade	ea	0,00800	m	Falta de reti	ea	0,00800	m
	e2x	0,0000	m		e2y	0,0000	m
	e1 adot	0,0510	m		e1 adot	0,027	m
Hipótese em x				Hipótese em y			
1,4Nk=	Nd	1075,48	kN	1,4Nk=	Nd	1075,48	kN
	Mdy	0,00	kNm	Nd*e1=	Mdy	29,04	kNm
Nd*e1=	Mdx	54,85	kNm		Mdx	0	kNm
	v	0,10			v	0,10	
	μ_y	0,000			μ_y	0,007	
	μ_x	0,004			μ_x	0,000	
	w	0,1	Ábaco		w	0,1	Ábaco

Fonte: Autor (2018).

Seguindo a sequência dos cálculos, são descobertas as excentricidades mínimas, as por erros construtivos (falta de retinealidade e desaprumo) e as de segunda ordem (devido alta esbeltez). Depois, os esforços são majorados e as hipóteses de cálculo em x e em y são montadas, sendo necessário apenas consultar o ábaco escolhido para encontrar a taxa de armadura mais alta dentre as duas hipóteses (Figura 78).

Após a inserção do parâmetro w, o As adotado é informado, já comparado com os valores mínimos e máximos da norma. Posteriormente (Figura 79), deve-se informar o número de barras e a bitola adotada para que sejam calculados os espaçamentos mínimos e máximo entre as barras na seção transversal. É importante lembrar que é ideal que haja o mesmo número de barras em cada face dos pilares quadrados e, por isso, é interessante adotar números pares e múltiplos de 4.

A Planilha 5 finaliza os cálculos encontrando o diâmetro de estribo a ser utilizado, o espaçamento entre eles e a tamanho do traspasse entre os pilares (Figura 80).

Figura 79: Planilha 5 – Cálculo da armadura principal e definição dos espaçamentos

Armadura	
w	0,1
As necessário	24,49 cm ²
pela carga As _{min}	3,71 cm ²
pela geometria As _{min}	19,20 cm ²
As _{max}	192,00 cm ²
As adot	24,49 cm ²
Escolha das barras Deve ser adotado no mínimo 4 barras, mínimo de 10mm para pilares retangulares	
N Barras	Diametro
32	φ10mm
20	φ12,5mm
13	φ16mm
8	φ20mm
5	φ25mm
4	φ32mm
Espaçamento entre barras / Escolha algo que esteja nos intervalos acima	
bitola adotada	10 mm
N de barras adotadas	4
s _{min1}	2,00 cm =20mm
s _{min2}	1,00 cm =φ
s max 1	40,00 cm =400mm
s max 2	80,00 cm =2*menor direção

Fonte: Autor (2018).

Figura 80: Planilha 5 – Cálculo dos estribos e seus espaçamentos e traspasse das barras longitudinais.

Estribos	
mínimo	5 mm =maior que 5mm e φL/4
escolha a barra	6,3 mm
Espaçamento entre estribos	
s1	20,00 cm =200 mm
s2	40,00 cm =menor dimensão do pilar
s3	12,00 cm =12φL
smax	71,44 cm =90000*(φt ² /φL)/f _{yk}
s adot	12,00 cm *obs: máximo de 40 cm
Traspasse	
f _i	10 mm
n1	2,25 =parâmetro da norma
n2	1,00 =parâmetro da norma
n3	1,00 =parâmetro da norma
f _{ct}	1,448 MPa =0,15*f _c ^(2/3)
f _{bd}	3,259 MPa =n1*n2*n3*f _{ct}
l _b	33,36 cm =comprimento de traspasse
l _b final	25,00 cm
L _{final}	345,00 cm

Fonte: Autor (2018).

3.3.4. Dimensionamento das Lajes

A planilha 7 dimensiona as lajes com base nos esforços encontrados na planilha 3. Na aba “ANÁLISE PADRÃO – LAJE BIDIM.”, devem-se inserir as dimensões da laje, a espessura dimensionada e os valores de dimensionamento encontrados pelo método de Czerny.

Figura 81: Planilha 7 – Dimensões e carregamentos da laje

LAJE 1 E L7	
CARACTERÍSTICAS DA LAJE	
lx	2,27
ly	5,6
ly/lx	2,47 ok
h=	0,08 m
DA PLANILHA "PLANTA DE CARGA"	
ÍNDICES CALCULADOS kN/m	
Mxd	3,18 kNm/m
Xxd	5,65 kNm/m
Myd	1,06 kNm/m
Xyd	0,00 kNm/m

Fonte: Autor (2018).

Na aba detalhamento positivo, há o cálculo das armaduras para as direções X e Y. Deve-se entrar com os dados de classe de agressividade, fck e fyk em kPa. Com isso a armadura necessária é calculada pela resistência dos materiais (considerando uma viga de base 100cm e altura igual a espessura da laje) e comparada com os valores máximos e mínimos e o As adotado é informado.

Figura 82: Planilha 7 – Cálculo armadura positiva na direção x

MOMENTO POSITIVO - LAJES		CÁLCULO As		CÁLCULO BITOLA E ESPAÇAMENTO							
X		As mín	0,804 cm ² /m	φ	D (cm)	Peso (kgf/m)	Área (cm ²)	N barras	% a mais	s (cm)	Peso (kgf/m)
CÁLCULO KMD		As máx	64 cm ² /m	5	0,5	0,160	0,200	10	1,03	10	1,600
Md	3,18 kNm/m	x	0,005792	6,3	0,63	0,248	0,312	7	1,13	12,5	1,736
bw	1 m	kx	0,144795	8	0,8	0,393	0,500	4	1,03	0	0,000
h	0,08 m	z=	0,037683	10	1	0,624	0,800	3	1,24	0	0,000
Agress	3	As	1,94 cm ² /m	12,5	1,25	0,988	1,250	0	0,00	0	0,000
d	0,04 m	rô mín=	1,2 cm ² /m	16	1,6	1,570	2,000	0	0,00	0	0,000
fck	30000 kPa	Asmín=	0,804 cm ² /m	20	2	2,480	3,150	0	0,00	0	0,000
fcd	21.428,57 kPa	As final	1,94 cm ² /m	25	2,5	3,930	5,000	0	0,00	0	0,000
fsy	50000 kPa			Smáx		16 cm					
fsyd	434.782,61 kPa			Máxima bitola		10 mm					
A	5828,571										
B	-582,857										
C	3,180										
delta	265576,43										
raiz delta	515,34										

Fonte: Autor (2018).

Posteriormente deve-se informar a bitola que se deseja usar, sendo recomendado a escolha da menor bitola que proporcione um espaçamento adequado para concretagem e vibração. Para o cálculo do espaçamento, deve-se informar o número de barras que cabem em um metro de laje e o espaçamento pode ser encontrado com a seguinte formulação:

$$S = \frac{100}{nbarras\ por\ metro} \quad (76)$$

O valor encontrado deve ser comparado com o espaçamento máximo e o menor dos dois deve ser escolhido. Para encontrar o número total de barras basta dividir o comprimento no qual estarão distribuídas pelo espaçamento adotado. O mesmo passo a passo deve ser executado para direção Y.

Figura 83: Planilha 7 – Detalhamento positivo na direção x

CÁLCULO DETALHAMENTO						
NÚMERO DE BARRAS						
		N1.	N barras	ϕ	c	comp.
Lx	2,27 m		57	5	10	2,39
Ly	5,6 m					
			Cobrimento Viga		0,04 m	
s	10,00 cm					
ϕ	5 mm		Largura Viga		0,2 m	
n barras/m	10					
nbarras total	57					

Fonte: Autor (2018).

Explorando a planilha, tem-se ainda as abas de detalhamento negativo que são separadas entre si de acordo com as direções (Detalhamento negativo em X e em Y). Caso a laje possua mais de um detalhamento negativo em alguma dessas direções ou nas duas, basta duplicar essas abas.

O detalhamento negativo inicia inserindo-se os dados de entrada do momento negativo da laje vizinha para que a planilha possa escolher o maior dos dois valores entre a média dos momentos ou 0,8 do maior deles. O final é calculado com os mesmos princípios da aba de detalhamento positivo.

Figura 84: Planilha 7 – Cálculo armadura negativa direção x

MOMENTO NEGATIVO - LAJES			
X			
CÁLCULO MOMENTO			
Xx 1	5,65	kNm/m	
X 2	0,00	kNm/m	
0,8 Xx	4,52	kNm/m	CÁLCULO As
MÉDIA	2,82	kNm/m	CÁLCULO BITOLA E ESPAÇAMENTO
X	4,52	kNm/m	As mín 1,2 cm ² /m
bw	1	m	As máx 64 cm ² /m
h	0,08	m	KZ 0,8387
Agress	3		As 2,75 cm ² /m
d	0,045	m	
fck	30000	kPa	x 0,00737
fcd	21428,57143	kPa	kx 0,163777
fsy	500000	kPa	z= 0,042052
fsyd	434782,6087	kPa	
KMD	0,104		As 2,47 cm ² /m
A	5828,571		rô mín= 1,2 cm ² /m
B	-655,714		Asmín= 0,804 cm ² /m
C	4,516		
delta	324673,87		As final 2,47 cm ² /m
raiz delta	569,80		

ϕ	D (cm)	Peso (kgf/m)	Área (cm ²)	N barras	% a	s (cm)	Peso (kgf/m)
5	0,5	0,160	0,196	15	1,07	0	0,000
6,3	0,63	0,248	0,315	9	1,03	10	2,232
8	0,8	0,393	0,500	6	1,09	15	2,358
10	1	0,624	0,800	4	1,16	0	0,000
12,5	1,25	0,988	1,250	0	0,00	0	0,000
16	1,6	1,570	2,000	0	0,00	0	0,000
20	2	2,480	3,150	0	0,00	0	0,000
25	2,5	3,930	5,000	0	0,00	0	0,000

Smáx=	16 cm
Máxima bitola	10 mm

Fonte: Autor (2018).

Para o detalhamento, devem-se informar as dimensões da laje vizinha, o comprimento de contato entre elas, a bitola adotada e número de barras por metro. O detalhamento final é informado assim como já explicado anteriormente.

Figura 85: Planilha 7 – Detalhamento negativo direção x

CÁLCULO DETALHAMENTO					
NÚMERO DE BARRAS					
Lx 1	2,27	m	N barras	ϕ	comp.
Ly 1	5,60	m	N2. 57,00	6,3	10 3,11
Lx 2	6,21	m			
Ly 2	6,60	m			
menor L 1	2,27	m			
menor L 2	6,21	m			
1/2 comp	1,55	m			
CONTATO LAJES	5,60	m			
s	11,11	cm			
ϕ	6,3	mm			
Nbarras/metro	9				
Nbarras total	57,00				

Fonte: Autor (2018).

3.3.5. Dimensionamento das Fundações

O dimensionamento das fundações inicia-se com a investigação da tensão admissível do subsolo. A partir do ensaio SPT, deve-se colocar os resultados do N de SPT de cada amostra e depois calcular a média do número de golpes até a altura correspondente a 2 vezes o menor lado das sapatas, como mostra a Figura 86. Esse valor de Bs deve ser estimado inicialmente para encontrar a tensão admissível do solo na região abrangida pelo bulbo de tensões da sapata de acordo como método do SPT médio.

Figura 86: Planilha 8 – Investigação da Tensão admissível do solo a partir do método do SPT médio

TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO - MÉTODO DO SPT MÉDIO		
AMOSTRA	N GOLPES	
1	9	
2	11	
3	15	
4	15	
5	31	
6	30	
7	27	
8	0	
9	0	
10	0	
11	0	
12	0	
13	0	
14	0	
15	0	
16	0	
17	0	
18	0	
19	-	
Média Golpes	19,71	
SPT médio	394,29	Kpa

Fonte: Autor (2018).

Descoberta a tensão admissível do solo, deve-se identificar as cargas que chegam em cada uma das sapatas. Na planilha 3, aba cargas fundações, pode-se encontrar os valores de cargas e momentos que chegam em cada sapata, como mostra a Figura 87.

Figura 87: Planilha 3 – Cargas finais que chegam nas fundações

CARGAS NAS FUNDAÇÕES						
Pilar	Lado A (m)	Lado B (m)	Altura total (m)	Carga Final (kN)	Mx (kN/m)	My(kN/m)
P1;P2;P3;P4;P52;P53;P56;P57	0,2	0,2	6	115,00	0	-12,64
P5;P8;P6;P7;P54;P55	0,2	0,2	6	106,00	7,46	-0,508
P51;P58	0,2	0,2	6	106,00	-5,595	1,143
P10;P11;P14;P15;P44;P45;P48;P	0,2	0,2	6	539,20	0	16,14
46;P47;P9;P16;P43;P50;P23;P3	0,2	0,2	6	654,60	-22,52	-62,02
24;P25;P32;P33;P28;P29;P37;P	0,2	0,2	6	435,60	10,2	0
P40;P41;P42;P34;P35;P36	0,2	0,2	6	251,20	2,16	0
P18;P19;P21;P22 (elevador)	0,2	0,2	6	203,10	-13,18	0
P17;P20	0,2	0,2	6	267,00	2	0
P26;P27	0,2	0,2	6	474,60	106,1	4,14

Fonte: Autor (2018).

Com isso, pode-se partir para a aba de dimensionamento da planilha 8. A Figura 88 mostra o início da planilha, no qual devem ser inseridos os parâmetros de cálculo tais como geometria da sapata (lados e espessura colarinho), dimensões do pilar e espessuras dos colarinhos.

Figura 88: Planilha 8 – Inseção dos parâmetros de cálculo

Planilha: SAPATA RÍGIDA ISOLADA	
a) Geometria da Sapata / Modelo de Cálculo	
ac(m)=	0,05
bc(m)=	0,05
fck(MPa)=	30
As (m)=	1,400
Bs (m)=	1,400
Ac(m)=	0,70
Bc(m)=	0,30
Ap(m)=	0,60
Bp(m)=	0,20
h1(m)=	0,25
h2(m)=	0,15
h(m)=	0,40
Vol(m3)=	0,631
Peso(kN)=	15,764
A(m2)=	1,960
Wx(m3)=	0,457
Wy(m3)=	0,457

Fonte: Autor (2018).

Posteriormente, pode-se observar a verificação da condição de sapata rígida e do tamanho do ângulo β (Figura 89) que determina a sapata pode ser concretada sem o uso de formas ($\beta < 25^\circ$). A condição de sapata rígida é fundamental para a continuação do uso da planilha e depende da altura e dos lados da sapata e do pilar. Além disso, deve ser verificada para as duas direções já que nem sempre os lados da sapata e do pilar são iguais.

Figura 89: Planilha 8 – Verificação das condições de sapata rígida nas direções x e y

Condição de Sapata Rígida		β
Direção X	OK!	23,21
Direção Y	OK!	15,26

Fonte: Autor (2018).

A inserção dos carregamentos e momentos extraídos na planilha conforme Figura 87, deve ser feita conforme Figura 90.

Figura 90: Planilha 8 – Inserção dos carregamentos e momentos encontrados na planilha 3

b) Solicitações			
Mx	Momento na Direção X		
My	Momento na Direção Y		
Serviço		Cálculo	
Nk(kN)=	109,00	Nd (kN)=	152,60
Mxk(kNxm)=	25,28 ML	Mxd(kNxm)=	35,39
Myk(kNxm)=	0,00 MT	Myd(kNxm)=	0,00
ex/As=	0,14	ex/As=	0,14
ey/Bs=	0,00	ey/Bs=	0,00

Fonte: Autor (2018).

A planilha 8 também calcula a altura de acordo com a Figura 91. Um valor maior ou igual ao maior dos valores entre “h (bs)” ou “h (as)” deve ser inserido no “h adot”. O menor valor de h2 máx entre “h2máxa” e “h2máxb” deve ser inserido em “h2adot”.

Figura 91: Planilha 8 – Cálculo da altura da sapata para atender as condições de sapata rígida e concretagem sem formas

h (bs)=	0,40	h adot=	0,4	m	h2máx a (m)=	0,16
h (as)=	0,27				h2máx b (m)=	0,26
h2 adot=	0,15	m	OK			
h1=	0,25	m	OK			

Fonte: Autor (2018).

As tensões na base da sapata devem ser analisadas. Caso se deseje calcular a sapata com seção totalmente comprimida, a tensão S1 deve ser menor do que a tensão admissível do solo e a tensão S4 deve ser maior que zero. Para que esses valores sejam atingidos, deve-se ajustar os valores de As e Bs conforme Figura 88.

Se os valores para seção totalmente comprimida estiverem muito altos, pode-se optar por um dimensionamento com seção parcialmente comprimida a partir da inserção dos dados encontrados no ábaco de Montoya. Para esta situação a única exigência é que a tensão “S1” seja menor que a tensão admissível.

Figura 92: Planilha 8 – Verificação das Tensões na base da sapata.

c) Verificação das Tensões no Solo - Solicitação em Serviço					
Seção Totalmente Comprimida					
$S_{1(kPa)}=$	118,93	$S_{2(kPa)}=$	118,93		
$S_{3(kPa)}=$	8,38	$S_{4(kPa)}=$	8,38		
Seção Parcialmente Comprimida - Ábaco de Montoya					
$S_{1(kPa)}=$	111,22	$S_{2(kPa)}=$	111,22		
$S_{3(kPa)}=$	0,00	$S_{4(kPa)}=$	0,00		
Parâmetros do Ábaco de Montoya					
$l_1=$	0,50	$l_4=$	0	a=	0

Fonte: Autor (2018).

Definidas as tensões e dimensões finais, podem-se calcular as armaduras longitudinais e transversais conforme a Figura 93. Deve-se escolher uma bitola e o menor espaçamento entre “smáx” e “s calculado”. O número final de barras e a bitola escolhida correspondem a armadura necessária para a direção desejada.

Figura 93: Dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais.

e) Dimensionamento da Sapata à Flexão									
Armadura na Direção Longitudinal									
$S_{A(kPa)}=$	118,93			MLk(kNm)	17,82	Mld=	24,949668	kNm	
$S_{B(kPa)}=$	8,38	x1(m)=	0,490	As (cm ²)	1,69	Asmín	1,2	cm ²	As Calculado Adotado
$S_{C(kPa)}=$	80,24	x2(m)=	0,910	Bitola(mm)	8	Bitola máx	50	mm	OK
M1=	13,49	M2=	4,34	Barras=	4	n barras final	8		
				s(cm)=	44,0	Smáx	20	cm	Adotar S máx
				Sadot	20		cm		
Armadura na Direção Transversal									
$S_{A(kPa)}=$	63,66			MTk(kNm)	17,69	MTd	24,759505	kNm	
$S_{B(kPa)}=$	63,66	x1(m)=	0,63	As (cm ²)	1,64	Asmín	3,6	cm ²	As mín adotado
$S_{C(kPa)}=$	63,66	x2(m)=	0,77	Bitola(mm)	8	Bitola máx	50	mm	OK
				Barras=	8	n barras final	9		
M1=	17,69	M2=	0,00						
				s(cm)=	18,9	Smáx	20	cm	Adotar S Calculado
				Sadot	17,5		cm		

Fonte: Autor (2018).

3.4 Elaboração dos Desenhos estruturais

Com as seções finais e áreas de aço definidas, deve-se elaborar os desenhos estruturais fundamentais requeridos para execução do projeto. São eles plantas de carga e locação dos pilares, desenhos das formas estruturais e desenho das armações.

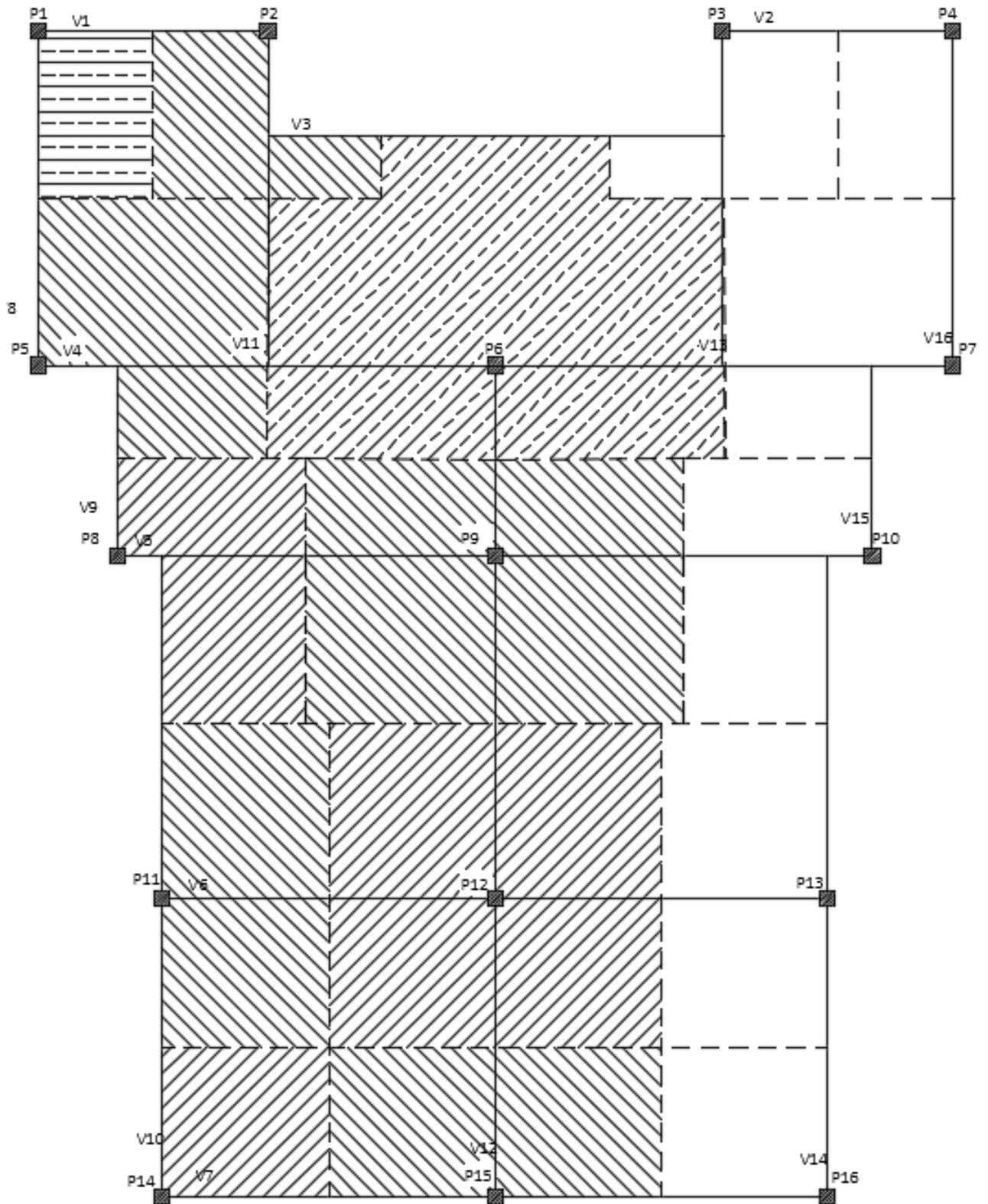
4.1.1. Pré Dimensionamento

4.1.1.1 Pilares

O processo de dimensionamento iniciou-se com a escolha da localização dos pilares. Por se tratar de um projeto bastante simétrico e com cargas muito baixas, pilares de seção 20x20 cm foram posicionados em locais que não afetassem a arquitetura de modo negativo. Logo após a finalização do arranjo dos pilares, foram definidas as áreas de influência e calculadas as dimensões necessárias para os lados dos pilares. Como já dito, os baixos valores de carga do projeto já insinuam a utilização de lados mínimos dos pilares. A área mínima é de 360 cm² com lado prioritariamente de 19 cm como já visto na revisão. Optou-se então por comodidade assumir, nesta etapa de pré-dimensionamento, as dimensões pré estabelecidas de 20 x 20. A Figura 95 abaixo mostra as áreas de cada pilar. Devido a simetria alguns pilares tem área de influência idêntica e não foram calculados duas vezes. Na Figura 95 os pilares P1 e P6 foram hachurados de forma distinta, pois foram, respectivamente, a menor e a maior área de influência encontrada.

Foi considerado f_{ck} de 20 Mpa, pois normalmente em construções pequenas como esta o concreto é misturado no próprio local da obra com betoneiras, o que dificulta atingir resistências maiores do concreto. O aço considerado foi o CA50 e a carga considerada foi de um pavimento de cobertura e um pavimento tipo, este último foi acrescentado pensando-se na possibilidade futura de ampliação da casa verticalmente. Vale comentar que a laje de piso do térreo não entra como elemento estrutural e não representa esforço para os pilares.

Figura 95: Áreas de Influência dos pilares das casas



Fonte: O Autor (2018).

Após o uso da planilha 1 de Pré-dimensionamento de pilares, foi obtida a seguinte Tabela 11.

Tabela 11: Valores de pré-dimensionamento dos Pilares

PRÉ DIMENSINAMENTO DE PILARES PELO MÉTODO DAS ÁREAS DE INFLUÊNCIA					
PILAR	ÁREA INFLUÊNCIA (m ²)	CARGA-NT (N)	AREA CONCRETO (m ²)	DIMENSÃO LADO (m)	DIMENSÃO FINAL DO LADO (m)
P1	3,27	71940	0,0057	0,08	0,2
P2	4,47	98340	0,0078	0,09	0,2
P3	4,47	98340	0,0078	0,09	0,2
P4	3,27	71940	0,0057	0,08	0,2
P5	8,92	196240	0,0156	0,12	0,2
P6	22,7	499400	0,0397	0,20	0,2
P7	8,92	196240	0,0156	0,12	0,2
P8	7,24	159280	0,0127	0,11	0,2
P9	16,92	372240	0,0296	0,17	0,2
P10	7,24	159280	0,0127	0,11	0,2
P11	9,18	201960	0,0161	0,13	0,2
P12	18,36	403920	0,0321	0,18	0,2
P13	9,18	201960	0,0161	0,13	0,2
P14	4,23	93060	0,0074	0,09	0,2
P15	8,46	186120	0,0148	0,12	0,2
P16	4,23	93060	0,0074	0,09	0,2

Fonte: O Autor (2018).

4.1.1.2 Vigas

As vigas foram alocadas de acordo com a ligação dos pilares e a necessidade de fechamento das lajes. Preenchendo a PLANILHA 2 de pré-dimensionamento de vigas e lajes, encontra-se os seguintes valores de seções na Tabela 12 .

Tabela 12: Seções pré-dimensionadas de vigas

PRÉ DIMENSIONAMENTO DE VIGAS					
VIGA	Nº APOIOS	VÃO MÁXIMO (M)	ALTURA (CM)	ALTURA EFETIVA	SEÇÃO
V1	2	3	30	30	12 x 30
V2	2	3	25	25	12 x 25
V3	2	5,92	49,33	50	20 x 50
V4	3	5,96	59,6	60	20 x 60
V5	3	4,92	49,2	50	20 x 50
V6	3	4,34	43,4	45	20 x 45
V7	3	4,34	43,4	45	20 x 45
V8	2	4,38	43,8	45	20 x 45
V9	2	2,5	25	25	12 x 25
V10	3	4,47	44,7	45	20 x 45
V11	2	4,38	43,8	45	20 x 45
V12	4	4,47	44,7	45	20 x 45
V13	2	4,38	43,8	45	20 x 45
V14	3	4,47	44,7	45	20 x 45
V15	2	2,5	25	25	12 x 25
V16	2	4,38	43,8	45	20 x 45

Fonte: O Autor (2018).

Por comodidade e praticidade na execução, é recomendado utilizar um padrão de seção que sirva para a maioria das vigas, assim é possível a reutilização de formas. Para as vigas cuja altura e largura são muito maiores do que as outras é preferível deixar a seção dela diferente para que não se replique seções superdimensionadas, o que resultaria no aumento do custo. Sendo assim, as seções escolhidas para verificação na etapa de dimensionamento, foram as mostradas na Tabela 13 de modo que existem apenas 4 seções diferentes, sendo elas 12x30, 20x60 e 20x50.

Tabela 13: Seções de vigas padronizadas após pré-dimensionamento

SEÇÃO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO ESCOLHIDAS PARA ETAPA DE DIMENSIONAMENTO			
VIGA	SEÇÃO		
V1	12	x	30
V2	12	x	30
V3	20	x	50
V4	20	x	60
V5	20	x	50
V6	20	x	50
V7	20	x	50
V8	20	x	50
V9	12	x	30
V10	20	x	50
V11	20	x	50
V12	20	x	50
V13	20	x	50
V14	20	x	50
V15	12	x	30
V16	20	x	50

Fonte: O Autor (2018).

4.1.1.3 Lajes

Para o projeto de uma casa simples e simétrica, é ideal utilizar sistemas simples que facilitem a execução. Deste modo, consideraram-se todas as lajes maciças para realização do pré-dimensionamento de suas espessuras. Após a inserção dos dados de projeto na planilha, obtiveram-se os dados da Tabela 14.

Tabela 14: Espessuras das Lajes pré-dimensionadas

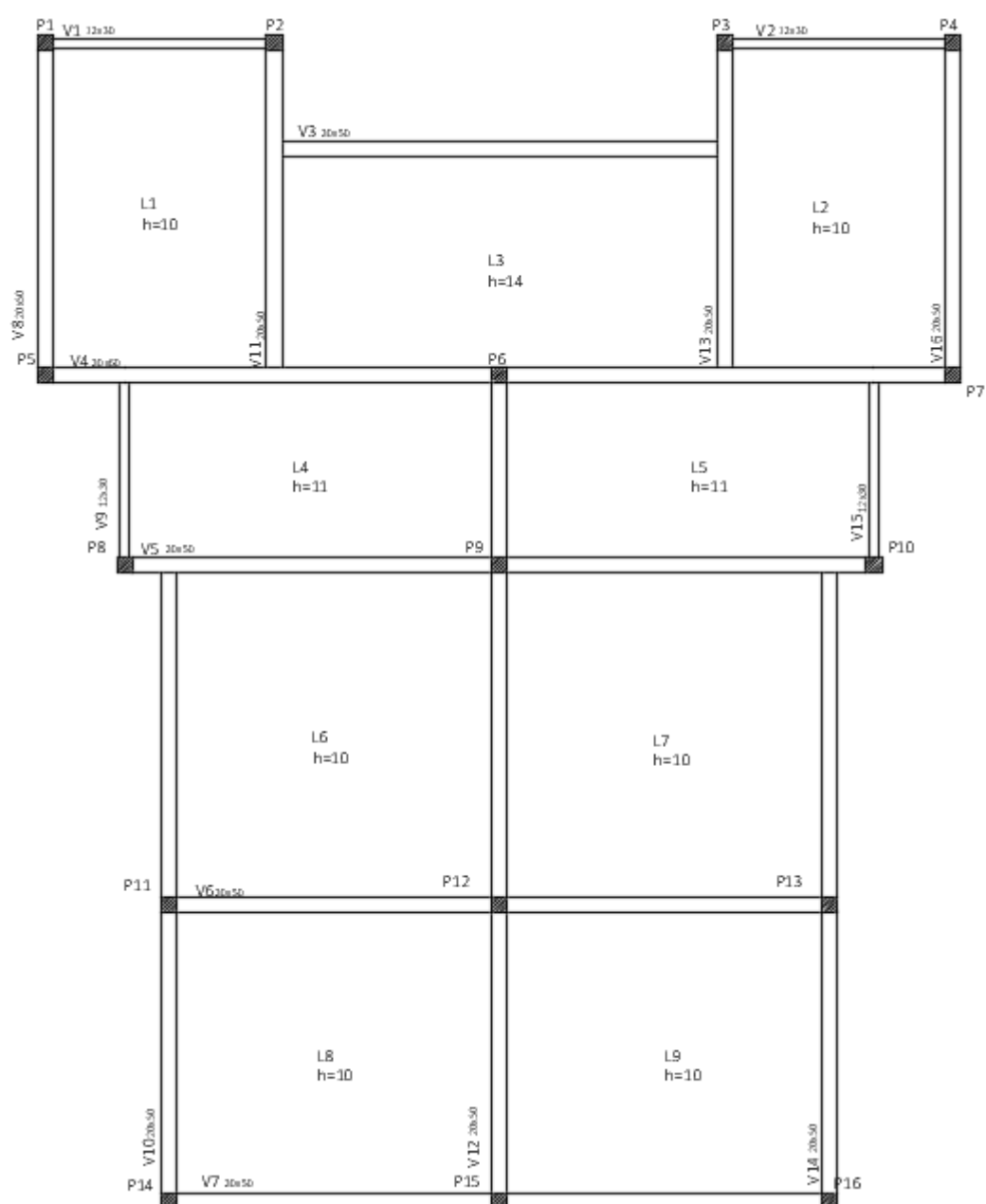
PRÉ DIMENSIONAMENTO DE LAJES			
LAJE	VÃO MÁXIMO (M)	ESPESSURA (CM)	ALTURA EFETIVA (CM)
L1	4,38	9,73	10
L2	4,38	9,73	10
L3	5,92	13,16	14
L4	4,92	10,93	11
L5	4,92	10,93	11

L6	4,47	9,93	10
L7	4,47	9,93	10
L8	4,34	9,64	10
L9	4,34	9,64	10

Fonte: O Autor (2018).

A forma final pré-dimensionada pode ser visualizada a seguir, na Figura 96.

Figura 96: Forma pré-dimensionada dos elementos estruturais das casas Geminadas



Fonte: O Autor (2018).

4.1.2. Dimensionamento

A primeira parte do dimensionamento se refere à planta de carga. É preciso definir a combinação de cargas que ocorrerá nas lajes, distribuí-las para as vigas e destas para os pilares até que cheguem, finalmente, à fundação.

4.1.2.1 Lajes

Para o processo de dimensionamento das lajes, o carregamento foi inicialmente distribuído através da combinação de cargas do estado limite último e de serviço na planilha 3 de planta de carga. Após realizar a combinação de serviço foi possível calcular o coeficiente de fluência para descobrir o valor de espessura realmente necessário para que cada laje atenda as condições de deformação impostas.

Considerando as cargas de peso próprio, alvenaria, piso e sobrecarga atuando a 1, 1,5, 2 e 6 meses após a concretagem da laje, obteve-se um coeficiente de fluência de 1,12. Com isso, as flechas diferidas foram calculadas e as espessuras de cada laje escolhidas como mostra a Tabela 15 abaixo.

Tabela 15: Espessuras dimensionadas das lajes

ESPESSURAS E DEFORMAÇÕES FINAIS DAS LAJES			
NOME	ESPESSURA(M)	FLECHA IMED (M)	FLECHA TOTAL (M)
L1	0,08	0,0013	0,0027
L2	0,08	0,0013	0,0027
L3	0,08	0,0020	0,0042
L4	0,08	0,0005	0,0011
L5	0,08	0,0005	0,0011
L6	0,08	0,0050	0,0106
L7	0,08	0,0050	0,0106
L8	0,08	0,0037	0,0078
L9	0,08	0,0037	0,0078

Fonte: O Autor (2018).

Após a escolha das espessuras finais pode-se utilizar a planilha 7 de dimensionamento das armaduras das lajes. Alimentando a planilha com os dados de seções e cargas da planilha 3, obteve-se os dados da Tabela 16 e Tabela 17 tabela abaixo.

Tabela 16: Armaduras positivas das lajes

LAJE	ARM POSIT X	ARM POSIT Y
L1	37 ϕ 5 c 12,5 3,15	21 ϕ 5 c 15 4,53
L2	37 ϕ 5 c 12,5 3,15	21 ϕ 5 c 15 4,53
L3	49 ϕ 6,3 c 12,5 3,15	21 ϕ 5 c 15 6,07
L4	34 ϕ 6,3 c 15 2,65	18 ϕ 6,3 c 15 5,07
L5	34 ϕ 6,3 c 15 2,65	18 ϕ 6,3 c 15 5,07
L6	46 ϕ 6,3 c 10 4,49	45 ϕ 6,3 c 10 4,62
L7	46 ϕ 6,3 c 10 4,49	45 ϕ 6,3 c 10 4,62
L8	36 ϕ 6,3 c 12,5 4,06	33 ϕ 6,3 c 12,5 4,49
L9	36 ϕ 6,3 c 12,5 4,06	33 ϕ 6,3 c 12,5 4,49

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 17: Armaduras negativas das lajes

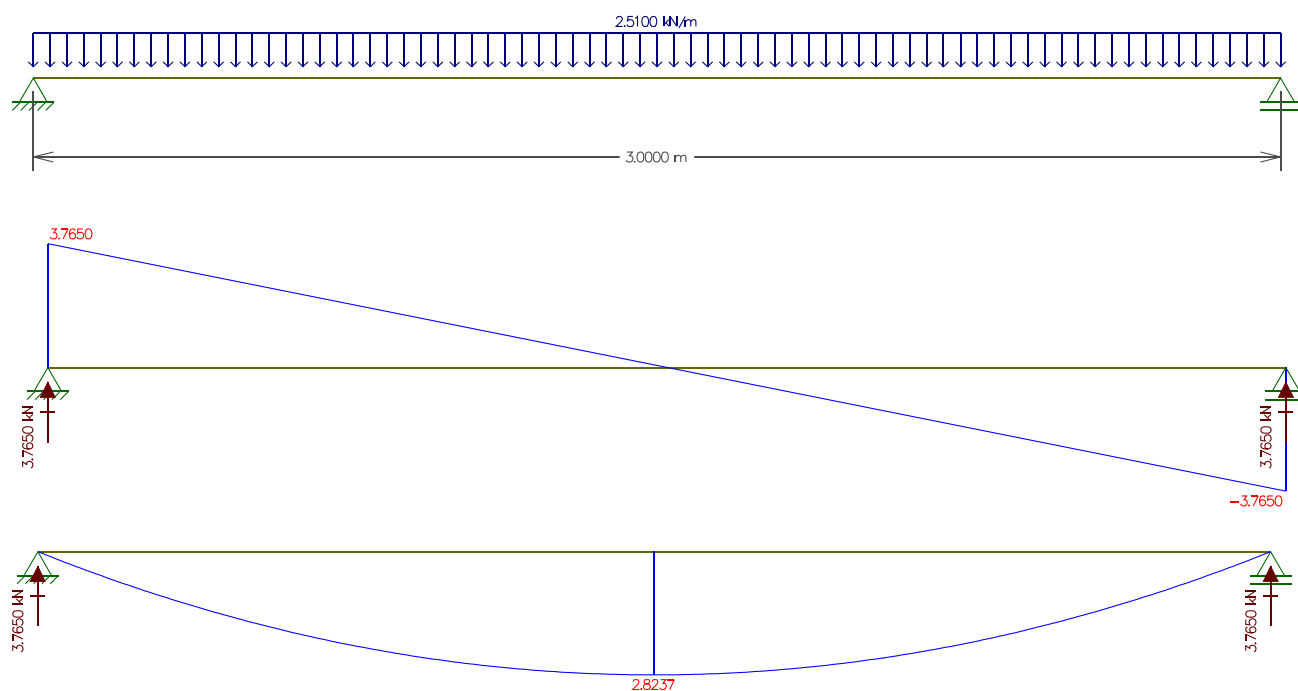
LAJE	ARM NEGAT X1	ARM NEGAT X2	ARM NEGAT Y1	ARM NEGAT Y2
L1	41 ϕ 6,3 c 7,5 1,5	-	28 ϕ 5 c 7,5 1,5	-
L2	41 ϕ 6,3 c 7,5 1,5	-	28 ϕ 5 c 7,5 1,5	-
L3	49 ϕ 8 c 12,5 2,46	-	41 ϕ 6,3 c 7,5 1,5	41 ϕ 6,3 c 7,5 1,5
L4	36 ϕ 10 c 12,5 2,17	49 ϕ 8 c 12,5 2,46	21 ϕ 5 c 12,5 1,25	-
L5	36 ϕ 10 c 12,5 2,17	49 ϕ 8 c 12,5 2,46	21 ϕ 5 c 12,5 1,25	-
L6	46 ϕ 10 c 10 2,17	-	36 ϕ 10 c 12,5 2,17	45 ϕ 10 c 10 2,17
L7	46 ϕ 10 c 10 2,17	-	36 ϕ 10 c 12,5 2,17	45 ϕ 10 c 10 2,17
L8	45 ϕ 10 c 10 2,17	-	33 ϕ 10 c 12,5 1,96	-
L9	45 ϕ 10 c 10 2,17	-	33 ϕ 10 c 12,5 1,96	-

Fonte: O Autor (2018).

4.1.2.2 Vigas

Ainda na planilha 3 de planta de carga é possível extrair as reações das lajes que vão para as vigas ainda não majoradas. Estas reações devem ser somadas ao peso próprio da viga e às possíveis paredes que possam existir em cima dela. Encontrada a carga final, é possível obter os esforços de dimensionamento que serão utilizados na planilha 4 de dimensionamento de vigas a partir do modelo do software Ftool, como mostra a Figura 97.

Figura 97: Valores extraídos das vigas V1 e V2 do pavimento 1



Fonte: O Autor (2018).

As reações obtidas a partir das lajes para as vigas podem ser vistas na Tabela 18.

Tabela 18: Carregamentos das vigas obtidos pelas lajes a partir dos quinhões de carga sem majoração.

REAÇÕES NAS VIGAS (KN/m)-CARACTERÍSTICO (k)				
Nome	Ra	Ra'	Rb	Rb'
L1	5,02	8,36	1,61	2,69
L2	5,02	8,36	1,61	2,69
L3	6,47	10,78	2,24	2,24
L4	7,54	7,54	0,37	0,62
L5	7,54	7,54	0,37	0,62
L6	4,78	7,97	11,67	11,67
L7	4,78	7,97	11,67	11,67
L8	6,49	10,81	4,74	7,91
L9	6,49	10,81	4,74	7,91

Fonte: O Autor (2018).

Na Tabela 18 pode-se observar o R_a e R_a' , que são os valores de carregamento que vão para as vigas que recebem as cargas da direção x da laje. O valor R_a pode ser maior (caso seja o único lado engastado da direção x) ou igual a R_a' . Analogamente os valores R_b e R_b' são os carregamentos das vigas que recebem as cargas da direção y da laje.

Após inserir os esforços do ftool nas planilhas de dimensionamento de viga o objeto final foi a obtenção das armaduras necessárias para cada viga como mostra a Tabela 19 e a Tabela 20.

Tabela 19: Diâmetro e quantidade de barras necessárias em cada viga (armadura positiva)

NÚMERO FINAL DE BARRAS POSITIVAS		
VIGA	DIÂMETRO (mm)	N DE BARRAS
1	8	2
2	8	2
3	16	3
4	16	4
5	12,5	3
6	12,5	3
7	12,5	2
8	12,5	2
9	8	2
10	12,5	2
11	20	2
12	12,5	2
13	20	2
14	12,5	2
15	8	2
16	12,5	2

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 20: Diâmetro e quantidade de barras necessárias em cada viga (armadura negativa)

NÚMERO FINAL DE BARRAS NEGATIVAS		
VIGA	DIÂMETRO (mm)	N DE BARRAS
1	-	-
2	-	-
3	-	-
4	20	4
5	16	4
6	16	3
7	12,5	3
8	-	-
9	-	-
10	12,5	2
11	-	-
12	12,5	3
13	-	-
14	12,5	2
15	-	-
16	-	-

Fonte: O Autor (2018).

4.1.2.3 Pilares

Na planilha 3 de planta de carga, na aba cargas pilares, foram colocadas todas as reações de vigas que chegam nos pilares, obtidas no ftool. Os efeitos de carga concentrada foram somados ao longo dos lances para indicar a carga máxima que é transferida ao pilar. Os momentos devem ser calculados por lance e não devem ser somados entre lances. Já que o modelo considerado no estudo de caso 1 não considera engastamento de vigas e todas as vigas chegam centradas nos pilares, os únicos carregamentos do dimensionamento são de compressão, como mostram as tabelas a seguir.

Tabela 21: Cargas das vigas para pilares do pavimento 1

PILAR	CARGA 1 (kN)	CARGA 2 (kN)	N PAV1 (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
P1	3,8	28,3	32,1	0,0	0,0
P2	3,8	67,0	70,8	0,0	0,0
P3	3,8	67,0	70,8	0,0	0,0
P4	3,8	28,3	32,1	0,0	0,0
P5	28,3	53,6	81,9	0,0	0,0
P6	227,6	1,0	228,6	0,0	0,0
P7	28,3	53,6	81,9	0,0	0,0
P8	8,9	54,5	63,4	0,0	0,0
P9	70,6	145,4	216,0	0,0	0,0
P10	8,9	54,5	63,4	0,0	0,0
P11	64,2	49,4	113,6	0,0	0,0
P12	164,8	115,9	280,7	0,0	0,0
P13	64,2	49,4	113,6	0,0	0,0
P14	18,0	23,4	41,4	0,0	0,0
P15	34,6	78,1	112,7	0,0	0,0
P16	18,0	23,4	41,4	0,0	0,0

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 22: Cargas das vigas para pilares da cobertura

PILAR	CARGA 1 (kN)	CARGA 2 (kN)	N COB (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
P1	3,2	14,0	17,2	0,0	0,0
P2	3,2	34,7	37,9	0,0	0,0
P3	3,2	34,7	37,9	0,0	0,0
P4	3,2	14,0	17,2	0,0	0,0
P5	14,0	29,6	43,6	0,0	0,0
P6	140,8	-0,3	140,6	0,0	0,0
P7	14,0	29,6	43,6	0,0	0,0
P8	1,4	29,0	30,4	0,0	0,0
P9	86,1	30,3	116,4	0,0	0,0
P10	1,4	29,0	30,4	0,0	0,0
P11	26,7	24,0	50,7	0,0	0,0
P12	79,9	54,5	134,3	0,0	0,0
P13	26,7	24,0	50,7	0,0	0,0
P14	7,3	10,1	17,4	0,0	0,0
P15	17,1	33,7	50,9	0,0	0,0
P16	7,3	10,1	17,4	0,0	0,0

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 23: Carga crítica final nos pilares

PILAR	CARGA FINAL (kN)
P1	49,3
P2	108,7
P3	108,7
P4	49,3
P5	125,5
P6	369,1
P7	125,5
P8	93,8
P9	332,4
P10	93,8
P11	164,3
P12	415,0
P13	164,3
P14	58,8
P15	163,5
P16	58,8

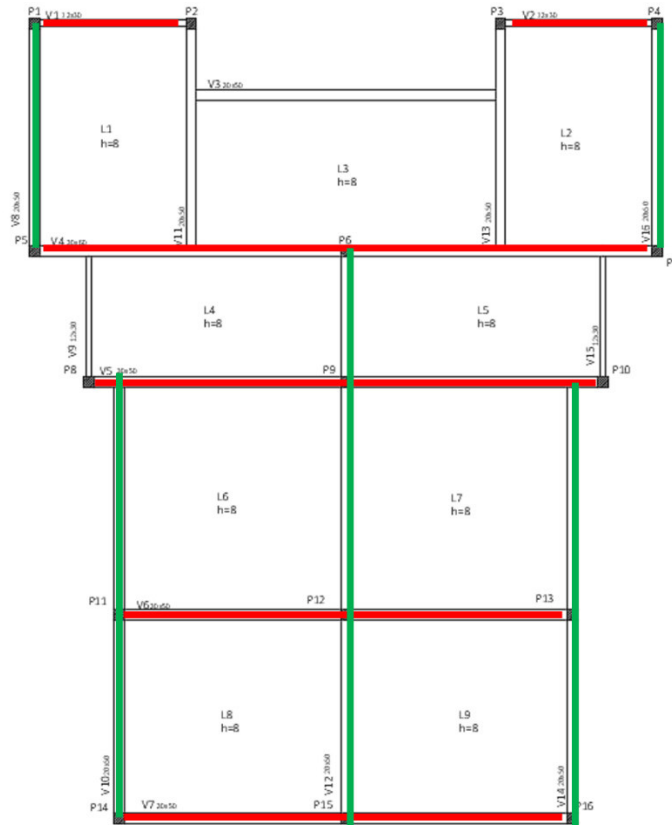
Fonte: O Autor (2018).

Após a obtenção dos carregamentos, pode-se realizar a análise dos pórticos de contraventamento com a planilha 6 de análise de estabilidade global, no qual pode-se confirmar o desprezo dos efeitos de segunda ordem, pois os valores do parâmetro alfa foram de 0,39 na direção x e 0,37 na y e o alfa limite era de 0,4.

Para encontrar estes valores, os pórticos de contraventamento das duas direções, mostrados na Figura 98 abaixo, foram modelados no ftool para que fossem encontrados os deslocamentos quando submetidos a uma força de 100 kN na vertical, como na Figura 99 do pórtico 1 da direção x.

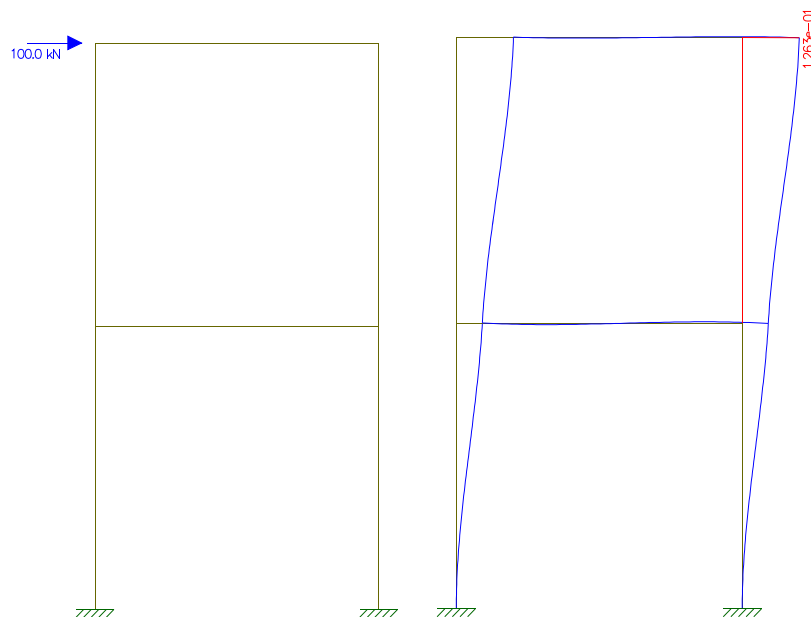
Após verificar a não necessidade de considerar efeitos globais de segunda ordem, pode-se dimensionar os pilares com base nos lances mais críticos de cada um. Em edifícios muito grandes, o ideal é que o dimensionamento seja feito lance a lance para que a medida que a carga diminui nos pavimentos superiores haja diminuição de seções e armaduras. Entretanto, como a casa possui apenas pilares submetidos a compressão centrada, analisou-se apenas os lances mais solicitados do pavimento 1 e a seção e armaduras encontradas foram utilizadas ao longo dos dois pavimentos.

Figura 98 : Pórticos de contraventamento na direção x (vermelho) e y (verde)



Fonte: O Autor (2018).

Figura 99: Análise pórtico de contraventamento 1 na direção X



Fonte: O Autor (2018).

Como os pilares deste estudo de caso são todos quadrados, o ábaco utilizado para o dimensionamento pode ser visto no anexo IV.

Como se pode extrair da Tabela 23, a carga crítica do pilar P6 é de 369,1 kN e este é um dos mais solicitados. Esse valor somado ao peso próprio do pilar foi inserido na planilha 5 de dimensionamento de pilares, na aba de pilares centrais. como o lance crítico é o térreo, o comprimento de flambagem é de 0,7 da altura do pé direito, pois a sua base encontra-se engastada na fundação e apoiada no pavimento superior. Após a verificação da esbeltez, fez-se necessário considerar os efeitos locais de segunda ordem, pois o pilar é medianamente esbelto. Após o cálculo das excentricidades de segunda ordem, estas foram somadas às excentricidades mínimas para calcular os esforços das hipóteses nas direções x e y. Vale ressaltar que a soma das excentricidades de primeira ordem (que não existem já que as vigas chegam no eixo central dos pilares) e com as imperfeições construtivas (desaprumo e falta de retitude) deram menores do que as excentricidades mínimas de norma, por isso estas que foram somadas às de segunda ordem.

O cálculo das excentricidades do pilar 6 e suas hipóteses podem ser vistos na Figura 100 abaixo extraída da planilha.

Figura 100: Valores de esbeltez e esforços de hipóteses do pilar 6

	X		Y		
Cálculo das excentricidades					
$\theta_1 = 1/$	173,21		$\theta_1 = 1/$	173,21	
θ_1 usado= 1/	200		$\theta_1 = 1/$	200	
e1 min	0,0210	m	e1 min	0,021	m
ea (Desap)	0,0150	m	ea	0,0150	m
ea (Falta de ret)	0,00750	m	ea	0,00750	m
e2x	0,0078	m	e2y	0,0078	m
e1 adot	0,0210	m	e1 adot	0,021	m
Hipótese em x			Hipótese em y		
Nd	525,20	kN	Nd	525,20	kN
Mdy	0,00	kNm	Mdy	15,11	kNm
Mdx	15,11	kNm	Mdx	0	kNm
v	0,92		v	0,92	
μ_y	0,000		μ_y	0,132	
μ_x	0,13		μ_x	0,000	
w	0,35	Ábaco	w	0,21	Ábaco

Fonte: O Autor (2018).

Os valores de w marcados são extraídos do ábaco a partir das informações v , μ_y e μ_x para que se possa então calcular as armaduras necessárias para o pilar. Vale ressaltar que por norma é necessário que haja no mínimo 4 barras de 10 mm para pilares de seções retangulares ou quadradas. A Tabela 24 a seguir resume o número e o diâmetro das barras utilizadas em cada pilar. A disposição das armaduras deve ser feita conforme o ábaco.

Tabela 24: Quantidade e diâmetro de barras de aço necessárias em cada pilar

PILAR	DIÂMETRO (MM)	N BARRAS
1	10	4
2	10	4
3	10	4
4	10	4
5	10	4
6	10	8
7	10	4
8	10	4
9	10	8
10	10	4
11	10	4
12	10	12
13	10	4
14	10	4
15	10	4
16	10	4

Fonte: O Autor (2018).

4.1.2.3 Fundações

A etapa de dimensionamento das fundações iniciou-se com a estimativa da resistência do solo na aba “Resistencia Solo” da planilha 8 a partir da análise da sondagem do anexo III. Como se pode observar na sondagem, o N SPT ao longo da profundidade é bem baixo, entre 2 e 8 nas primeiras camadas. Isso significa que na superfície o solo possui uma resistência mais baixa. Apenas a uma profundidade de aproximadamente 18 metros, pode-se observar o aumento desses valores para valores acima de 20 golpes. Como o estudo em questão trata-se de duas casas pequenas, as cargas são muito baixas e, assim, pode-se considerar a hipótese de fundações rasas como blocos ou sapatas. Optou-se por usar sapatas com lados de até 2,5 metros como solução. Assim, de acordo com o método de estimativa do SPT médio, à

uma profundidade de 2 vezes a menor dimensão das sapatas, ou seja, a 5 metros, a média dos SPT para o primeiro estudo é de 80 kPa.

Tendo-se a resistência do solo, pode-se iniciar o cálculo das dimensões das sapatas e suas armaduras. Vale ressaltar que para cada pilar se tem uma sapata isolada e como exemplo de como foram obtidos os valores finais de dimensionamento desses elementos será utilizada a sapata S6 do pilar 6.

Considerando o lado A e B da sapata de 2,5 m, um colarinho de 5 cm e altura de 80 cm ($h_1=30\text{cm}$ e $h_2=50\text{cm}$) tem-se as tensões que atuam na base da sapata como mostra a

Tabela 25 a seguir.

Tabela 25: Tensões na base da sapata S6

TENSÕES SEÇÃO TOTALMENTE COMPRIMIDA			
$\sigma_{1(\text{kPa})} =$	72,25	$\sigma_{2(\text{kPa})} =$	72,25
$\sigma_{3(\text{kPa})} =$	72,25	$\sigma_{4(\text{kPa})} =$	72,25

Fonte: O Autor (2018).

Como já era esperado, pode-se observar que os valores são todos iguais e positivos já que não há momento nos pilares pois as vigas foram consideradas todas bi apoiadas. Sendo assim, a tensão limitante é a σ_1 que é a máxima, e ela deve ser menor do que a tensão admissível do solo de 80kPa.

Vale ressaltar que foram respeitados os valores de β igual a 25° para a concretagem sem forma e que a condição de sapata rígida foi considerada.

Encontradas as dimensões da base e altura da sapata, pode-se calcular as armaduras longitudinal e transversal. A Tabela 26 abaixo resume as dimensões e armaduras encontradas para todas as sapatas.

Tabela 26: Valores finais dimensionamento do dimensionamento das sapatas

DIMENSIONAMENTO SAPATAS		
SAPATA	LADO A/B (M)	ARM LONG/TRANSV
S1	1,00	6 ϕ 8 c 20
S2	1,35	8 ϕ 8 c 20
S3	1,35	8 ϕ 8 c 20
S4	1,00	6 ϕ 8 c 20
S5	1,35	8 ϕ 8 c 20

S6	2,45	14 \emptyset 8 c 20
S7	1,35	8 \emptyset 8 c 20
S8	1,35	8 \emptyset 8 c 20
S9	2,45	14 \emptyset 8 c 20
S10	1,35	8 \emptyset 8 c 20
S11	1,60	9 \emptyset 8 c 20
S12	2,45	14 \emptyset 8 c 20
S13	1,60	9 \emptyset 8 c 20
S14	1,00	6 \emptyset 8 c 20
S15	1,60	9 \emptyset 8 c 20
S16	1,00	6 \emptyset 8 c 20

Fonte: O Autor (2018).

4.1.3. Desenhos Estruturais e Pranchas

Após o término dos dimensionamentos os elementos estruturais foram desenhados no Autocad a partir das dimensões de seções, armaduras e ancoragens calculadas pelas planilhas. Para o primeiro estudo de caso foi possível gerar 7 pranchas com as informações necessárias para a execução. A Tabela 27 abaixo resume o conteúdo de cada uma dessas pranchas que podem ser visualizadas nos apêndices A a G.

Tabela 27: Pranchas finais do estudo de caso 1

PRANCHA	CONTEÚDO	NOME	APÊNDICE
1	LOCAÇÃO DOS PILARES E SAPATAS COM CARGAS	EC1-RUF-EST-EX-R00-PLANTAS DE LOC	A
2	FORMAS PAVIMENTOS 1 E COBERTA	EC1-RUF-EST-EX-R00-PLANTAS DE FOR	B
3	SEÇÕES E ARMADURAS DAS VIGAS	EC1-RUF-EST-EX-R00-VIGAS	C
4	SEÇÕES E ARMADURAS DOS PILARES	EC1-RUF-EST-EX-R00-PILARES	D
5	ARMADURAS POSITIVAS LAJES	EC1-RUF-EST-EX-R00-LAJES POSITIVAS	E
6	ARMADURAS NEGATIVAS LAJES	EC1-RUF-EST-EX-R00-LAJES NEGATIVAS	F
7	SEÇÕES E ARMADURAS DAS SAPATAS	EC1-RUF-EST-EX-R00-SAPATAS	G

Fonte: O Autor (2018).

4.2 Contextualização do Estudo de Caso 2 – Creche

Para o segundo estudo de caso, será realizado o dimensionamento estrutural de uma creche com térreo, primeiro pavimento e cobertura. No apêndice O é possível observar a arquitetura da creche, na qual deverão ser locados os itens estruturais durante o pré-dimensionamento. O arquivo dwg com a arquitetura completa pode ser encontrado no site <https://www.fn.de.gov.br>, pois se trata de um projeto público executado.

A creche se encontra em um terreno localizado na cidade de Fortaleza, próximo à praia, cujo perfil geotécnico pode ser observado no anexo V. Como o terreno se encontra próximo a uma zona com muita salinidade, optou-se por considerar a Classe de Agressividade Ambiental igual a III.

Como se pode observar na arquitetura, o projeto contém eixos de simetria na horizontal e na vertical o que facilita a padronização dos elementos na hora do dimensionamento.

4.2.1. Pré Dimensionamento

4.2.1.1 Pilares

No projeto arquitetônico houve a escolha prévia dos locais dos pilares. Durante o pré-dimensionamento, respeitou-se os locais pré-estabelecidos e as formas dos pilares, quanto às dimensões dos lados, alguns tiveram suas seções mantidas (como os pilares de fachada) e outros tiveram seções aumentadas para viabilizar o apoio de vigas. É importante ressaltar que devido a simetria horizontal e vertical vários pilares tiveram seções e cargas semelhantes, de modo que, ao final do dimensionamento, foram criados 10 grupos de pilares.

Após o lançamento da estrutura, tal como já foi visto no primeiro caso, foi feito o método das áreas de influência.

O fck considerado para o projeto foi de 30 Mpa e o aço foi o CA 50. Após o cálculo das áreas de influência na planilha 1, gerou-se a tabela do apêndice P com as áreas e dimensões necessárias para cada pilar.

Vale ressaltar que as formas dimensionadas dos pavimentos 1 e cobertura foram consideradas iguais para facilitar execução e que a única forma diferente é a do ático com apenas 4 vigas e a laje que suporta o elevador.

Como pode ser visto no apêndice P, as dimensões mínimas necessárias para os lados dos pilares de toda o projeto são de 20 cm, entretanto, devido exigências arquitetônicas e para possibilitar uma melhor forma estrutural com menor quantidade de elementos, optou-se por utilizar seções com dimensões maiores do que as previstas.

As dimensões que serão submetidas ao dimensionamento final podem ser vistas a seguir. Os pilares que sobem até o nível do ático devido às instalações do elevador têm dimensionamento separado pois recebem carregamento maior.

Tabela 28: Seções para dimensionamento – Estudo de Caso 2

Pilar	Seção
P1;P2;P3;P4;P52;P53;P56;P57	60x20
P5;P8;P6;P7;P54;P55	20x60
P51;P58	30x50
P10;P11;P14;P15;P44;P45;P48;P49	40x20
P12;P13;P46;P47;P9;P16;P43;P50;P23;P31;P30;P39	120x40
P24;P25;P32;P33;P28;P29;P37;P38	20x40
P40;P41;P42;P34;P35;P36	20x60
P18;P19;P21;P22 (elevador)	20x60
P17;P20	20x40
P26;P27	40x120

Fonte: O Autor (2018).

4.2.1.2 Vigas

As vigas foram lançadas ligando-se os pilares e procurou-se manter os vãos menores que 8 metros. Os valores de pré-dimensionamento foram, então, obtidos pela planilha 2, assim como no estudo passado.

Após a obtenção dos valores pré-dimensionados, agrupou-se as vigas por seção para facilitar a execução (Tabela 29). Além disso, procurou-se reduzir as alturas das seções para que fossem mais econômicas, isso resultou nos valores finais a seguir que foram utilizados no dimensionamento.

Tabela 29: Tabela com seções econômicas finais de vigas – Estudo de Caso 2

VIGA	SEÇÃO FINAL (cm)		
V1 E V2	12	x	30
V3 E V4	20	x	50
V5	30	x	65
V6	20	x	65
V7	20	x	30
V8	20	x	30
V9	20	x	65
V10	20	x	65
V11	20	x	50
V12	20	x	65
V13 E V14	20	x	50
V15 E V16	12	x	30
V17 E V39	20	x	65
V18 E V38	20	x	65
V19 E V35	12	x	30
V20 E V37	12	x	30
V21 E V36	12	x	30
V22 E V34	20	x	50
V23 E V33	20	x	50
V24 E V32	12	x	30
V25 E V31	20	x	30
V26 E V30	20	x	50
V27 e V29	20	x	30
V28	20	x	50

Fonte: O Autor (2018).

Para as vigas do pavimento do ático, o pré dimensionamento foi também foi realizado e obteve-se as seguintes seções (Tabela 30).

Tabela 30: Seções pré dimensionadas das vigas do ático – Estudo de Caso 2

VIGA	SEÇÃO FINAL (cm)		
V1 E V2	12	x	30
V3 E V4	12	x	30

Fonte: O Autor (2018).

4.2.1.3 Lajes

O sistema escolhido para as lajes foi maciço e elas foram agrupadas de acordo com a simetria horizontal e vertical da edificação assim como os outros elementos da estrutura. Como é comum que no dimensionamento das lajes o valor da espessura adotado seja o mínimo permitido pela norma NBR 6118, de 8 cm, e só se aumente este número caso os valores de flecha ou armadura não sejam suficientes, optou-se por realizar diretamente o dimensionamento das espessuras das lajes na planilha 3. Os valores finais obtidos que respeitam os limites de flecha e armaduras da norma já citada para os pavimentos 1 e cobertura, são mostrados abaixo na Tabela 31.

A laje do ático também foi dimensionada e sua espessura final foi de 8 cm.

Tabela 31: Espessura final das lajes do Pavimento 1 e cobertura – Estudo de Caso 2

NOME	ESPESSURA FINAL (m)
L1 E L7;L32 E L37	0,08
L2 E L6;L33 E L36	0,08
L3 E L5;L34 E L35	0,08
L4	0,08
L8	0,08
L9 E L14;L25 E L30	0,12
L10 E L13;L26 E L29	0,08
L11 E L12;L27 E L28	0,12
L15	0,08
L17	0,08
L16	0,08
L18 E L24	0,08
L19 E L23	0,08
L20 E L22	0,08
L21	0,08
L31	0,08

Fonte: O Autor (2018).

4.2.2. Dimensionamento

4.2.2.1 Lajes

Neste estudo de caso considerou-se a sobrecarga em lajes de uso social de 3 kN/m^2 e a sobrecarga da laje de ático de 10 kN/m^2 . Após considerar as cargas de peso próprio, alvenaria, piso e revestimento da NBR 6120, pode-se obter o coeficiente de fluência de 1,05 a partir do carregamento das lajes mais solicitadas, a L10, L13, L26 e L29.

Inserindo na planilha 7 os dados de entrada de espessura da Tabela 31, o f_{ck} , o f_{yk} e os carregamentos obtidos a partir das combinações para o estado limite último, pode-se dimensionar as faixas de 1 metro de laje a partir da resistência dos materiais envolvidos para encontrar a armadura positiva e negativa para cada caso. Esses dados podem ser vistos no apêndice Q.

4.2.2.2 Vigas

A partir dos carregamentos obtidos na planilha 3 somados ao peso próprio e às cargas de paredes em cima das vigas, foi possível modelá-las no Ftool para extrair os esforços de dimensionamento. Esses esforços foram inseridos na planilha 4 de dimensionamento de vigas para obter as armaduras necessárias. A Tabela 32 mostra os carregamentos que as lajes transferem para as vigas extraídos da planilha 3.

Um dos modelos de vigas feitos no ftool pode ser visto na Figura 101. A viga V6 é a mais carregada e recebe um dos pilares do reservatório, servindo como viga de transição, e a partir dos seus diagramas pode-se dimensionar as armaduras necessárias a partir da planilha 4.

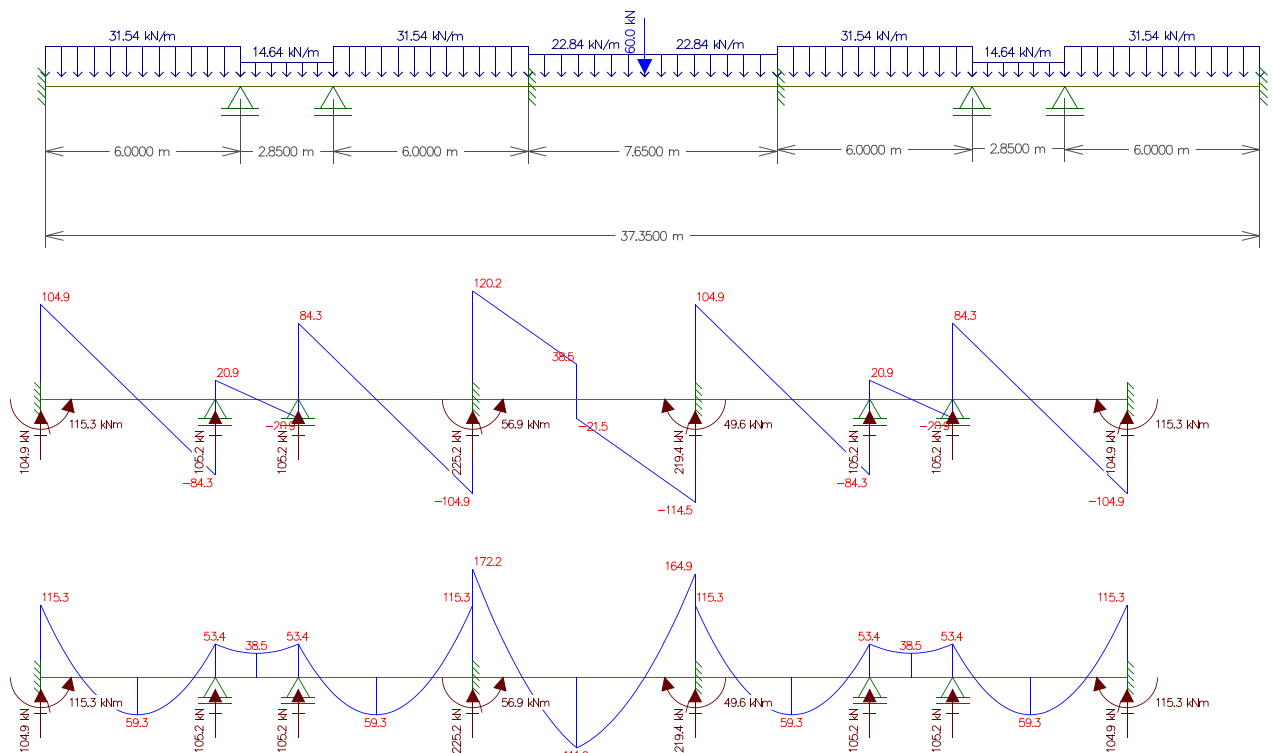
Vale ressaltar que no caso 2, diferentemente das casas do caso 1, alguns pilares possuíam inércia muito maior em uma das direções o que configura um engaste. Pode-se observar este caso na V6, que possui 4 engastes por ter pilares com inércias maiores no seu eixo. É importante analisar o efeito que esses engastes trazem aos diagramas de esforços, o ideal é que as vigas fossem modeladas com os pórticos que representassem a real inércia de cada pilar, entretanto, para simplificar o processo, nas simulações do ftool foram utilizados apoios do primeiro e segundo gênero e engastes.

Tabela 32: Reações das lajes nas vigas de apoio – Estudo de Caso 2

Nome	REAÇÕES NAS VIGAS (KN/m)-CARACTERÍSTICO (k)			
	Ra	Ra'	Rb	Rb'
L1 E L7;L32 E L37	5,27	8,79	0,19	0,19
L2 E L6;L33 E L36	2,57	4,28	4,30	4,30
L3 E L5;L34 E L35	5,20	8,67	0,18	0,18
L4	2,86	4,77	0,02	0,02
L8	7,89	7,89	4,27	4,27
L9 E L14;L25 E L30	12,64	12,64	10,53	10,53
L10 E L13;L26 E L29	11,83	11,83	0,21	0,21
L11 E L12;L27 E L28	12,65	12,65	10,49	10,49
L15	6,49	6,49	2,09	3,49
L17	2,02	3,36	0,74	0,74
L16	3,24	5,40	1,63	1,63
L18 E L24	10,57	10,57	0,27	0,27
L19 E L23	4,66	4,66	3,87	3,87
L20 E L22	8,68	8,68	0,25	0,42
L21	7,60	7,60	2,90	2,90
L31	5,46	5,46	0,53	0,53

Fonte: O Autor (2018).

Figura 101: Esforços da viga V6 obtidos pelo ftool



Fonte: O Autor (2018).

Após replicar este procedimento para todos os grupos de vigas, pôde-se utilizar a planilha 4 para obter as armaduras. O apêndice R mostra as tabelas resumo das armaduras positivas e negativas obtidas para cada viga.

4.2.2.3 Pilares

O dimensionamento dos pilares neste estudo de caso foi realizado por lances, considerando o lance mais crítico. Na planilha 3, aba “Cargas Pilares”, foram somadas as cargas centradas ao longo dos pavimentos, considerando as reações que chegam das vigas, os pesos de reservatório, escadas e elevador. Além disso, como muitas vigas não chegam no centro do pilar, foram calculados os momentos ao longo dos eixos devido essas excentricidades. As tabelas do apêndice S mostram os resultados das cargas e momentos transferidos para pilares ao longo dos lances e a Tabela 33 resume a soma final que chega no lance mais inferior.

Tabela 33: Soma final das cargas em pilares – Estudo de Caso 2

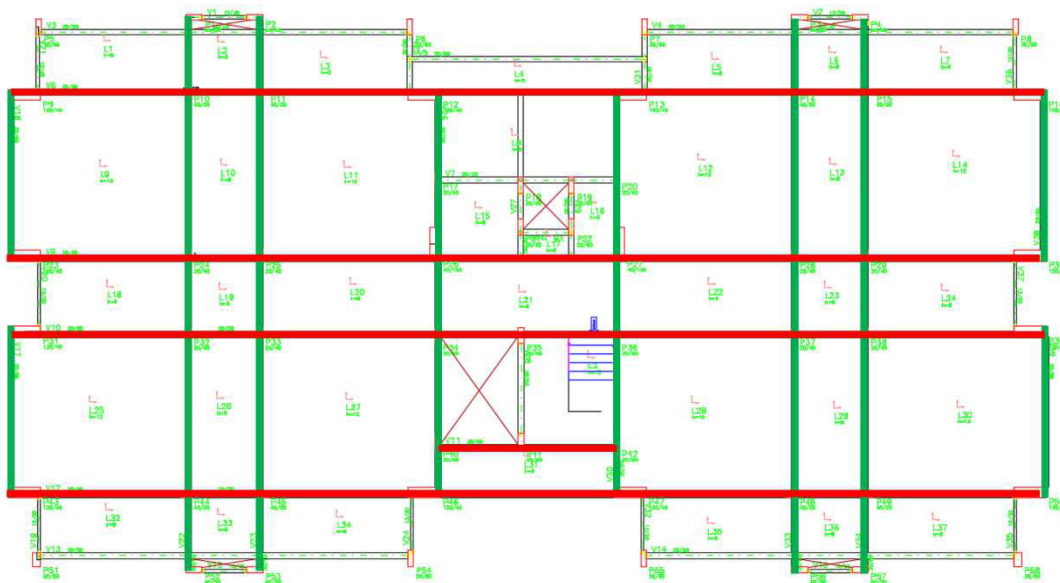
PILAR	SOMA
	Carga (kN)
P1;P2;P3;P4;P52;P53;P56;P57	109
P5;P8;P6;P7;P54;P55	100
P51;P58	100
P10;P11;P14;P15;P44;P45;P48;P49	533,2
P12;P13;P46;P47;P9;P16;P43;P50;P23;P31;P30;P39	648,6
P24;P25;P32;P33;P28;P29;P37;P38	429,6
P40;P41;P42;P34;P35;P36	245,2
P18;P19;P21;P22 (elevador)	197,1
P17;P20	261
P26;P27	468,6

Fonte: O Autor (2018).

Para dimensionar cada pilar, foi considerado o lance cujos esforços causavam as maiores solicitações. Isso normalmente ocorria no pavimento 1, onde as cargas finais eram a soma das cargas acumuladas ao longo dos lances e ainda se considerou os momentos transferidos pelas vigas do pav 1.

Foi feita também a análise de estabilidade nas duas direções com auxílio da planilha 6. Os pórticos escolhidos para contra ventar a estrutura nas direções X e Y são mostrados na Figura 102 a seguir em vermelho e verde, respectivamente.

Figura 102: Pórticos de contraventamento na direção x (vermelho) e y (verde) – Estudo de Caso 2



Fonte: O Autor (2018).

Após as análises, o valor do parâmetro alfa deu 0,16 e 0,18 para as direções x e y respectivamente. Como para as duas direções o valor de alfa limite era de 0,4, os efeitos globais de segunda ordem puderam ser desconsiderados.

Utilizando a planilha 5, a partir das condições do pilar, se ele possuía apenas carga centrada, carga com momento em uma ou duas direções, pode-se utilizar as abas central, lateral e canto, respectivamente, para dimensionar cada situação. A Tabela 34 a seguir mostra o resumo de armaduras obtido pelo dimensionamento. Como os pilares são todos retangulares, o ábaco adotado pode ser visto no anexo VI e a disposição das barras foi feita de acordo com o pré-estabelecido por ele. Sendo assim, o número de barras deve ser múltiplo de 6.

Tabela 34: Quantidade e diâmetro de barras de aço necessários em cada pilar – Estudo de Caso 2

PILAR	DIÂMETRO (mm)	N BARRAS
P1;P2;P3;P4;P52;P53;P56;P57	12,5	6
P5;P8;P6;P7;P54;P55	12,5	6
P51;P58	10	12
P10;P11;P14;P15;P44;P45;P48;P49	10	6
P12;P13;P46;P47;P9;P16;P43;P50;P23;P31;P30;P39	20	12
P24;P25;P32;P33;P28;P29;P37;P38	10	6
P40;P41;P42;P34;P35;P36	10	6
P18;P19;P21;P22 (elevador)	12,5	6
P17;P20	10	6
P26;P27	16	6

Fonte: O Autor (2018).

4.2.2.4. Fundações

Na planilha 8, a resistência do solo foi estimada na aba “Resistência Solo” a partir dos valores de SPT encontrados, foi feita a média do N SPT para encontrar o valor da resistência de 394 kPa. As sapatas foram então calculadas respeitando o valor de tensão admissível do solo. As cargas e momentos considerados foram as mesmas dos pilares do primeiro pavimento já que são as somas das cargas provenientes de todos os lances e os momentos são apenas os do primeiro pavimento (apêndice R).

Assim como os pilares, as sapatas foram divididas em 10 grupos para facilitar a execução. Apesar dos momentos existentes nas fundações, não houve necessidade de utilizar o ábaco de Montoya para dimensionar as sapatas com seções parcialmente comprimidas. Sendo assim, todas as sapatas foram dimensionadas para que a tensão sigma 1 não ultrapassasse a tensão admissível do solo e a sigma 4 fosse maior que zero.

Para exemplificar, o grupo da sapata 12, o mais carregado, obteve as seguintes tensões (Tabela 35) na base, considerando $A_s = 2,25$ m, $B_s = 1,4$ m, $h_1 = 0,15$ m e $h_2 = 0,2$ m.

Tabela 35: Tensões na base do grupo da sapata S12

TENSÕES SEÇÃO TOTALMENTE COMPRIMIDA			
σ_1 (kPa)=	378,62	σ_2 (kPa)=	256,17
σ_3 (kPa)=	168,67	σ_4 (kPa)=	46,22

Fonte: O Autor (2018).

Vale ressaltar que foram respeitados os valores de β igual a 25° para a concretagem sem forma e que a condição de sapata rígida foi considerada.

Após encontrar as dimensões da base e altura da sapata, pode-se calcular as armaduras longitudinal e transversal. A Tabela 36 abaixo resume as dimensões e armaduras encontradas para todas as sapatas.

Tabela 36: Valores finais dimensionamento do dimensionamento das sapatas – Estudo de Caso 2

SAPATA	As(M)	Bs(M)	ARM LONG	ARM TRAN
S1;S2;S3;S4;S52;S53;S56;S57	1,40	1,40	8 ϕ 8 c 20	9 ϕ 8 c 17,5
S5;S8;S6;S7;S54;S55	0,75	1,15	7 ϕ 8 c 20	5 ϕ 8 c 20
S51;S58	0,85	1,05	7 ϕ 8 c 20	6 ϕ 8 c 20
S10;S11;S14;S15;S44;S45;S48; S49	1,45	1,25	11 ϕ 12,5 c 12,5	9 ϕ 8 c 20
S12;S13;S46;S47;S9;S16;S43; S50;S23;S31;S30;S39	2,25	1,40	8 ϕ 16 c 20	13 ϕ 16 c 20
S24;S25;S32;S33;S28;S29;S37; S38	1,15	1,35	10 ϕ 10 c 15	9 ϕ 12,5 c 15
S40;S41;S42;S34;S35;S36	0,80	1,20	7 ϕ 8 c 20	6 ϕ 8 c 17,5
S18;S19;S21;S22 (elevador)	0,90	1,30	8 ϕ 8 c 20	6 ϕ 10 c 20
S17;S20	0,80	1,00	6 ϕ 8 c 20	5 ϕ 10 c 20
S26;S27	1,80	2,65	15 ϕ 10 c 20	10 ϕ 12,5 c 20

Fonte: O Autor (2018).

4.1.3. Desenhos Estruturais e Pranchas

Após o término dos dimensionamentos as pranchas estruturais foram geradas no Auto Cad da mesma forma como no estudo de caso 1. Para o segundo estudo de caso foram geradas 7 pranchas com as informações necessárias para a execução. A Tabela 37 abaixo resume o conteúdo de cada uma dessas pranchas que podem ser visualizadas nos apêndices H a N.

Tabela 37: Pranchas finais do estudo de caso 2

PRANCHA	CONTEÚDO	NOME	APÊNDICE
1	LOCAÇÃO DOS PILARES E SAPATAS COM CARGAS	EC2-CRE-EST-EX-R00-PLANTAS DE LOC	H
2	FORMAS PAVIMENTOS 1 E COBERTA	EC2-CRE -EST-EX-R00-PLANTAS DE FOR	I
3	SEÇÕES E ARMADURAS DAS VIGAS	EC2-CRE -EST-EX-R00-VIGAS	J
4	SEÇÕES E ARMADURAS DOS PILARES	EC2-CRE -EST-EX-R00-PILARES	K
5	ARMADURAS POSITIVAS LAJES	EC2-CRE -EST-EX-R00-LAJES POSITIVAS	L
6	ARMADURAS NEGATIVAS LAJES	EC2-CRE -EST-EX-R00-LAJES NEGATIVAS	M
7	SEÇÕES E ARMADURAS DAS SAPATAS	EC2-CRE -EST-EX-R00-SAPATAS	N

Fonte: O Autor (2018).

5 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho permitiu unir os conhecimentos adquiridos nas disciplinas de estruturas do curso de graduação de engenharia civil para elaborar a concepção à entrega final das pranchas de um projeto de estrutura de pequeno porte.

O estudo da legalização do projeto diante da prefeitura foi muito engrandecedor, visto que é uma etapa obrigatória deste processo e muitas vezes não é discutido na universidade, além do mais, pode ser realizada por qualquer profissional e é de grande importância que todos os envolvidos conheçam o trâmite para aprovação do projeto.

A partir do processo de construção das planilhas e revisão da bibliografia foi possível recordar e fixar as normas e métodos mais importantes para a elaboração de um projeto estrutural e deixá-los de fácil acesso para aqueles que pretendem desenvolver um projeto tal como os aqui gerados.

Ademais, o uso destas planilhas foi de grande proveito, pois permitiu maior rapidez e menos retrabalho durante o processo. Com o cálculo automatizado, foi possível focar o esforço para a análise crítica dos valores encontrados e aprimoramento das estruturas propostas.

Como sugestão para trabalhos futuros, é interessante que sejam idealizados guias equivalentes para estruturas de níveis 2 e 3. Esses tipos de estrutura possuem menos simplificações e passam por análises mais criteriosas que também podem ser aprimoradas com auxílio de um guia.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, A. T.; S. OTOCH. **Proposta de Classificação da Agressividade do Ambiente na Cidade de Fortaleza.** Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON),2005.

ALVA, G.M.S. **Desenhos de Formas Estruturais em Edifícios de Concreto Armado.** Universidade Federal de Santa Maria,2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **DCC Respondendo as Dúvidas:** 04 Fundações. São Paulo, 2001. 9 p. Disponível em: <<https://www.abcp.org.br>>. Acesso em: 30 ago. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ESCRITÓRIOS DE ARQUITETURA (ASBEA). **Diretrizes Gerais para Intercambialidade de Projetos em CAD.** São Paulo: Pini, 2002. 199 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7191: Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado.** Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: Aço destinado a armaduras de concreto armado - Especificação.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036:Programação de Sondagem de Simples Reconhecimento dos Solos para fundações de edifício.** Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência.** Rio de Janeiro, 1992.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de Concreto Armado: Fundamentos de Projeto, dimensionamento e verificação**. 2. ed. Brasília: Universidade de Brasília, 2008.

COMITÊ TÉCNICO CT-301 CONCRETO ESTRUTURAL. **Prática Recomendada IBRACON para estruturas de edifícios de nível 1: Estruturas de Pequeno Porte**. São Paulo: Ibracon, 2003. 40 p.

Conselho da Justiça Federal. **GUIA DE PROJETOS E OBRAS DA JUSTIÇA FEDERAL**. São Paulo, 2009.

CZERNY, F. – Tabelas para lajes Retangulares, Benton Kalender, 1976.

DE MACEDO, E. A. V. B. **Patologias em obras recentes de construção civil: análise crítica das causas e consequências**. Rio de Janeiro, 2017.

DE MELO, P. R. **Pré dimensionamento de Estruturas de Madeira, de Aço e de Concreto para auxílio na Concepção de Projetos Arquitetônicos**. Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

DI PIETRO, J. E. **O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto**. Tese de Doutorado. – Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

FTOOL – Two – Dimension Frame Analysis Tool, Education Version 4.0; Abr. 2018. (<https://www.ftool.com.br/Ftool/>)

HELENE, P. R. do L.. **Durabilidade das estruturas de concreto armado**. Seminário sobre corrosão Norte e Nordeste, n.1, p. 39-48, Fortaleza, 1995.

JOPPERT JUNIOR, I. **Fundações e Contensões em Edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. PINI, São Paulo, 2007.

MERLIN, A.J. **Análise probabilística do comportamento ao longo do tempo de elementos parcialmente pré-moldados com ênfase em flechas de lajes com armação treliçada**. 2006.

Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo.

MONTOYA, J. et al. (1973). **Hormigón armado**. Barcelona, Gustavo Gilli. p.467-483.

MOTA, Joaquim Eduardo. **Notas de Aula da Disciplina de Estruturas de Fundação**: Fortaleza, 2018. 42 slides, color. Disponível em: <http://www.deecc.ufc.br/Download/TB813_Fundacao/CAP%202.PDF>. Acesso em: 30 ago. 2018.

PINHEIRO, M.A. **Análise Estrutural de Edificações de Pequeno Porte - Estudo de Caso**. São Paulo, 2008.

PREFEITURA DE FORTALEZA. **Portal de Serviços - SEUMA**. Disponível em: <<http://portal.seuma.fortaleza.ce.gov.br/fortalezaonline/portal/portalogado.jsf>>. Acesso em: 07 abr. 2018.

ROCHA, A. M. **Concreto armado**. Livraria Novel S. A. São Paulo, 1985. 2 vol.

ROMERO, F. B. et al.. **Estudo e diagnóstico do comportamento do aço carbono 1010 nas condições atmosféricas de Fortaleza**. Relatório UFC & NUTEC, 1991.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; CUNHA, Albino Joaquim Pimenta da. **Lajes em Concreto Armado e Protendido**. 2. ed. Rio de Janeiro: Eduff, 1998.

ANEXO I – Tabelas de Czerny-Benton-Kalender (1976)

l_y/l_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	22,7	22,7	-	-	21,4
1,05	20,8	22,5	-	-	19,4
1,10	19,3	22,3	-	-	17,8
1,15	18,1	22,3	-	-	16,5
1,20	16,9	22,3	-	-	15,4
1,25	15,9	22,4	-	-	14,3
1,30	15,2	22,7	-	-	13,6
1,35	14,4	22,9	-	-	12,9
1,40	13,8	23,1	-	-	12,3
1,45	13,2	23,3	-	-	11,7
1,50	12,7	23,5	-	-	11,2
1,55	12,3	23,5	-	-	10,8
1,60	11,9	23,5	-	-	10,4
1,65	11,5	23,5	-	-	10,1
1,70	11,2	23,5	-	-	9,8
1,75	10,8	23,5	-	-	9,5
1,80	10,7	23,5	-	-	9,3
1,85	10,4	23,5	-	-	9,1
1,90	10,2	23,5	-	-	8,9
1,95	10,1	23,5	-	-	8,7
2,00	9,9	23,5	-	-	8,6
> 2	8,0	23,5	-	-	6,7

Laje Tipo 1
Laje com as 4 bordas livremente apoiadas
(carga uniforme)

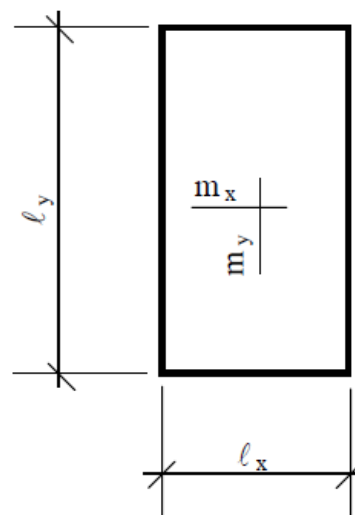
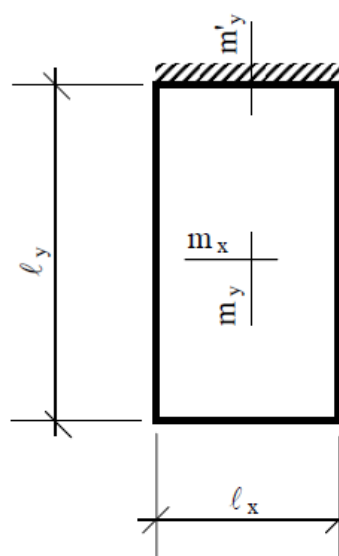


TABELA 03 – CONCRETO I

PÁGINA 1/5

l_y/l_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	32,4	26,5	-	11,9	31,2
1,05	29,2	25,0	-	11,3	27,6
1,10	26,1	24,4	-	10,9	24,7
1,15	23,7	23,9	-	10,4	22,3
1,20	22,0	23,8	-	10,1	20,3
1,25	20,2	23,6	-	9,8	18,7
1,30	19,0	23,7	-	9,6	17,3
1,35	17,8	23,7	-	9,3	16,1
1,40	16,8	23,8	-	9,2	15,1
1,45	15,8	23,9	-	9,0	14,2
1,50	15,1	24,0	-	8,9	13,5
1,55	14,3	24,0	-	8,8	12,8
1,60	13,8	24,0	-	8,7	12,2
1,65	13,2	24,0	-	8,6	11,7
1,70	12,8	24,0	-	8,5	11,2
1,75	12,3	24,0	-	8,45	10,8
1,80	12,0	24,0	-	8,4	10,5
1,85	11,5	24,0	-	8,35	10,1
1,90	11,3	24,0	-	8,3	9,9
1,95	10,9	24,0	-	8,25	9,6
2,00	10,8	24,0	-	8,2	9,4
> 2	8,0	24,0	-	8,0	6,7

Laje Tipo 2A
Laje com 3 bordas livremente apoiadas e
uma borda menor engastada
(carga uniforme)



l_y/l_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	26,5	32,4	11,9	-	31,2
1,05	25,0	33,3	11,3	-	29,2
1,10	24,4	33,9	10,9	-	27,4
1,15	23,3	34,5	10,5	-	26,0
1,20	22,3	34,9	10,2	-	24,8
1,25	21,4	35,2	9,9	-	23,8
1,30	20,7	35,4	9,7	-	22,9
1,35	20,1	37,8	9,4	-	22,1
1,40	19,7	39,9	9,3	-	21,5
1,45	19,2	41,1	9,1	-	20,9
1,50	18,8	42,5	9,0	-	20,4
1,55	18,3	42,5	8,9	-	20,0
1,60	17,8	42,5	8,8	-	19,6
1,65	17,5	42,5	8,7	-	19,3
1,70	17,2	42,5	8,6	-	19,0
1,75	17,0	42,5	8,5	-	18,7
1,80	16,8	42,5	8,4	-	18,5
1,85	16,5	42,5	8,3	-	18,3
1,90	16,4	42,5	8,3	-	18,1
1,95	16,3	42,5	8,3	-	18,0
2,00	16,2	42,5	8,3	-	17,8
> 2	14,2	42,5	8,0	-	16,7

Laje Tipo 2B
Laje com 3 bordas livremente apoiadas e
uma borda maior engastada
(carga uniforme)

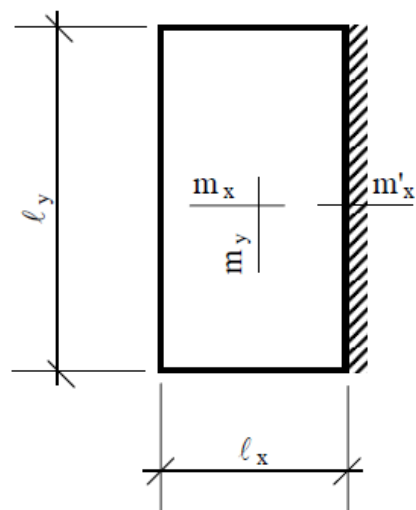
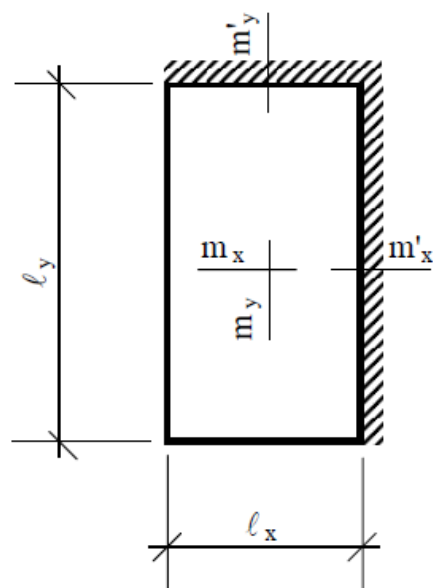


TABELA 03 – CONCRETO I

l_y/l_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	34,5	34,5	14,3	14,3	41,3
1,05	32,1	33,7	13,3	13,8	37,1
1,10	30,1	33,9	12,7	13,6	34,5
1,15	28,0	33,9	12,0	13,3	31,7
1,20	26,4	34,0	11,5	13,1	29,9
1,25	24,9	34,4	11,1	12,9	28,2
1,30	23,8	35,0	10,7	12,8	26,8
1,35	23,0	36,6	10,3	12,7	25,5
1,40	22,2	37,8	10,0	12,6	24,5
1,45	21,4	39,1	9,8	12,5	23,5
1,50	20,7	40,2	9,6	12,4	22,7
1,55	20,2	40,2	9,4	12,3	22,1
1,60	19,7	40,2	9,2	12,3	21,5
1,65	19,2	40,2	9,1	12,2	21,0
1,70	18,8	40,2	8,9	12,2	20,5
1,75	18,4	40,2	8,8	12,2	20,1
1,80	18,1	40,2	8,7	12,2	19,7
1,85	17,8	40,2	8,6	12,2	19,4
1,90	17,5	40,2	8,5	12,2	19,0
1,95	17,2	40,2	8,4	12,2	18,8
2,00	17,1	40,2	8,4	12,2	18,5
> 2	14,2	40,2	8,0	12,0	16,7

Laje Tipo 3
Laje com 2 bordas adjacentes engastadas e
as outras duas livremente apoiadas
(carga uniforme)



l_y/l_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	46,1	31,6	-	14,3	45,3
1,05	39,9	29,8	-	13,4	39,2
1,10	36,0	28,8	-	12,7	34,4
1,15	31,9	27,7	-	12,0	30,4
1,20	29,0	26,9	-	11,5	27,2
1,25	26,2	26,1	-	11,1	24,5
1,30	24,1	25,6	-	10,7	22,3
1,35	22,1	25,1	-	10,3	20,4
1,40	20,6	24,8	-	10,0	18,8
1,45	19,3	24,6	-	9,75	17,5
1,50	18,1	24,4	-	9,5	16,3
1,55	17,0	24,3	-	9,3	15,3
1,60	16,2	24,3	-	9,2	14,4
1,65	15,4	24,3	-	9,05	13,7
1,70	14,7	24,3	-	8,9	13,0
1,75	14,0	24,3	-	8,8	12,4
1,80	13,5	24,3	-	8,7	11,9
1,85	13,0	24,3	-	8,6	11,4
1,90	12,6	24,3	-	8,5	11,0
1,95	12,1	24,3	-	8,4	10,6
2,00	11,8	24,3	-	8,4	10,3
> 2	8,0	24,3	-	8,0	6,7

Laje Tipo 4A
Laje com 2 bordas maiores livremente apoiadas e 2 bordas menores engastadas (carga uniforme)

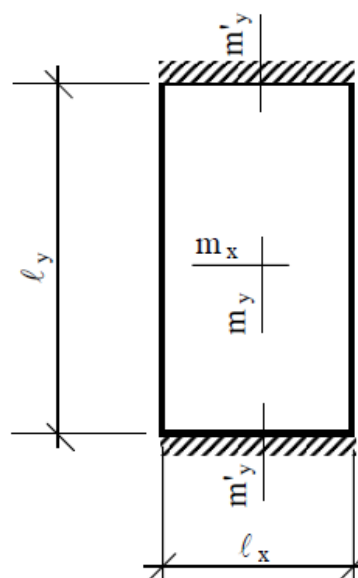
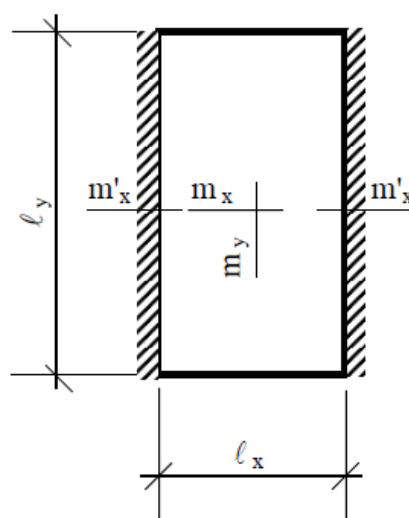


TABELA 03 – CONCRETO I

PÁGINA 3/5

l_y/l_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	31,6	46,1	14,3	-	45,3
1,05	29,9	46,4	13,8	-	43,2
1,10	29,0	47,2	13,5	-	41,5
1,15	28,0	47,7	13,2	-	40,1
1,20	27,2	48,1	13,0	-	39,0
1,25	26,4	48,2	12,7	-	37,9
1,30	25,8	48,1	12,6	-	37,2
1,35	25,3	47,9	12,4	-	36,5
1,40	24,8	47,8	12,3	-	36,0
1,45	24,4	47,7	12,2	-	35,6
1,50	24,2	47,6	12,2	-	35,1
1,55	24,0	47,6	12,1	-	34,7
1,60	24,0	47,6	12,0	-	34,5
1,65	24,0	47,6	12,0	-	34,2
1,70	24,0	47,4	12,0	-	33,9
1,75	24,0	47,3	12,0	-	33,8
1,80	24,0	47,2	12,0	-	33,7
1,85	24,0	47,1	12,0	-	33,6
1,90	24,0	47,1	12,0	-	33,5
1,95	24,0	47,1	12,0	-	33,4
2,00	24,0	47,0	12,0	-	33,3
> 2	24,0	47,0	12,0	-	32,0

Laje Tipo 4B
Laje com 2 bordas maiores engastadas e 2 bordas menores livremente apoiadas (carga uniforme)



l_y/l_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	44,6	38,1	18,3	16,2	55,4
1,05	41,7	37,3	16,6	15,4	49,1
1,10	38,1	36,7	15,4	14,8	44,1
1,15	34,9	36,4	14,4	14,3	40,1
1,20	32,1	36,2	13,5	13,9	36,7
1,25	29,8	36,1	12,7	13,5	33,8
1,30	28,0	36,2	12,2	13,3	31,7
1,35	26,4	36,6	11,6	13,1	29,7
1,40	25,2	37,0	11,2	13,0	28,1
1,45	24,0	37,5	10,9	12,8	26,6
1,50	23,1	38,3	10,6	12,7	25,5
1,55	22,3	39,3	10,3	12,6	24,5
1,60	21,7	40,3	10,1	12,6	23,6
1,65	21,1	41,4	9,9	12,5	22,8
1,70	20,4	42,7	9,7	12,5	22,1
1,75	20,0	43,8	9,5	12,4	21,5
1,80	19,5	44,8	9,4	12,4	21,0
1,85	19,1	45,9	9,2	12,3	20,5
1,90	18,7	46,7	9,0	12,3	20,1
1,95	18,4	47,7	8,9	12,3	19,7
2,00	18,0	48,6	8,8	12,3	19,3
> 2	14,2	48,6	8,0	12,0	16,7

Laje Tipo 5A
Laje com 2 bordas menores engastadas,
uma borda maior engastada e outra
livremente apoiada (carga uniforme)

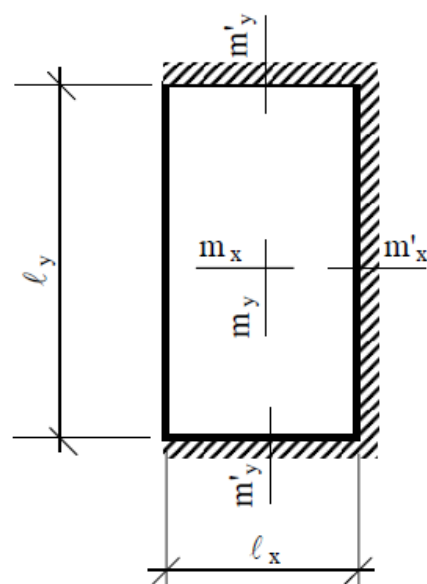
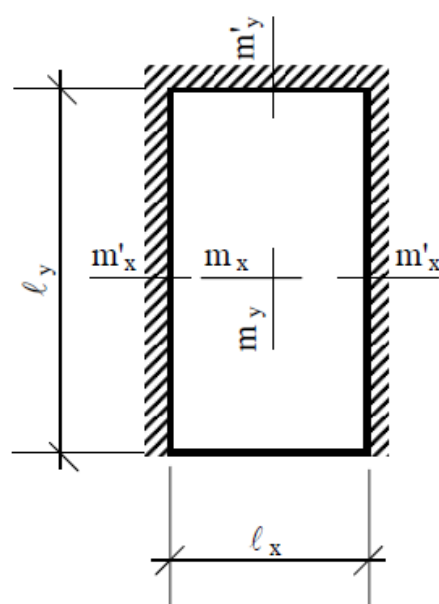


TABELA 03 – CONCRETO I

PÁGINA 4/5

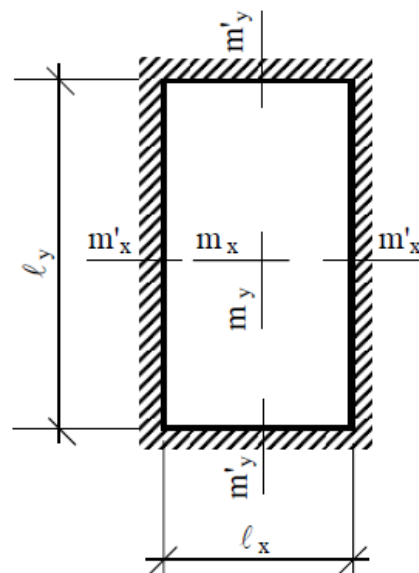
l_y/l_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	38,1	44,6	16,2	18,3	55,4
1,05	35,5	44,8	15,3	17,9	51,6
1,10	33,7	45,7	14,8	17,7	48,7
1,15	32,0	47,1	14,2	17,6	46,1
1,20	30,7	47,6	13,9	17,5	44,1
1,25	29,5	47,7	13,5	17,5	42,5
1,30	28,4	47,7	13,2	17,5	41,2
1,35	27,6	47,9	12,9	17,5	39,9
1,40	26,8	48,1	12,7	17,5	38,9
1,45	26,2	48,3	12,6	17,5	38,0
1,50	25,7	48,7	12,5	17,5	37,2
1,55	25,2	49,0	12,4	17,5	36,5
1,60	24,8	49,4	12,3	17,5	36,0
1,65	24,5	49,8	12,2	17,5	35,4
1,70	24,2	50,2	12,2	17,5	35,0
1,75	24,0	50,7	12,1	17,5	34,6
1,80	24,0	51,3	12,1	17,5	34,4
1,85	24,0	52,0	12,0	17,5	34,2
1,90	24,0	52,6	12,0	17,5	33,9
1,95	24,0	53,4	12,0	17,5	33,8
2,00	24,0	54,1	12,0	17,5	33,7
> 2	24,0	54,0	12,0	17,5	32,0

Laje Tipo 5B
Laje com 2 bordas maiores engastadas,
uma borda menor engastada e outra
livremente apoiada (carga uniforme)



l_y/l_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	47,3	47,3	19,4	19,4	68,5
1,05	43,1	47,3	18,2	18,8	62,4
1,10	40,0	47,8	17,1	18,4	57,6
1,15	37,3	48,3	16,3	18,1	53,4
1,20	35,2	49,3	15,5	17,9	50,3
1,25	33,4	50,5	14,9	17,7	47,6
1,30	31,8	51,7	14,5	17,6	45,3
1,35	30,7	53,3	14,0	17,5	43,4
1,40	29,6	54,8	13,7	17,5	42,0
1,45	28,6	56,4	13,4	17,5	40,5
1,50	27,8	57,3	13,2	17,5	39,5
1,55	27,2	57,6	13,0	17,5	38,4
1,60	26,6	57,8	12,8	17,5	37,6
1,65	26,1	57,9	12,7	17,5	36,9
1,70	25,5	57,8	12,5	17,5	36,3
1,75	25,1	57,7	12,4	17,5	35,8
1,80	24,8	57,6	12,3	17,5	35,4
1,85	24,5	57,5	12,2	17,5	35,1
1,90	24,2	57,4	12,1	17,5	34,7
1,95	24,0	57,2	12,0	17,5	34,5
2,00	24,0	57,1	12,0	17,5	34,3
> 2	24,0	57,0	12,0	17,5	32,0

Laje Tipo 6
Laje com as 4 bordas engastadas
(carga uniforme)



ANEXO II – ÁBACO DE MONTOYA

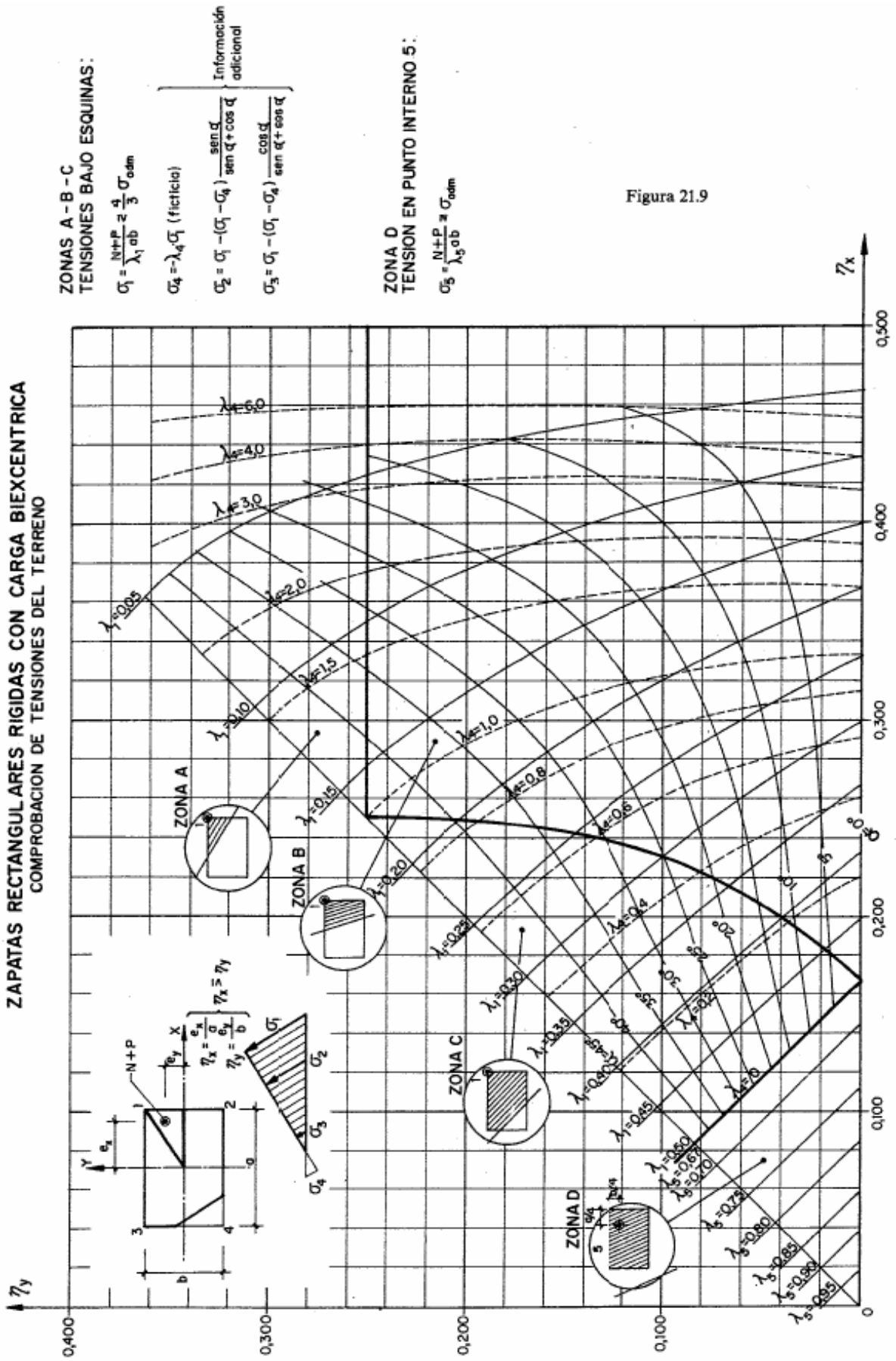
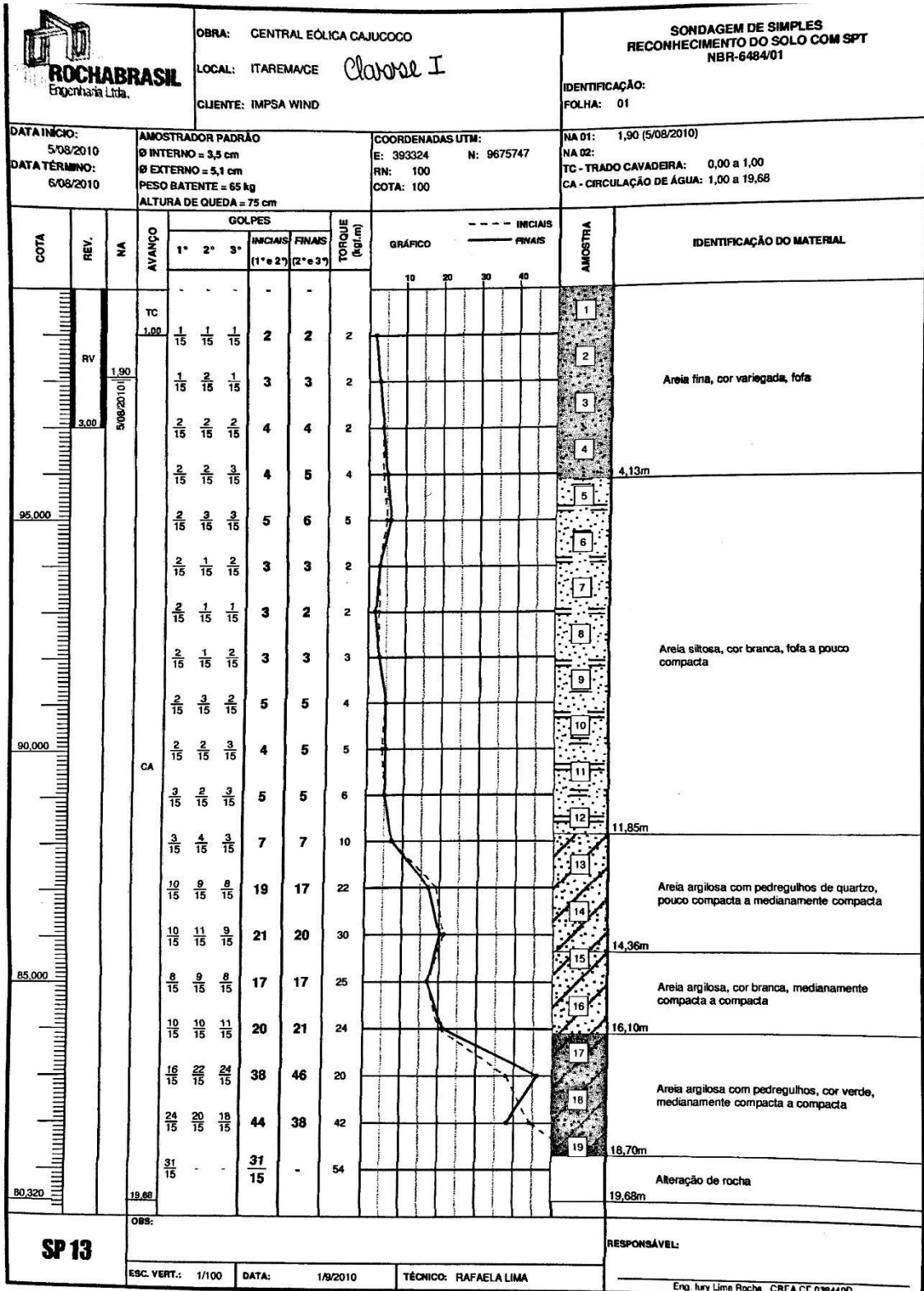
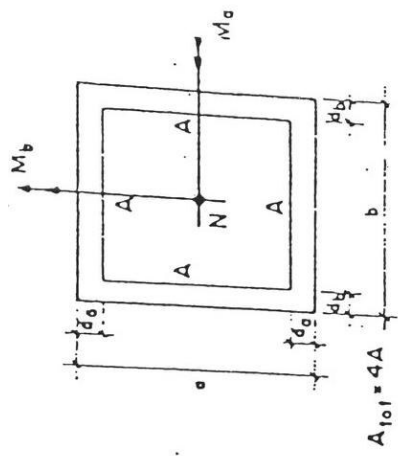


Figura 21.9

ANEXO III – SONDAGEM ESTUDO DE CASO 1



ANEXO IV – ÁBACO PILARES QUADRADOS

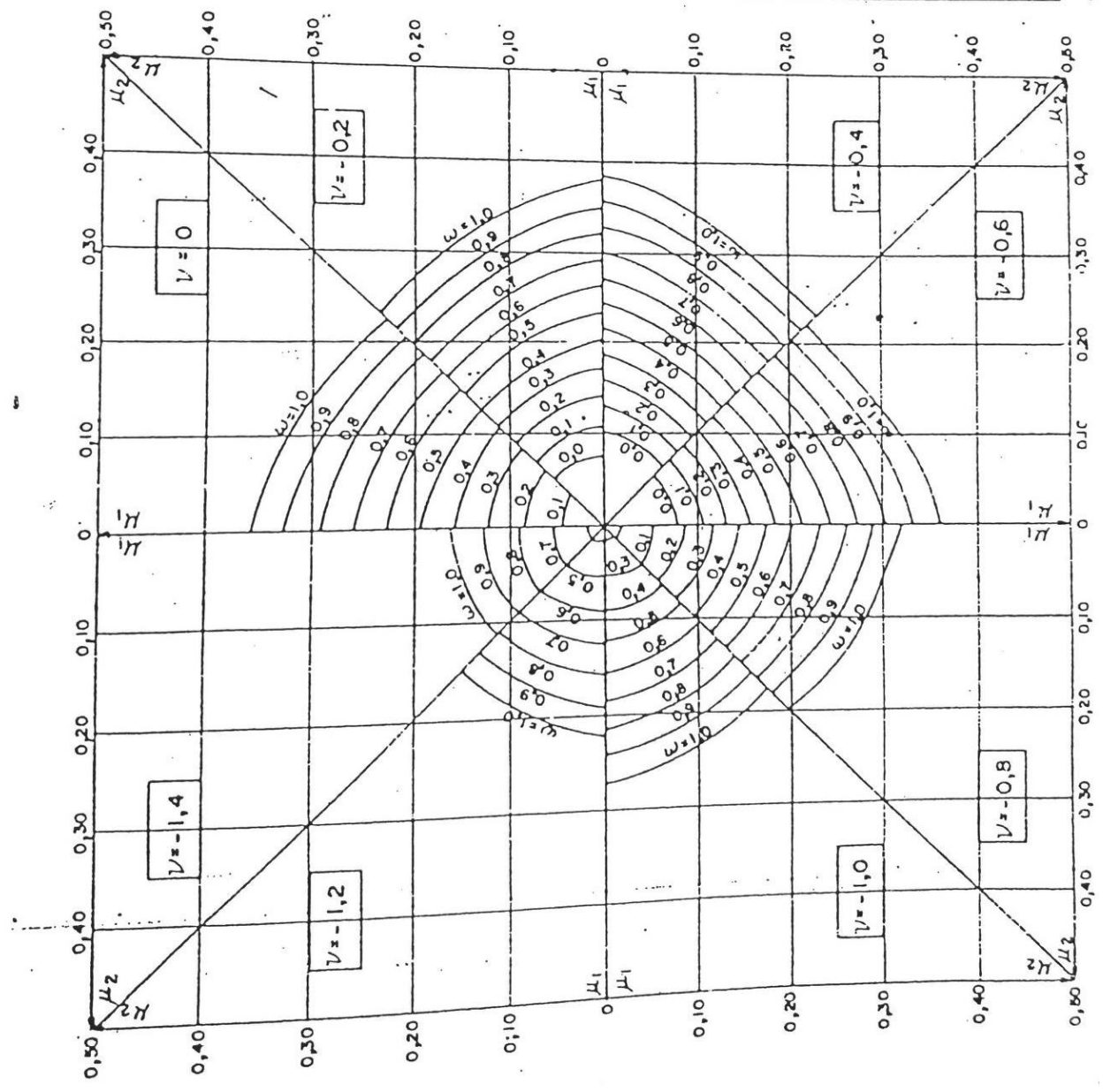


$\delta_a = \delta_b = 0,10$

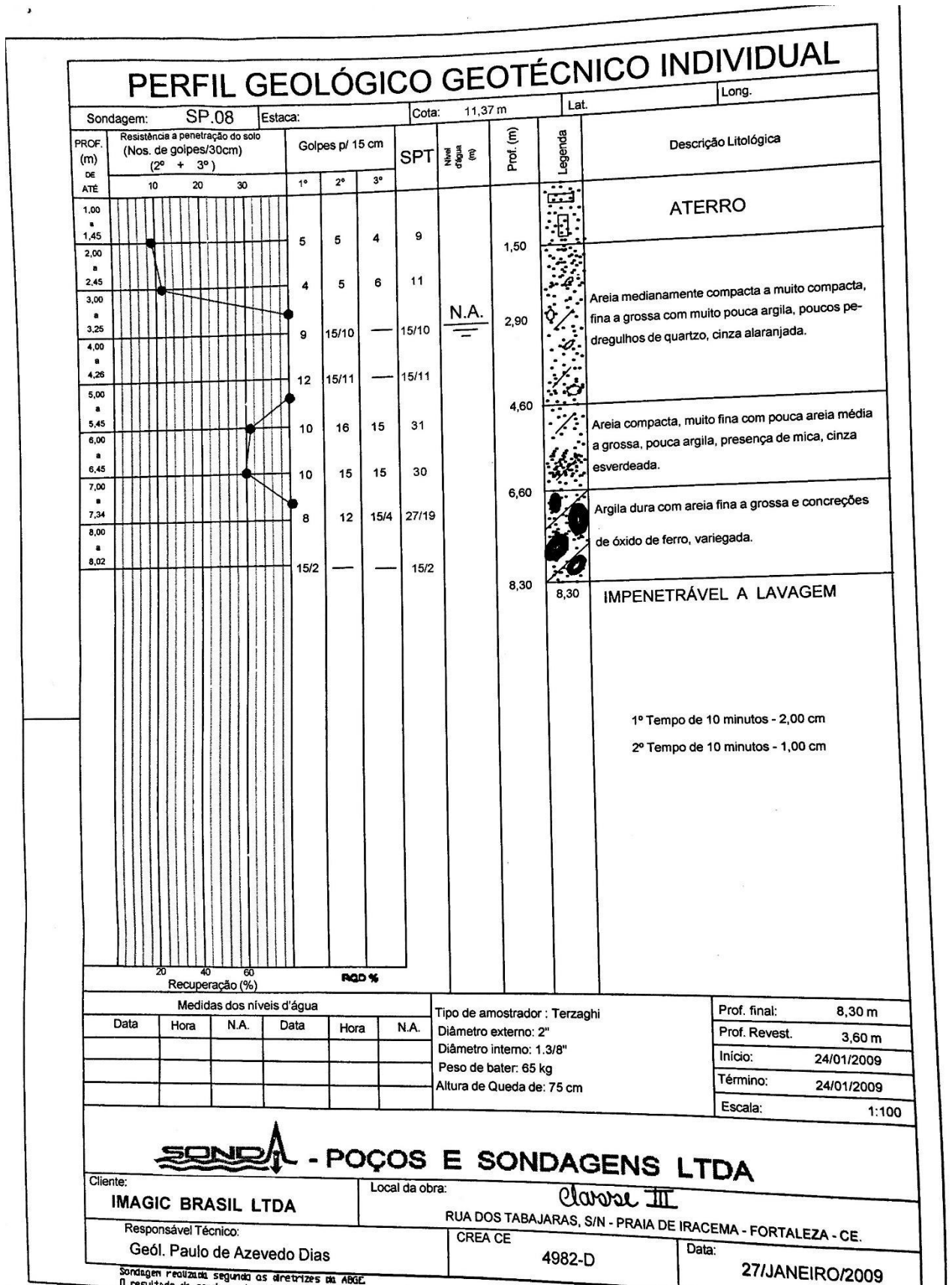
$\delta_a = \frac{d_a}{a} \quad \mu_a = \frac{M_{ad}}{a^2 b f_{cd}}$
 $\delta_b = \frac{d_b}{b} \quad \mu_b = \frac{M_{bd}}{a b^2 f_{cd}}$
 $\nu = \frac{N_d}{a b f_{cd}}$

Se $\mu_a > \mu_b$ " $\mu_1 = \mu_a$ " $\mu_2 = \mu_b$
 Se $\mu_a < \mu_b$ " $\mu_1 = \mu_b$ " $\mu_2 = \mu_a$

$\omega = \frac{A_{101} \sigma_{sd} - 0,002}{a b f_{cd}}$



ANEXO V – SONDAGEM ESTUDO DE CASO 2



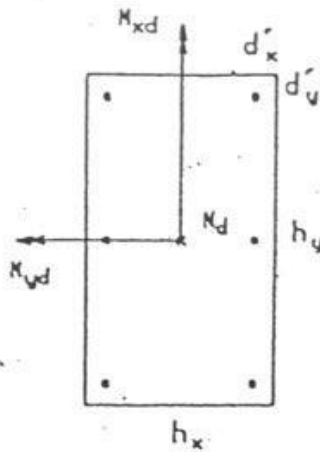
ANEXO VI – ÁBACO PILARES RECTANGULARES

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c f_{cd} h_x}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c f_{cd} h_y}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$



CA-50 A

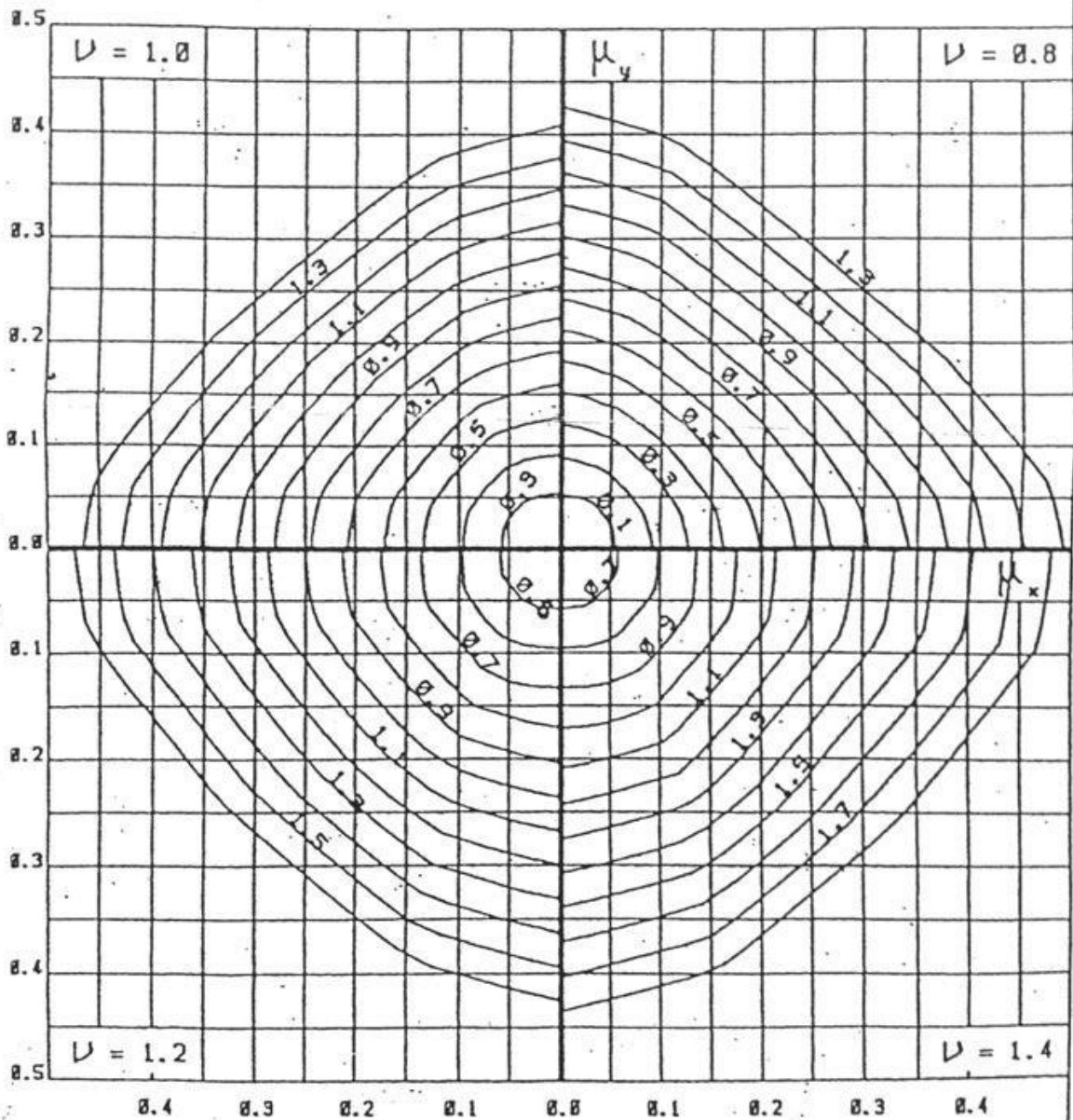
$$d'_y = 0.050 h_y$$

$$d'_x = 0.100 h_x$$

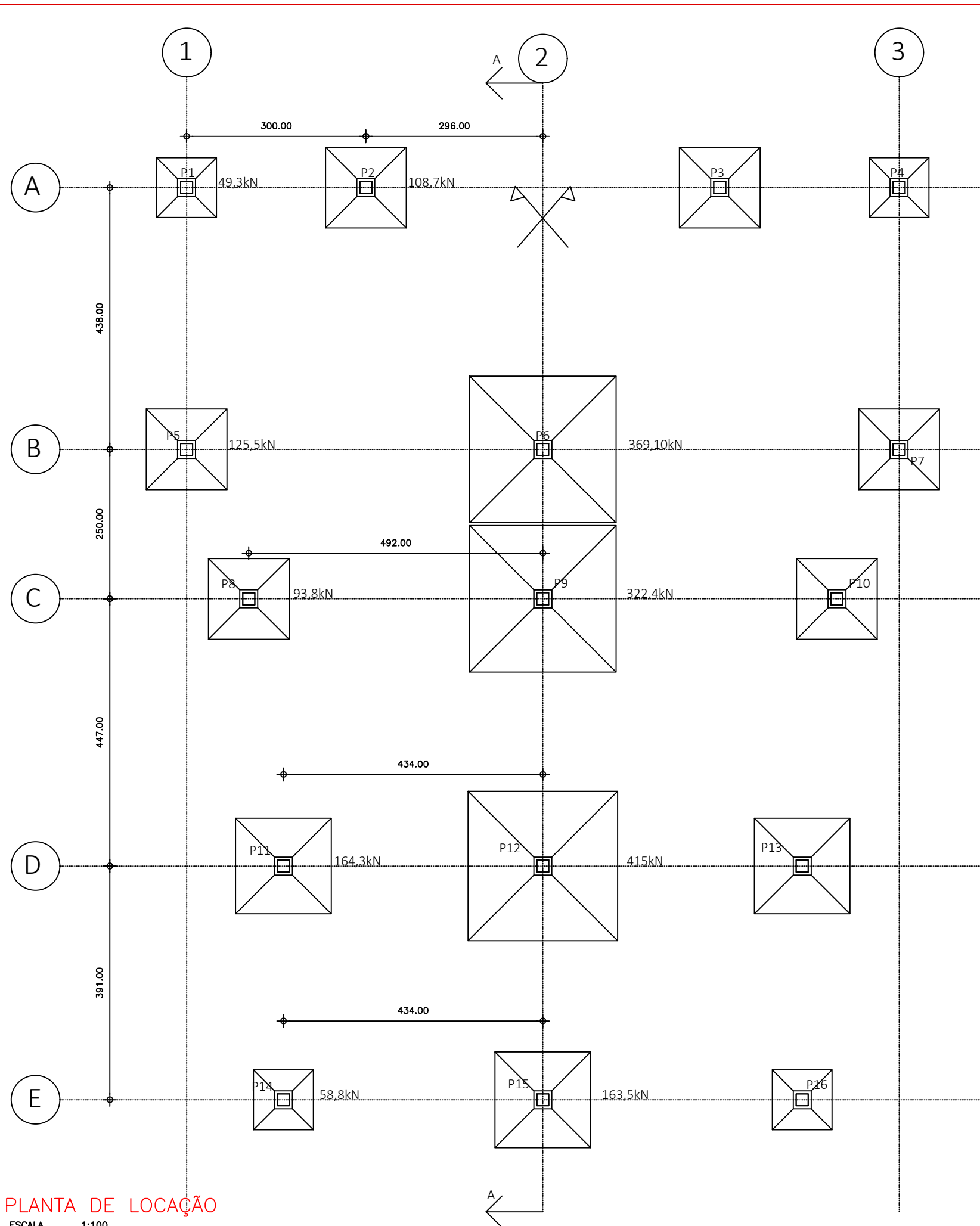
$$A_{sy} / A_s = 2/6$$

$$A_{sx} / A_s = 3/6$$

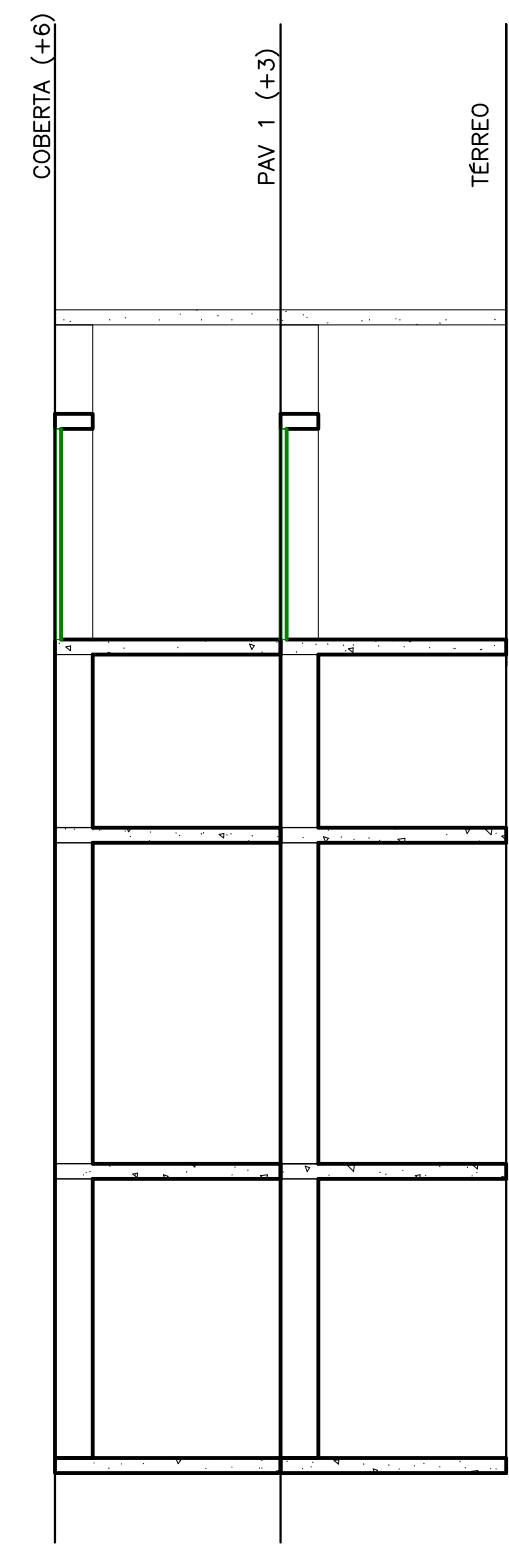
$$A_c = h_x h_y$$



APÊNDICE A



PLANTA DE LOCAÇÃO
ESCALA 1:100



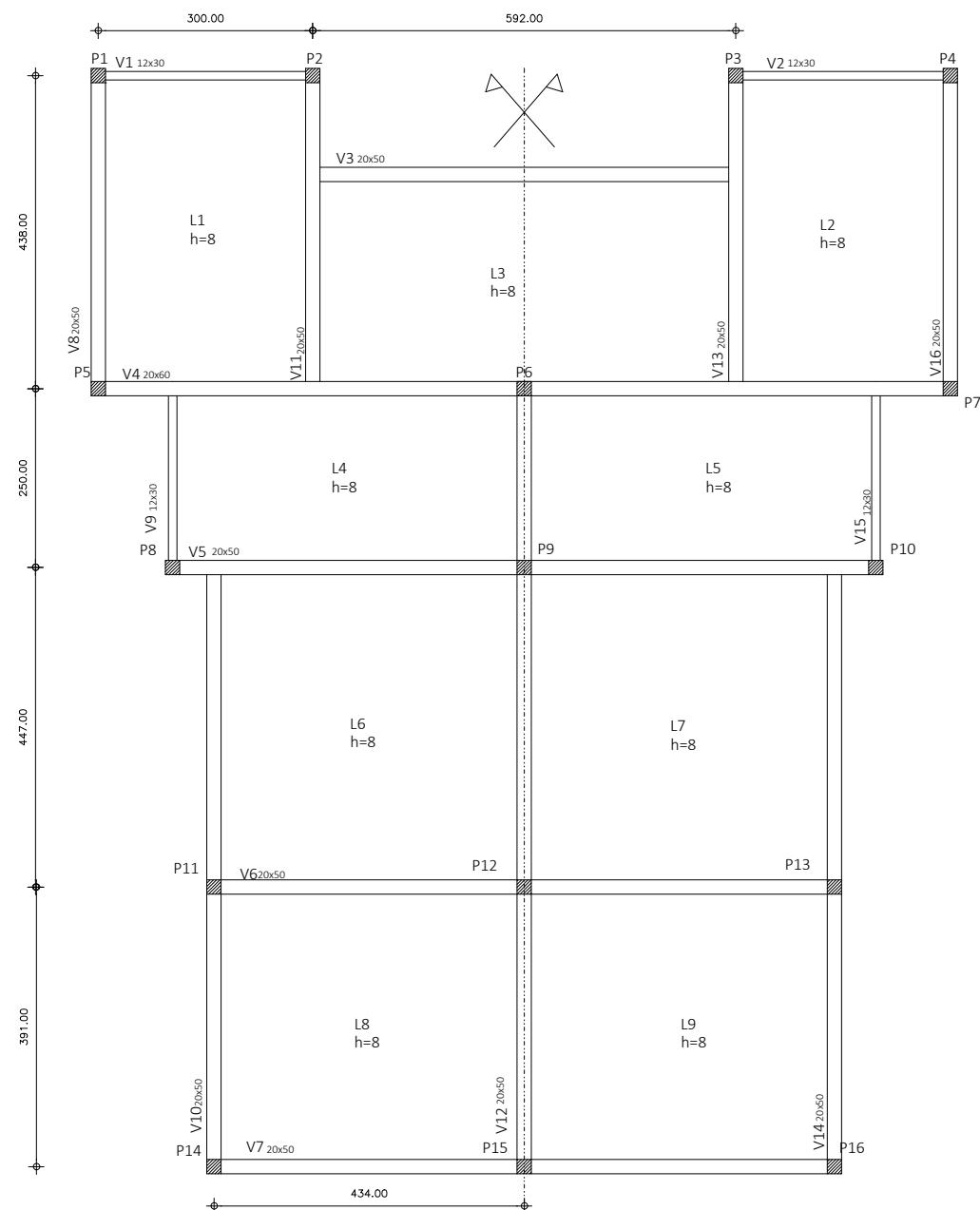
CORTE A
ESCALA 1:100

NOTAS

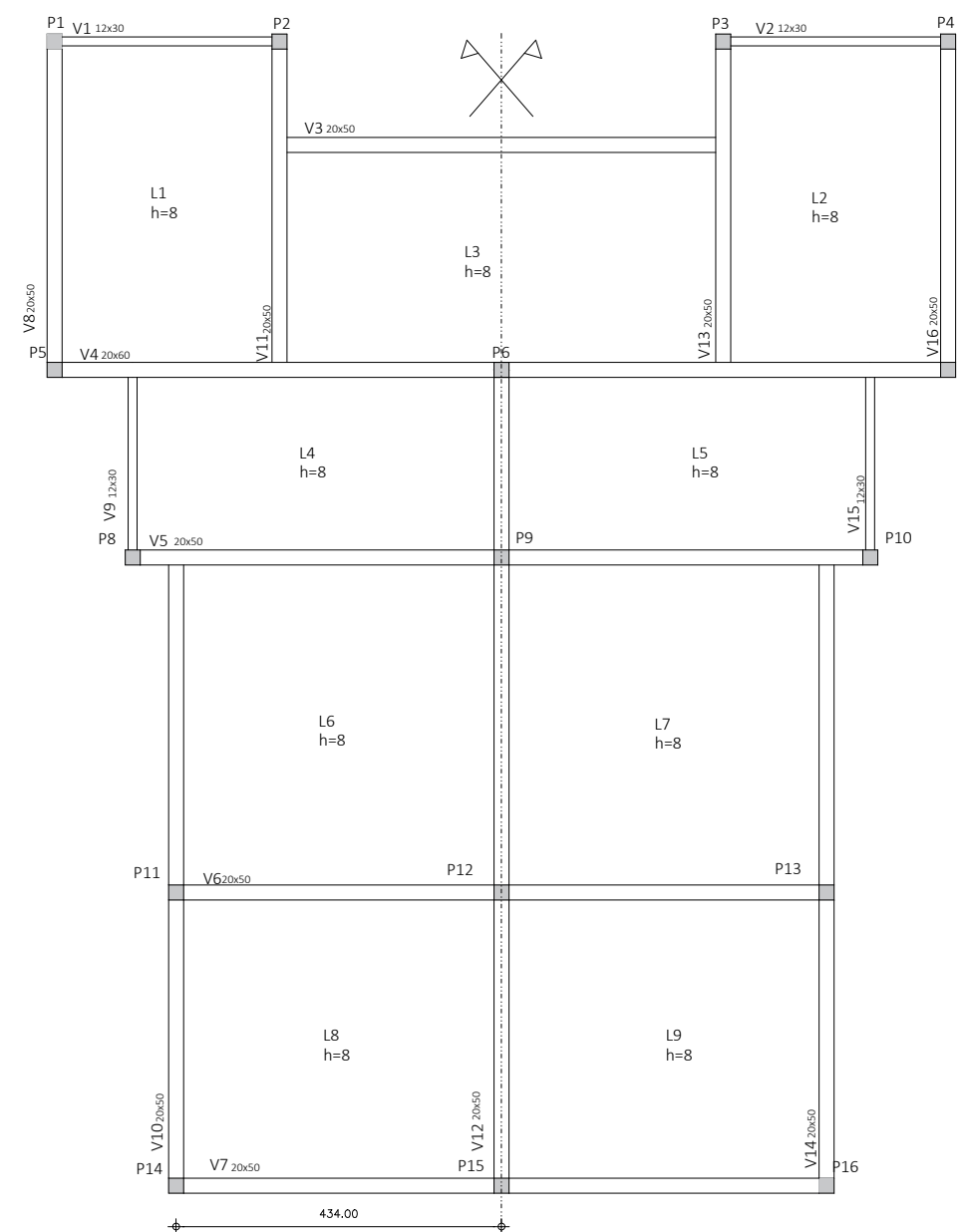
- CONCRETO
f_{ck}= 20MPa
- AÇO CA-50A
- COBRIMENTOS
Vigas..... c=25mm
Pilares..... c=25mm
Laje..... c=20mm
Sapata..... c=30mm
- Classe de Agressividade I
- Todos os pilares possuem seção 20x20.
- Medidas em cm.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	
Obra: RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR	AUTOR: BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA
Localização: Itarema-CE	ESCALA: Indecida
Assunto: LOCAÇÃO DE PILARES, SAPATAS E CARGAS	DATA: AGOSTO/2018
	FOLHA: 01/07
	ROD

PAVIMENTO 1



COBERTA



PLANTAS DE FORMA

ESCALA 1:100

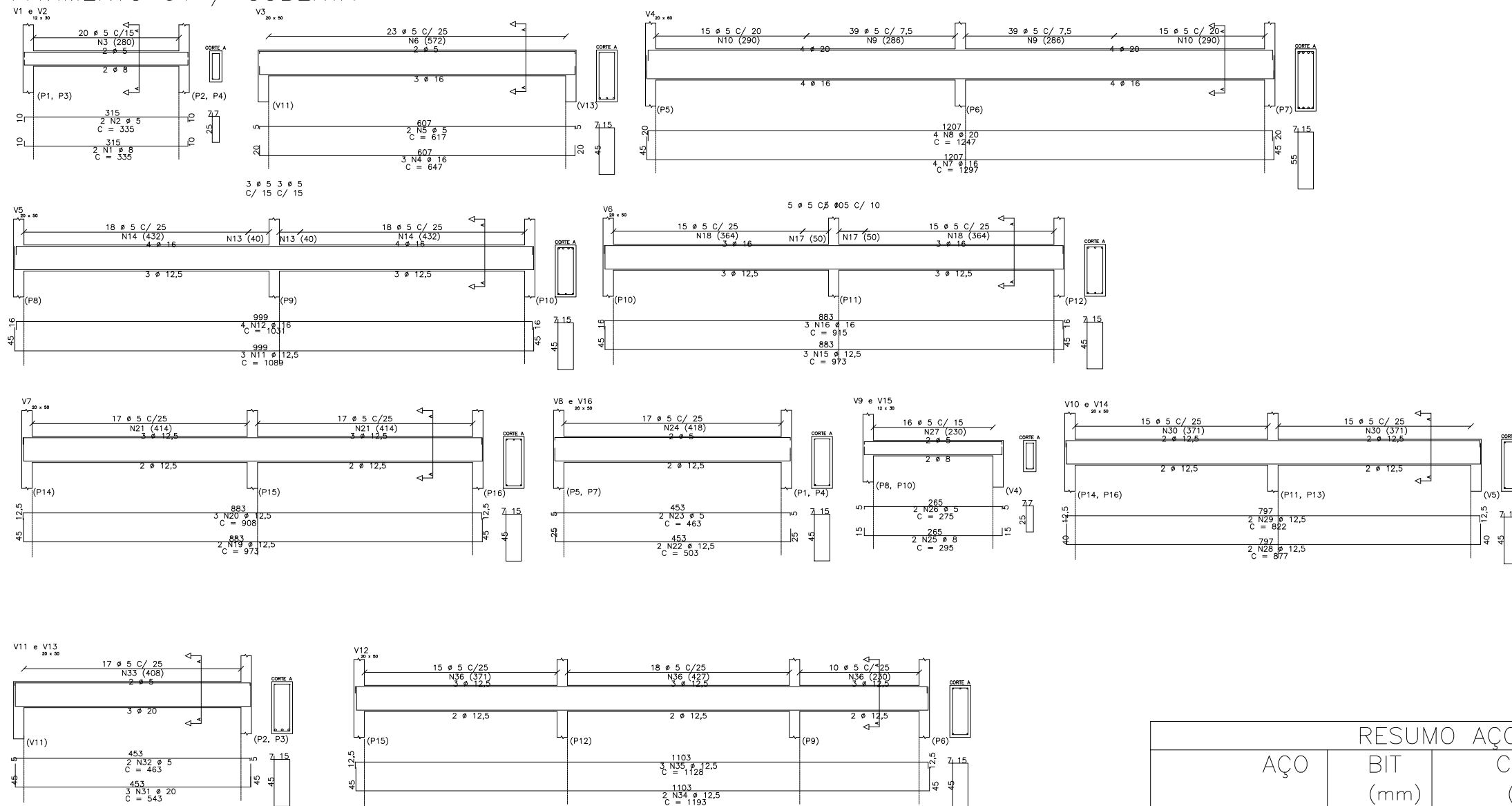
NOTAS

1. CONCRETO
fck= 20MPa
2. AÇO CA-50A
3. COBRIMENTOS
Vigas.....: c=25mm
Pilares.....: c=25mm
Laje.....: c=20mm
Sapata.....: c=30mm
4. Classe de Agressividade I

5. Todos os pilares possuem seção 20x20.
6. Medidas em cm.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR	AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA	
Localização: Itarema-CE	ESCALA Indicada	DATA AGOSTO/2018
Assunto: ARMADURAS NEGATIVA DAS LAJES	FOLHA 02/07 ROO	

PAVIMENTO 01 / COBERTA



RESUMO AÇO CA 50			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	5	1789	278,25
50A	8	50,40	19,91
50A	12,5	508,68	502,58
50A	16	38,90	279,96
50A	20	17,90	164,92
Peso Total		50A = 1649,27	kg

ARMADURAS DAS VIGAS

ESCALA 1:100

NOTAS

1. CONCRETO
fck= 20MPa
2. AÇO CA-50A
3. COBRIMENTOS
Vigas.....: c=25mm
Pilares.....: c=25mm
Laje.....: c=20mm
Sapata.....: c=30mm
4. Classe de Agressividade I

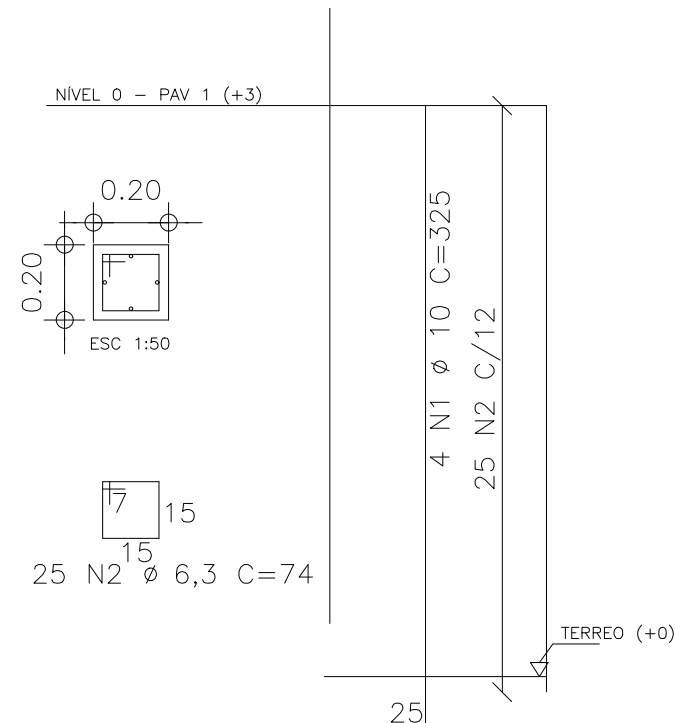
5. Todos os pilares possuem seção 20x20.

6. Medidas em cm.

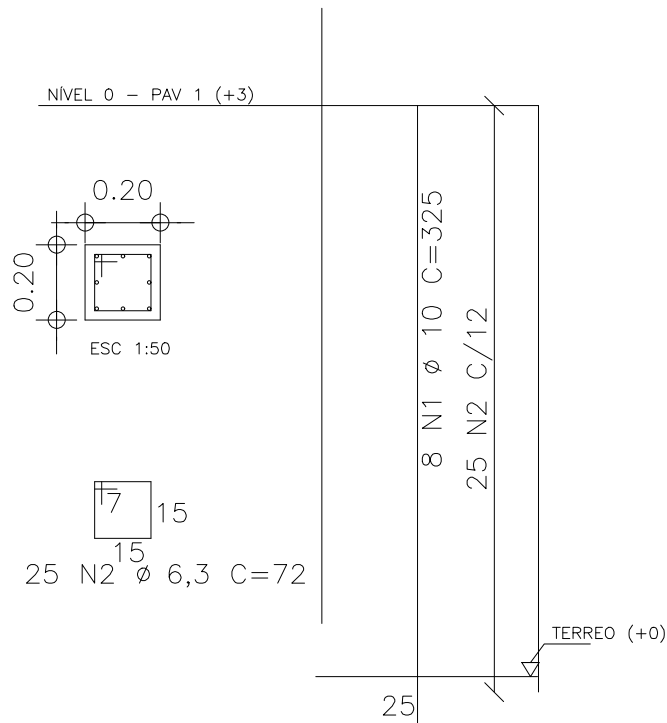
UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR	AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA	
Localização: Itarema-CE	ESCALA Indicada	DATA AGOSTO/2018
Assunto: ARMADURAS DAS VIGAS PAV 1 E COBERTA	FOLHA 03/07	ROO

PAVIMENTO 1

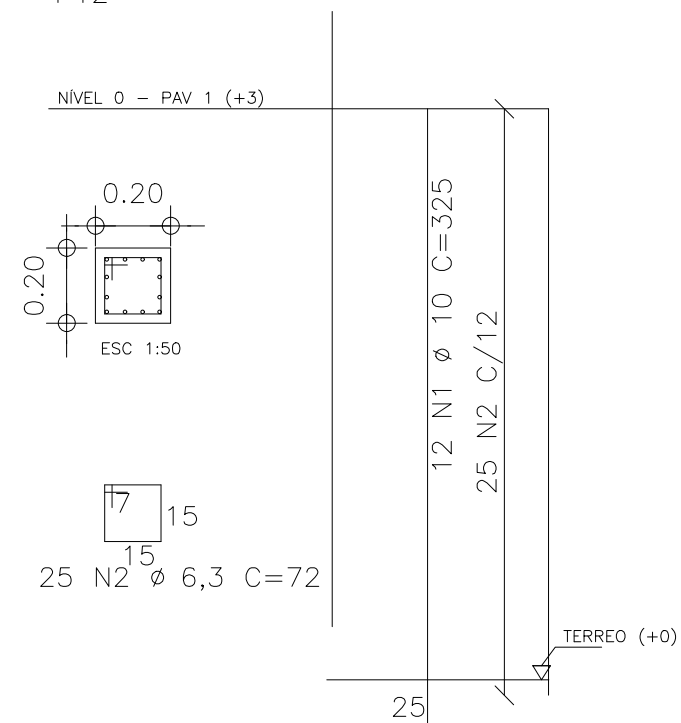
P1=P2=P3=P4=P5=P7=P8=P10=P11=P13=P14=P15=P16



P6=P9

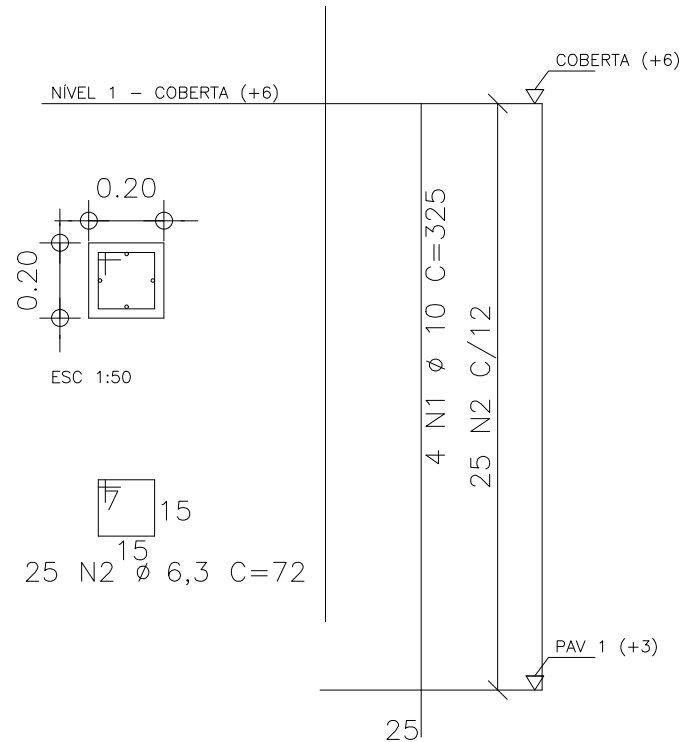


P12



COBERTA

P1=P2=P3=P4=P5=P6=P7=P8=P9=P10=P11=P12=P13=P14=P15=P16



ARMADURAS DOS PILARES
ESCALA 1:75

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO		PESO (KG)
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)	
ARM. DOS PILARES						
50A	1	10	144	325	46800	288,76
50A	2	6,3	800	74	59200	146,82
Peso Total			50A = 435,60	kg		

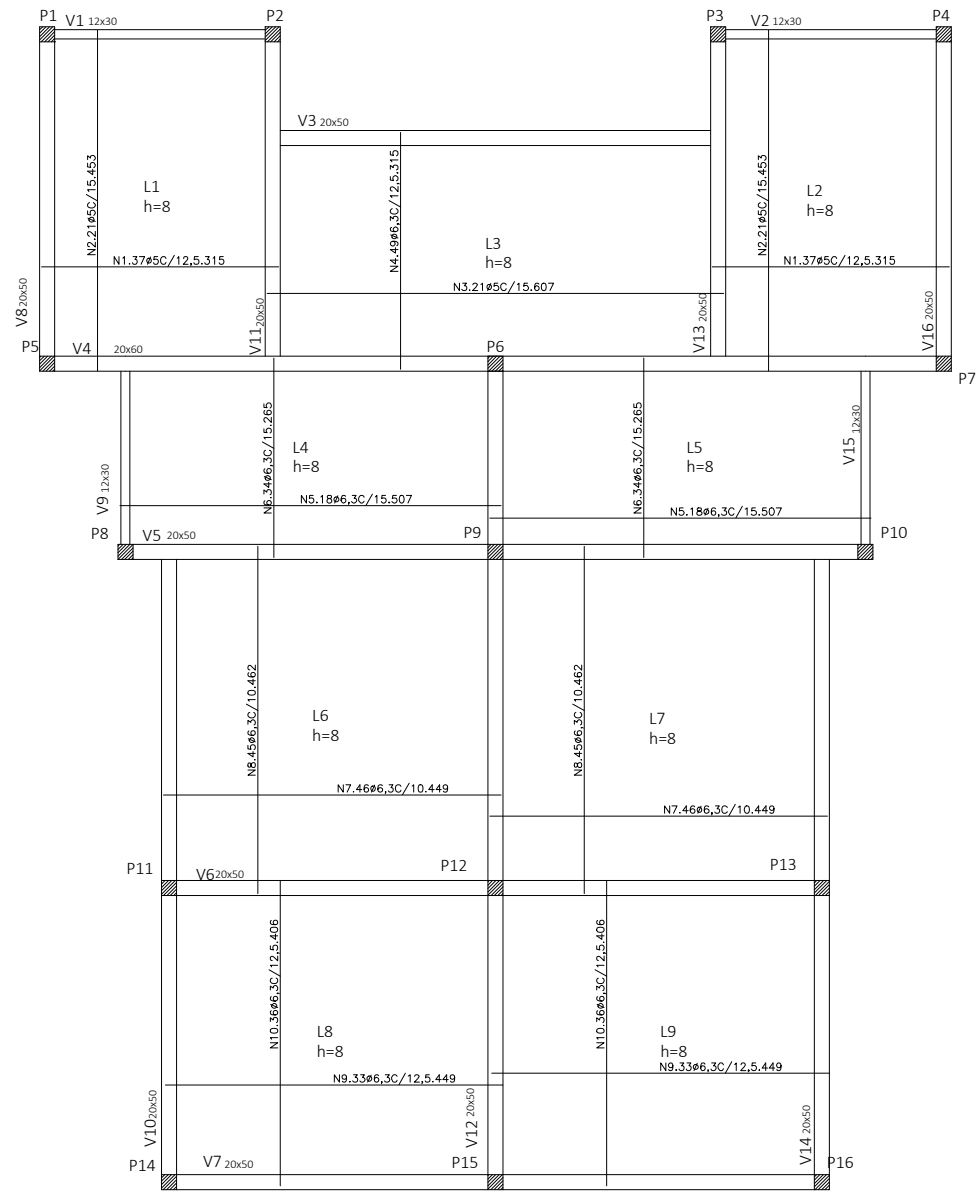
NOTAS

- CONCRETO
fck= 20MPa
- AÇO CA-50A
- COBRIMENTOS
Vigas.....: c=25mm
Pilares.....: c=25mm
Laje.....: c=20mm
Sapata.....: c=30mm
- Classe de Agressividade I

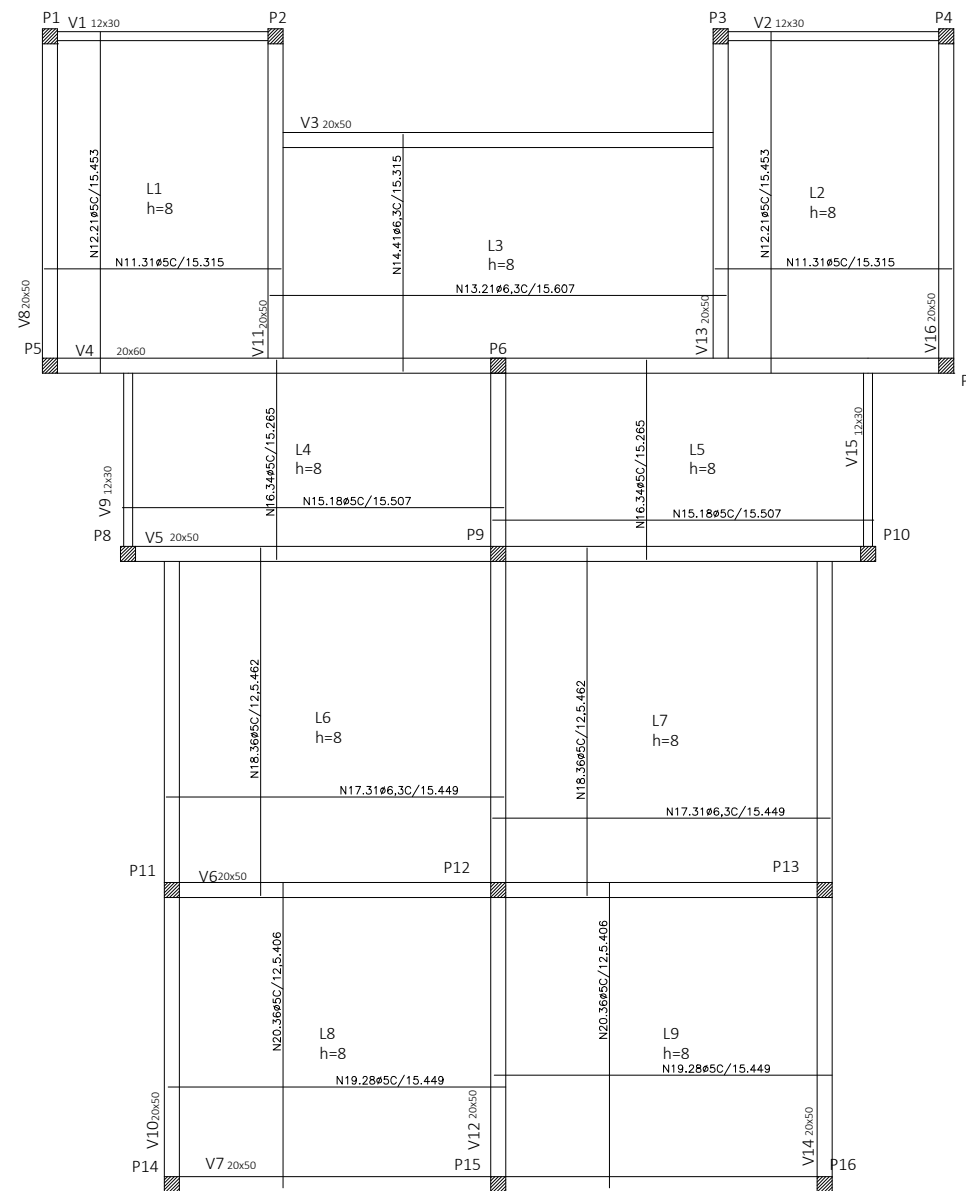
- Todos os pilares possuem seção 20x20.
- Medidas em cm.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR	AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA	
Localização: Itarema-CE	ESCALA Indicada	DATA AGOSTO/2018
Assunto: ARMADURAS DOS PILARES PAV 1 E COBERTA	FOLHA 04/07	ROO

PAVIMENTO 1



COBERTA



ARMADURAS POSITIVA DAS LAJES

ESCALA 1:100

NOTAS

- CONCRETO
fck= 20MPa
- AÇO CA-50A
- COBRIMENTOS
Vigas..... c=25mm
Pilares..... c=25mm
Laje..... c=20mm
Sapata..... c=30mm
- Classe de Agressividade I

5. Todos os pilares possuem seção 20x20.

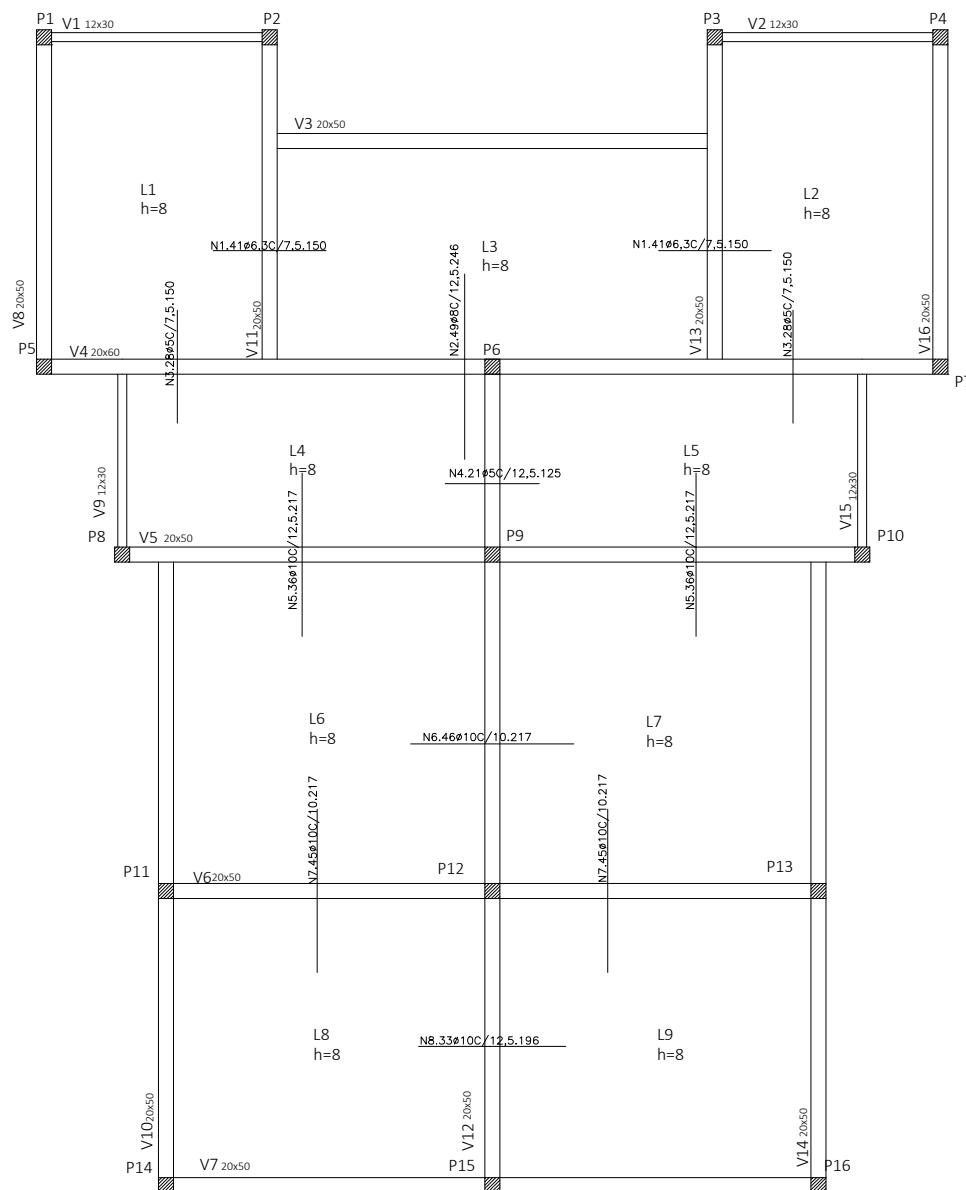
6. Medidas em cm.

RESUMO AÇO CA 50

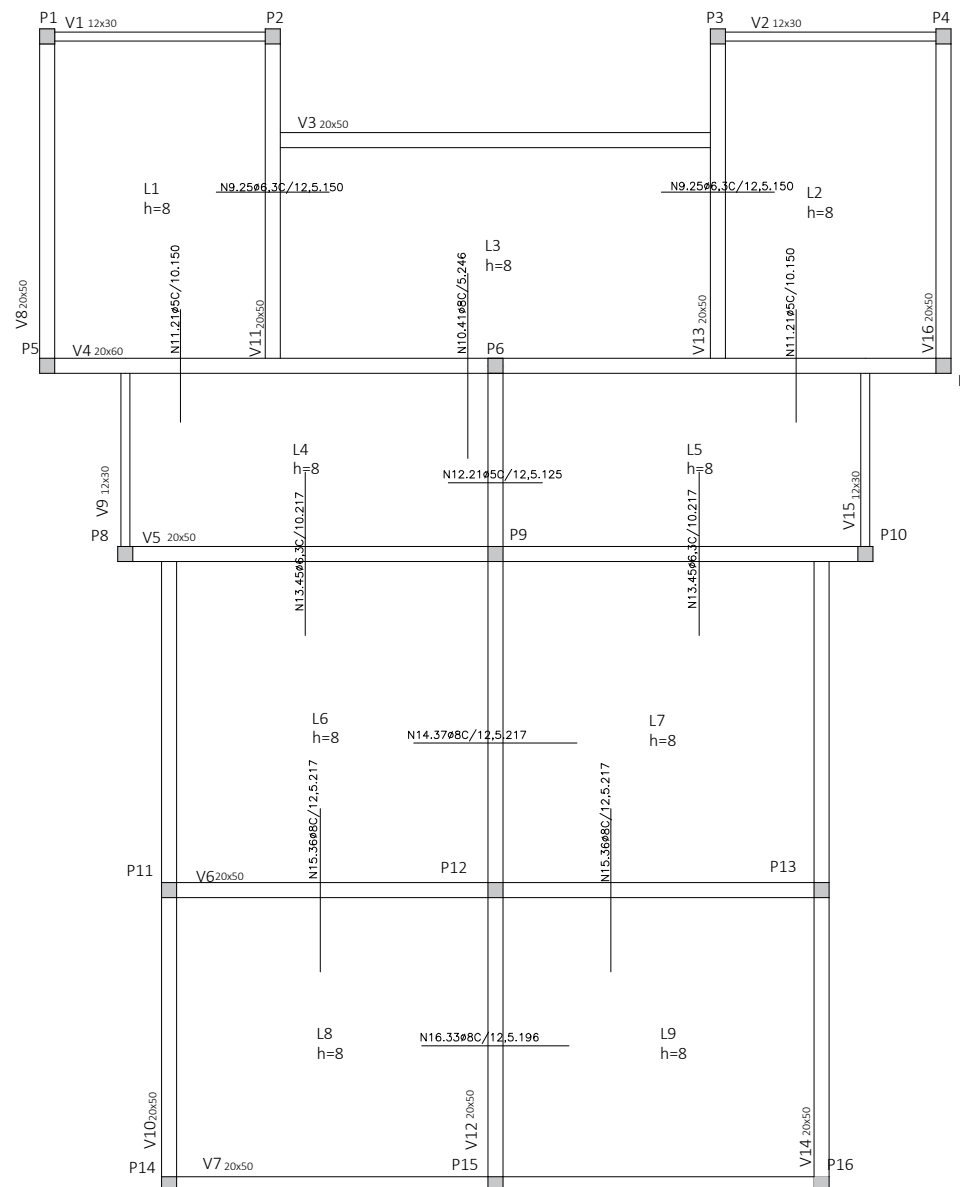
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	5	856,32	137
50A	6,3	3486,86	864
Peso Total		50A = 1001,50	kg

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR	AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA	
Localização: Itarema-CE	ESCALA Indicada	DATA AGOSTO/2018
Assunto: ARMADURAS POSITIVA DAS LAJES	FOLHA 05/07	ROO

PAVIMENTO 1



COBERTA



ARMADURAS NEGATIVAS DAS LAJES

ESCALA 1:100

NOTAS

- CONCRETO
fck= 20MPa
- AÇO CA-50A
- COBRIMENTOS
Vigas.....: c=25mm
Pilares.....: c=25mm
Laje.....: c=20mm
Sapata.....: c=30mm
- Classe de Agressividade I

5. Todos os pilares possuem seção 20x20.

6. Medidas em cm.

RESUMO AÇO CA 50

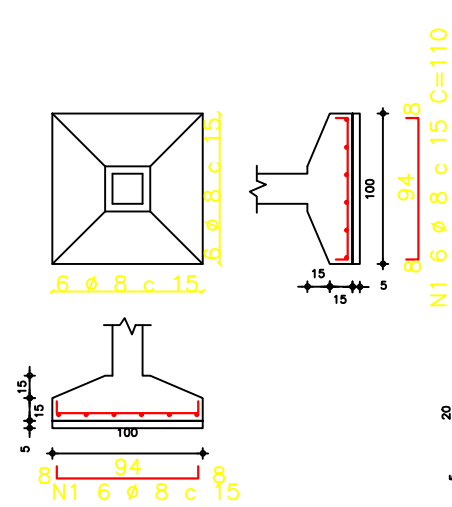
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	5	199,5	31,92
50A	6,3	198	49,10
50A	8	221,4	87,45
50A	10	1012,55	624,74
Peso Total		50A = 793,22	kg

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR	AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA	
Localização: Itarema-CE	ESCALA Indicada	DATA AGOSTO/2018
Assunto: ARMADURAS NEGATIVA DAS LAJES	FOLHA 06/07 ROO	

SAPATAS

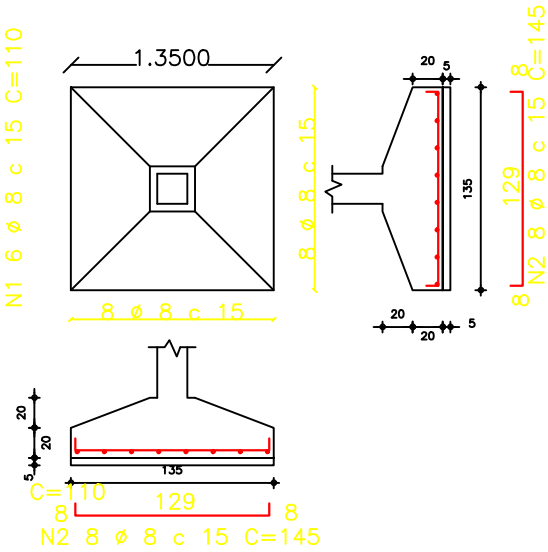
TIPO 1

S1=S4=S14=S16



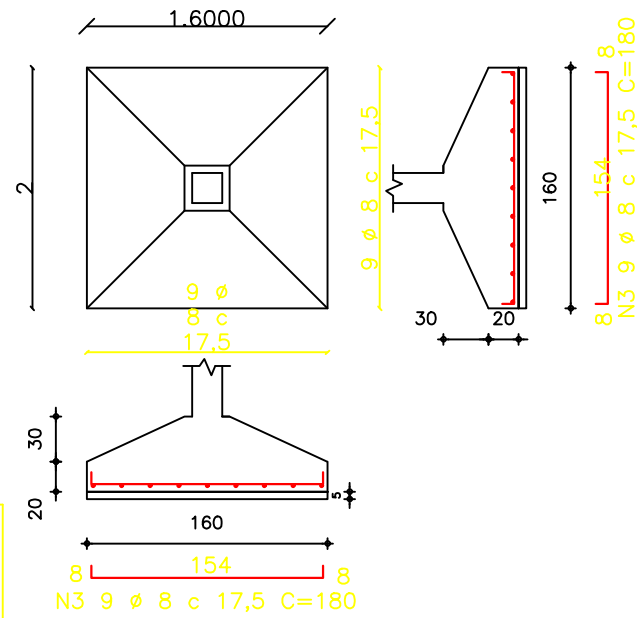
TIPO 2

S2=S3=S5=S7=S8=S10



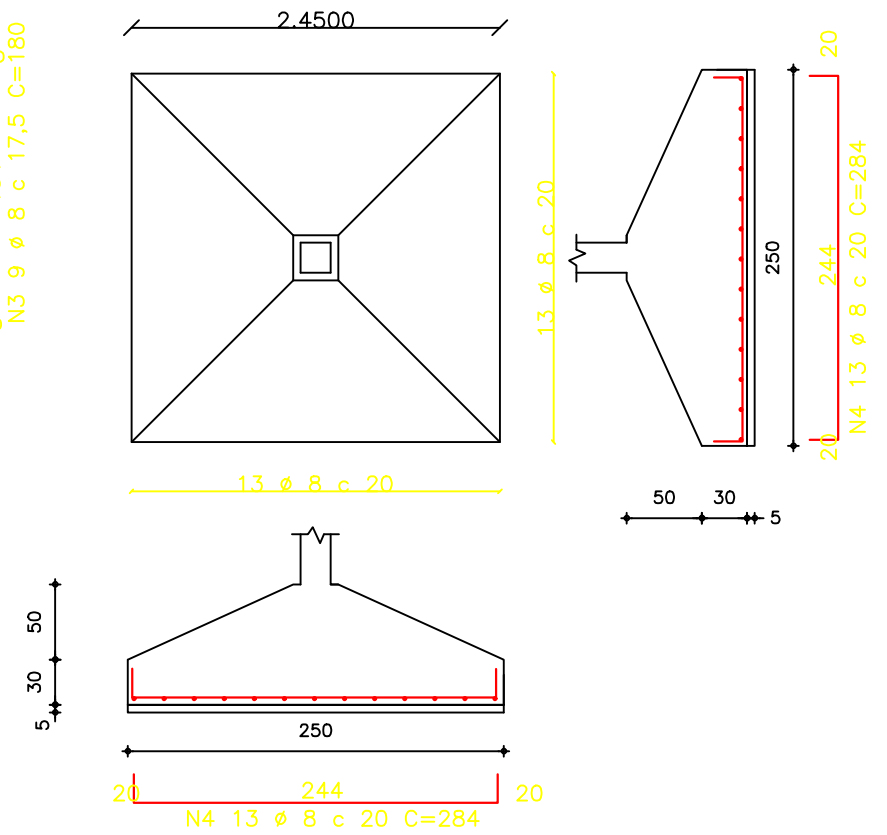
TIPO 3

S11=S13=S15



TIPO 4

S6=S9=S12



AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO		PESO (KG)
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)	
ARM. DAS SAPATAS						
50A	1(x4)	8	12	110	1320	20,86
50A	2(x6)	8	16	145	2320	54,98
50A	3(x3)	8	18	180	3240	38,39
50A	4(x3)	8	26	284	7384	87,50

RESUMO AÇO CA 50			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	8	142,64	201,73
Peso Total		50A = 201,73	kg

ARMADURAS DAS SAPATAS

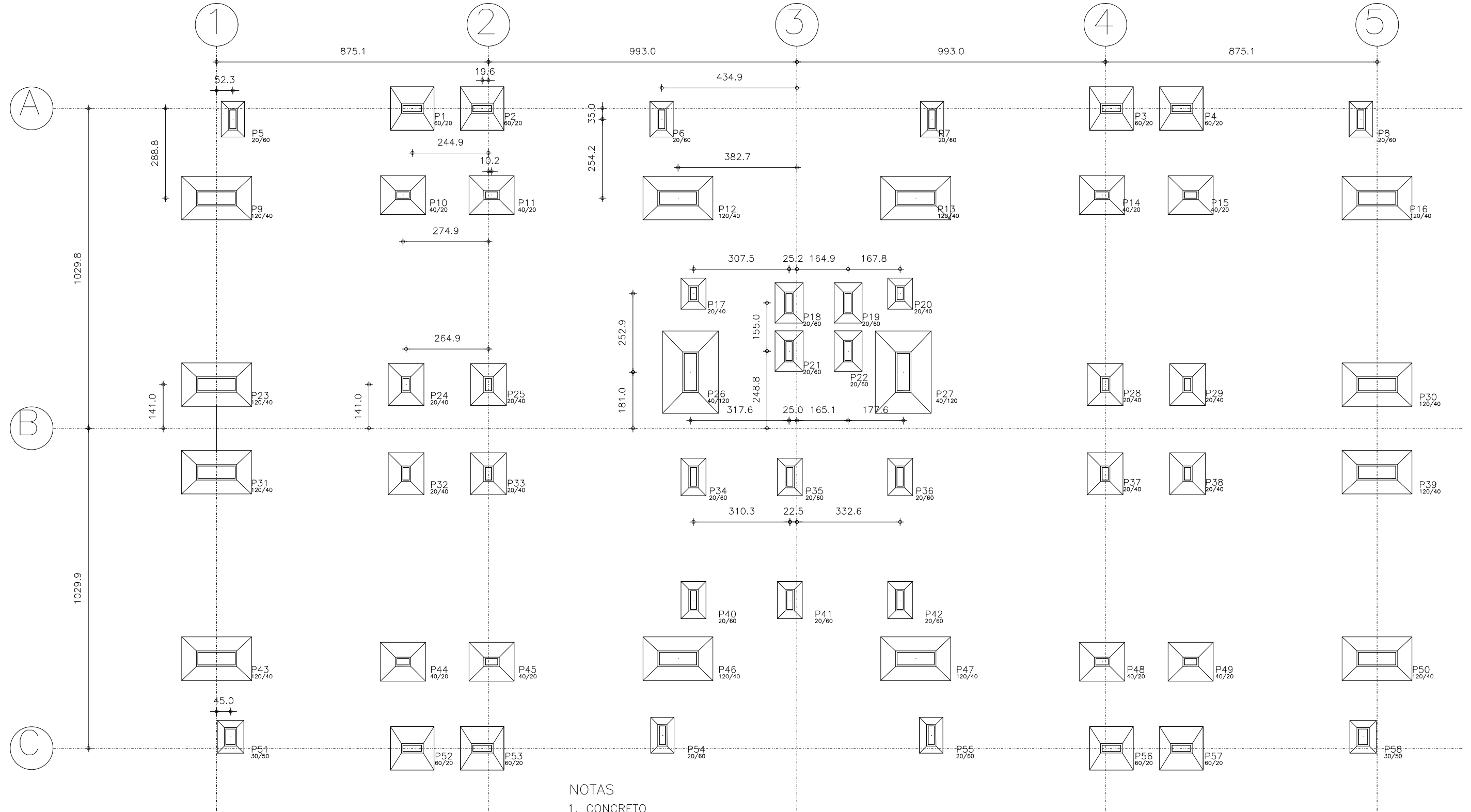
ESCALA 1:50

NOTAS

- CONCRETO
fck= 20MPa
- AÇO CA-50A
- COBRIMENTOS
Vigas.....: c=25mm
Pilares.....: c=25mm
Laje.....: c=20mm
Sapata.....: c=30mm
- Classe de Agressividade I
- Todos os pilares possuem seção 20x20.
- Medidas em cm.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR	AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA	
Localização: Itarema-CE	ESCALA Indicada	DATA AGOSTO/2018
Assunto: ARMADURAS DAS SAPATAS	FOLHA 07/07	ROD

LOCAÇÃO



NOTAS

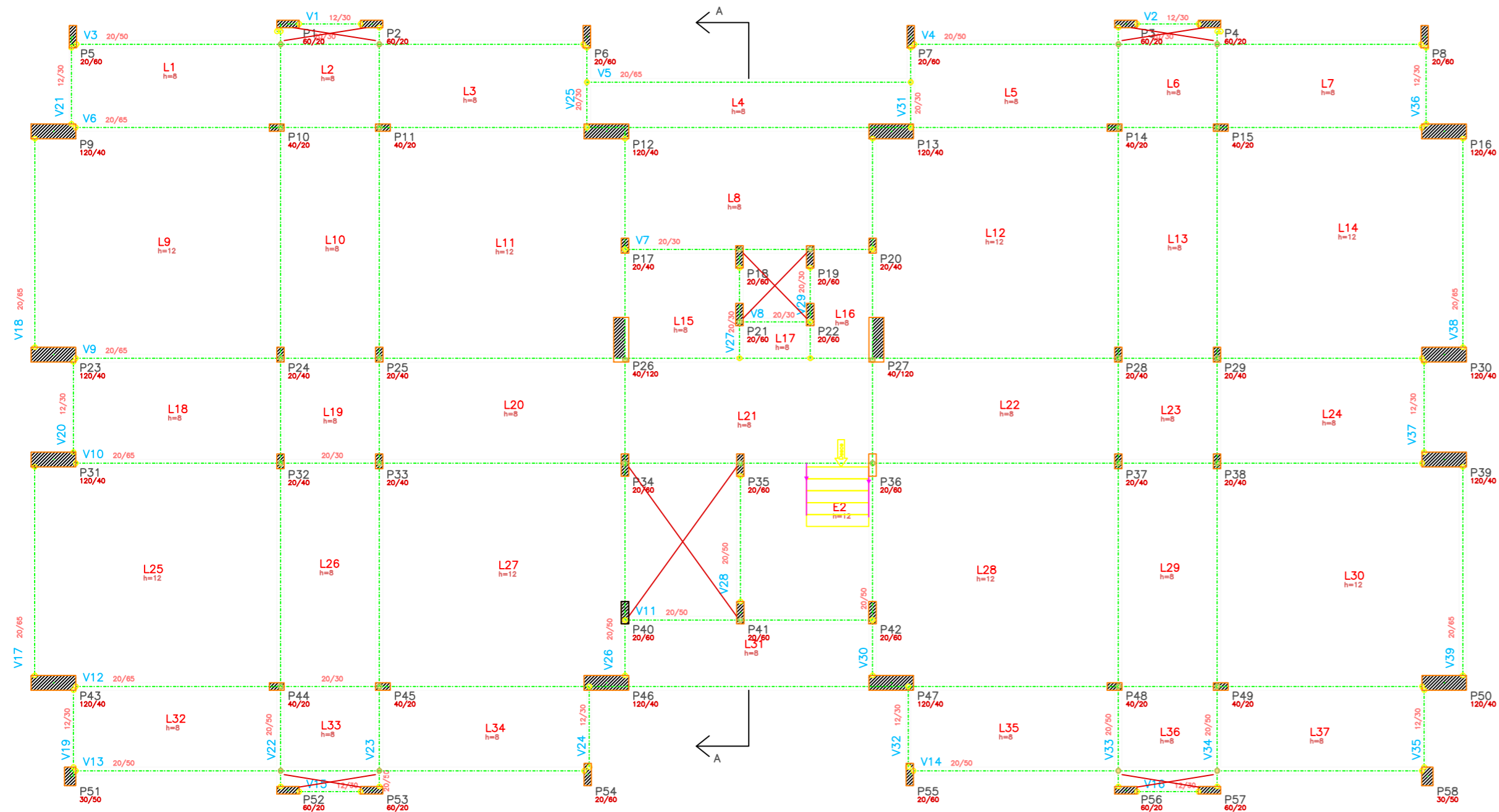
1. CONCRETO
fck= 30MPa
2. AÇO CA-50A
3. COBRIMENTOS
Vigas.....: c=40mm
Pilares.....: c=40mm
Laje.....: c=35mm
Sapata.....: c=40mm
4. Classe de Agressividade III
5. Medidas em cm.

PLANTAS DE FORMA

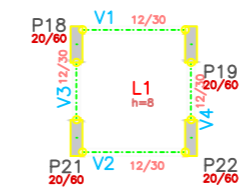
ESCALA 1:200

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: CRECHE		AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA
Localização: Fortaleza-CE		DATA NOV/2018
Assunto: LOCAÇÃO DE PILARES, SAPATAS E CARGAS		FOLHA 01/07 ROO

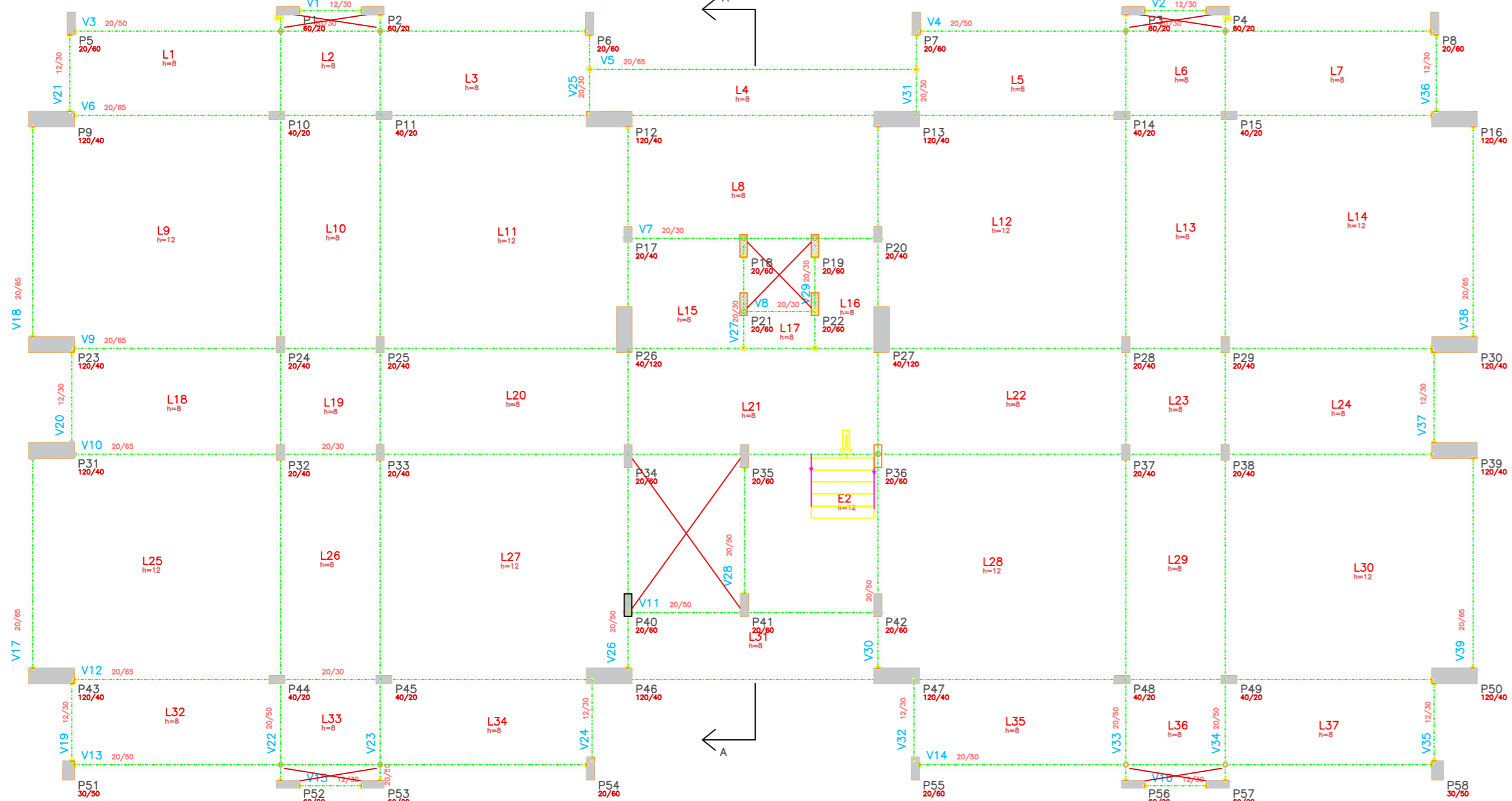
PAVIMENTO 1



ÁTICO



COBERTA



ÁTICO +9,60

COBERTA +6,40

PAV1 +3,20

TÉRREO +0

CORTE A-A
ESCALA 1:125

NOTAS

1. CONCRETO
fck= 30MPa
2. AÇO CA-50A
3. COBRIMENTOS
Vigas.....: c=40mm
Pilares.....: c=40mm
Laje.....: c=35mm
Sapata.....: c=40mm
4. Classe de Agressividade III
5. Medidas em cm.

PLANTAS DE FORMA

ESCALA 1:125

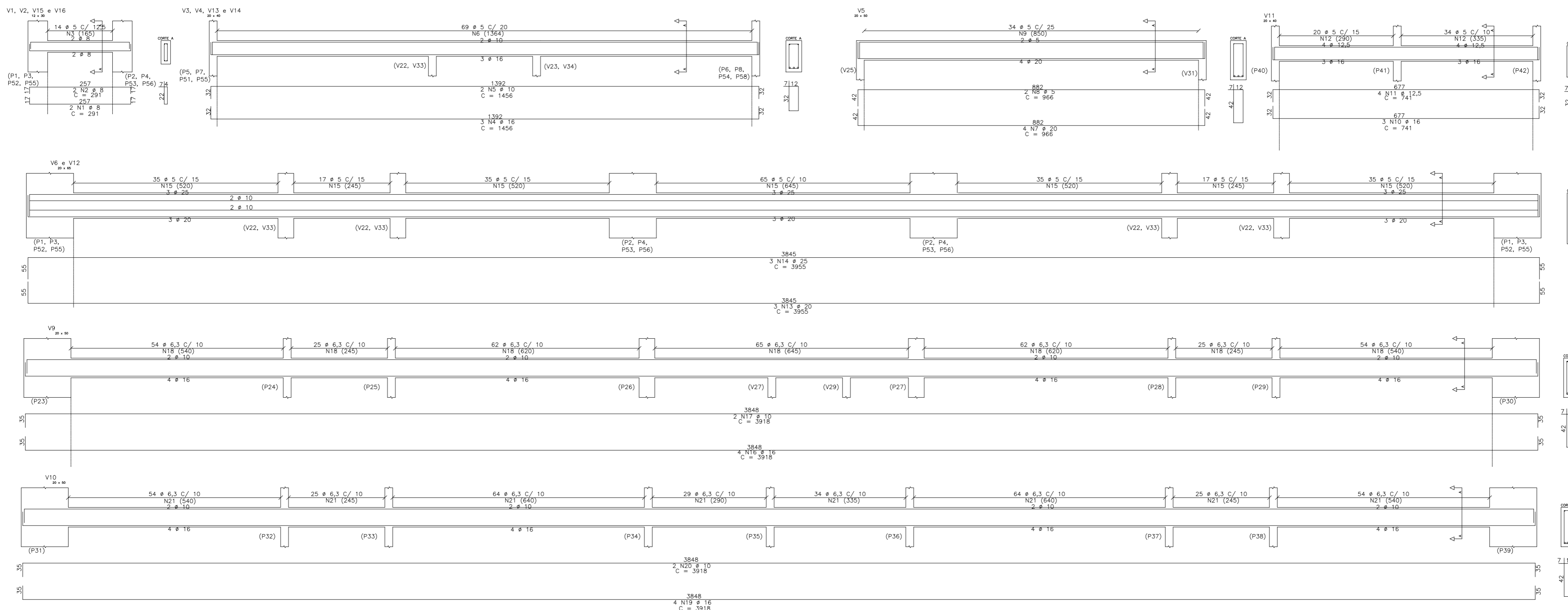
UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Obra: CRECHE
Localização: Fortaleza-CE
Assunto:
PRANCHA DE FORMA

AUTOR
BANCA MARIA PACHECO VIEIRA

ESCALA Indicada	DATA NOV/2018
FOLHA 02/07	

DETALHAMENTO VIGAS PAVIMENTO 1 E COBERTA



ARMADURAS DAS VIGAS

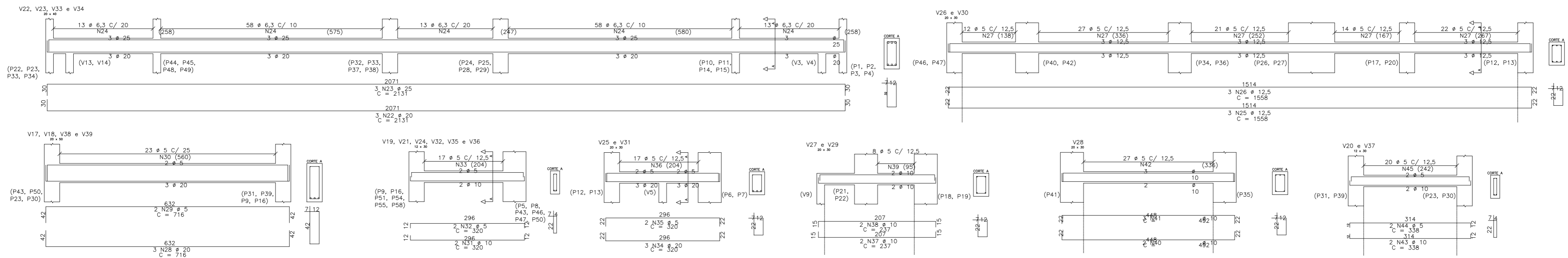
ESCALA 1:75

NOTAS

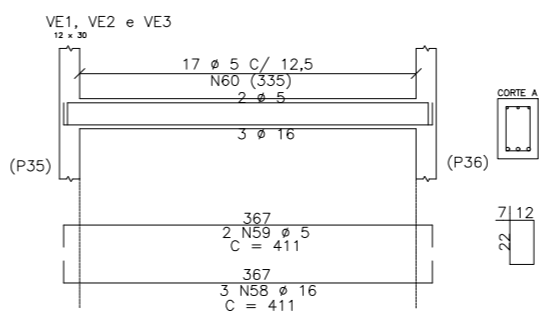
- CONCRETO
f_{ck} = 30MPa
- AÇO CA-50A
- COBRIMENTOS
Vigas.....: c=40mm
Pilares.....: c=40mm
Laje.....: c=35mm
Sapata.....: c=40mm
- Classe de Agressividade III
- Medidas em cm.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: CRECHE		AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA
Localização: Fortaleza-CE		ESCALA Indicada
Assunto: DETALHAMENTO ARMADURAS VIGAS		DATA NOV/2018 FOLHA 03/07 R00

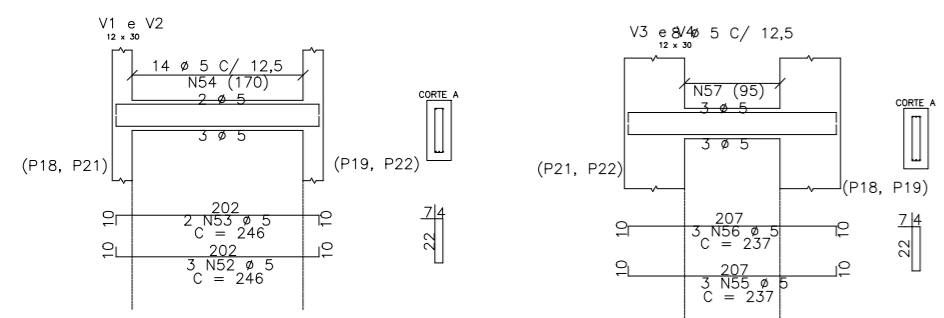
DETALHAMENTO VIGAS PAVIMENTO 1 E COBERTA



DETALHAMENTO VIGAS ESCADA



DETALHAMENTO VIGAS ÁTICO



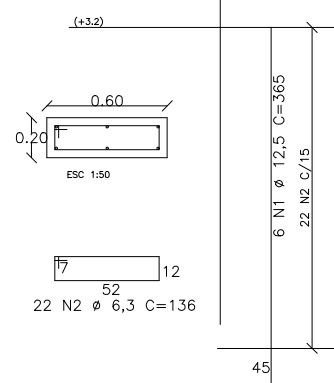
- NOTAS
1. CONCRETO
fck = 30MPa
 2. AÇO CA-50A
 3. COBRIMENTOS
Vigas.....: c=40mm
Pilares.....: c=40mm
Laje.....: c=35mm
Sapata.....: c=40mm
 4. Classe de Agressividade III
 5. Medidas em cm.

ARMADURAS DAS VIGAS
ESCALA 1:75

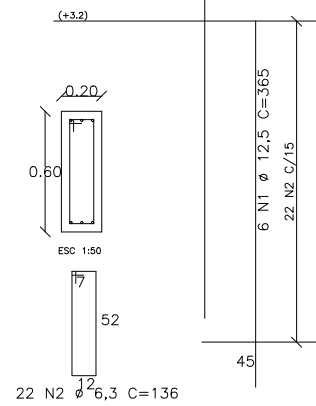
UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: CRECHE Localização: Fortaleza-CE	AUTOR BRANCA MARIA PACHECO VIEIRA	
Assunto: DETALHAMENTO ARMADURAS VIGAS	ESCALA Indicada	DATA NOV/2018 FOLHA 03/07

PILARES PAV 1/COBERTA

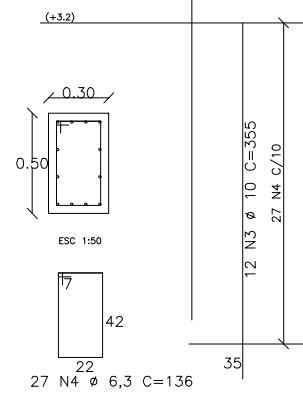
P1;P2;P3;P4;P52;P53;P56;P57



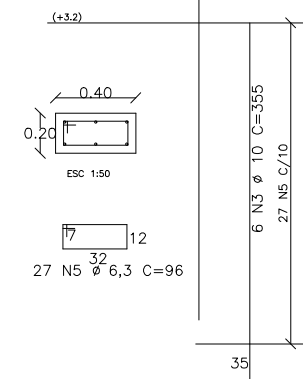
P5;P8;P6;P7;P54;P55



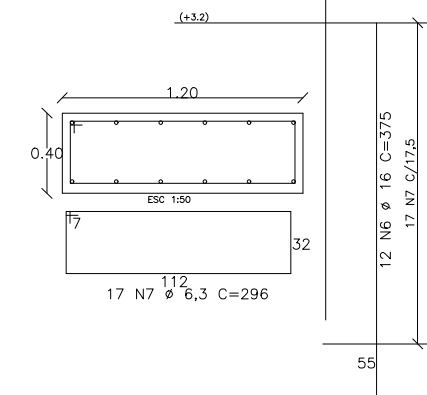
P51;P58



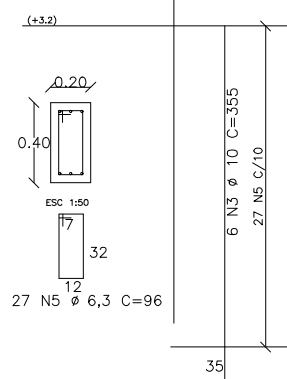
P10;P11;P14;P15;P44;P45;P48;P49



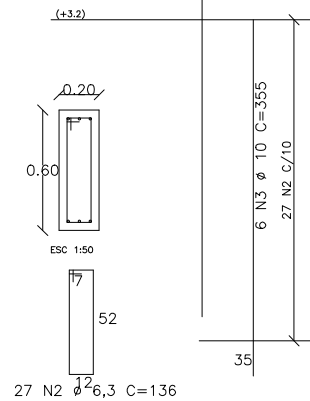
P12;P13;P46;P47;P9;P16;P43;P50;P23;P31;P30;P39



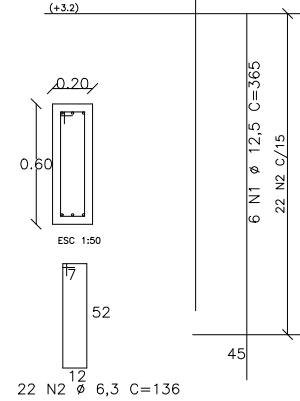
P24;P25;P32;P33;P28;P29;P37;P38



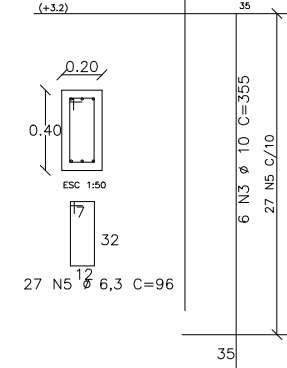
P40;P41;P42;P34;P35;P36



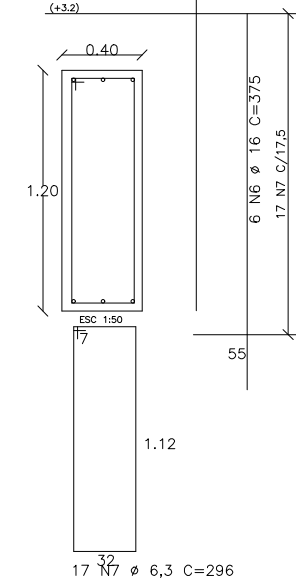
P18;P19;P21;P22 (elevador)



P17;P20

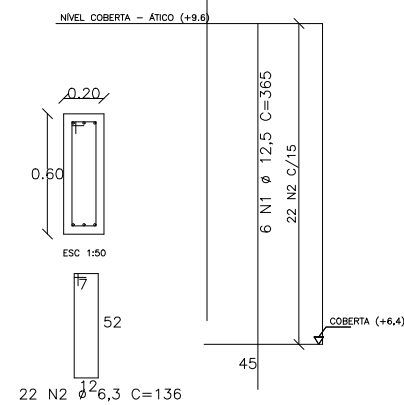


P26;P27



PILARES ÁTICO

P18;P19;P21;P22 (elevador)



ARMADURAS DOS PILARES

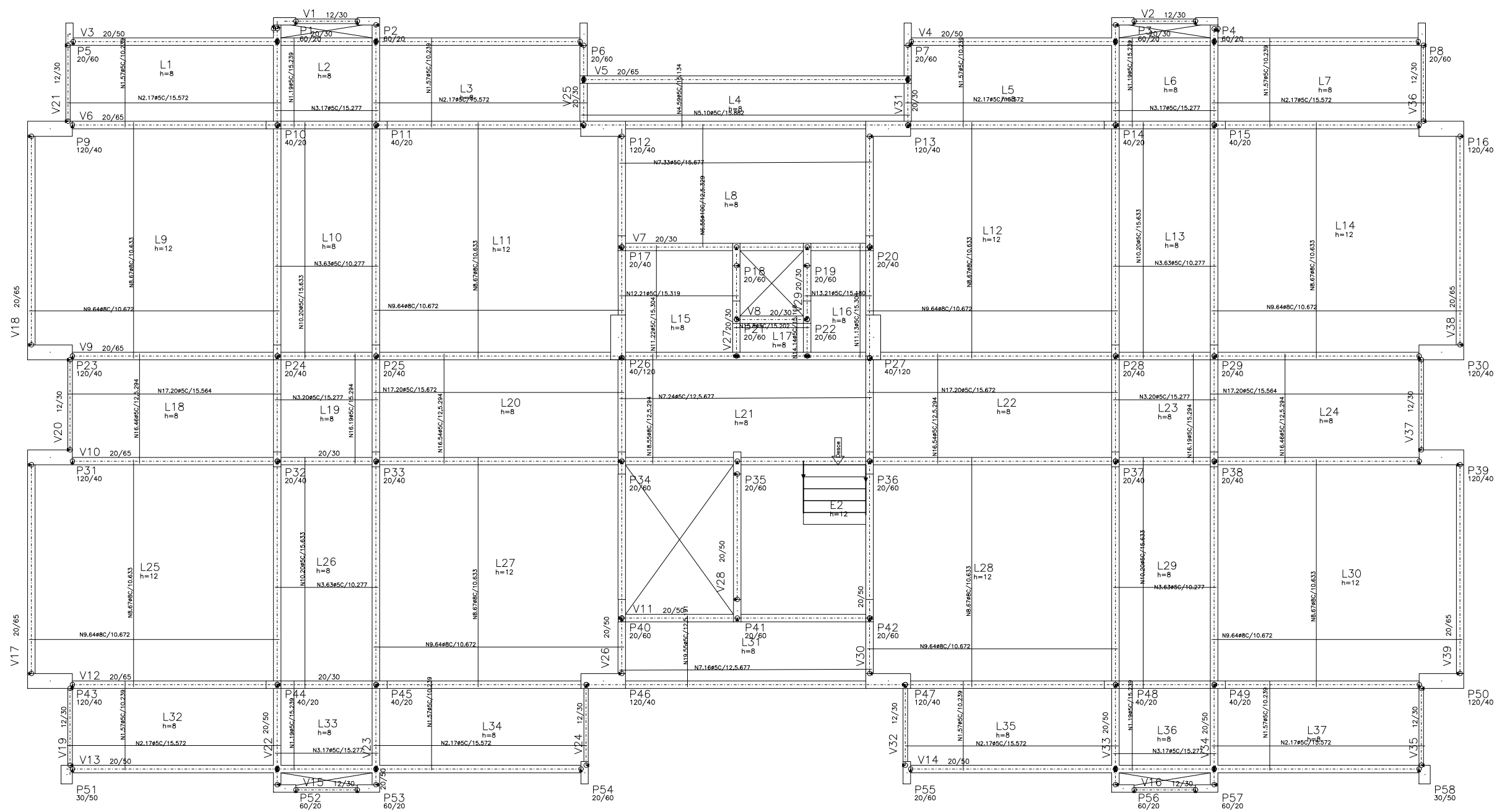
ESCALA 1:75

NOTAS

1. CONCRETO
fck= 30MPa
2. AÇO CA-50A
3. COBRIMENTOS
Vigas..... c=40mm
Pilares..... c=40mm
Laje..... c=35mm
Sapata..... c=40mm
4. Classe de Agressividade III
5. Medidas em cm.

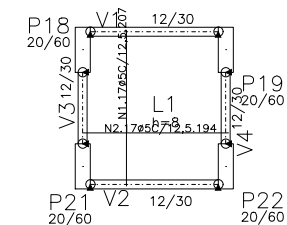
UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: CRECHE	AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA	
Localização: Fortaleza-CE	ESCALA Indicada	DATA NOV/2018
Assunto: DETALHAMENTO ARMADURAS PILARES	FOLHA 04/07 ROO	

PAVIMENTO 1/COBERTA



ESCALA 1:125

ÁTICO



ESCALA 1:100

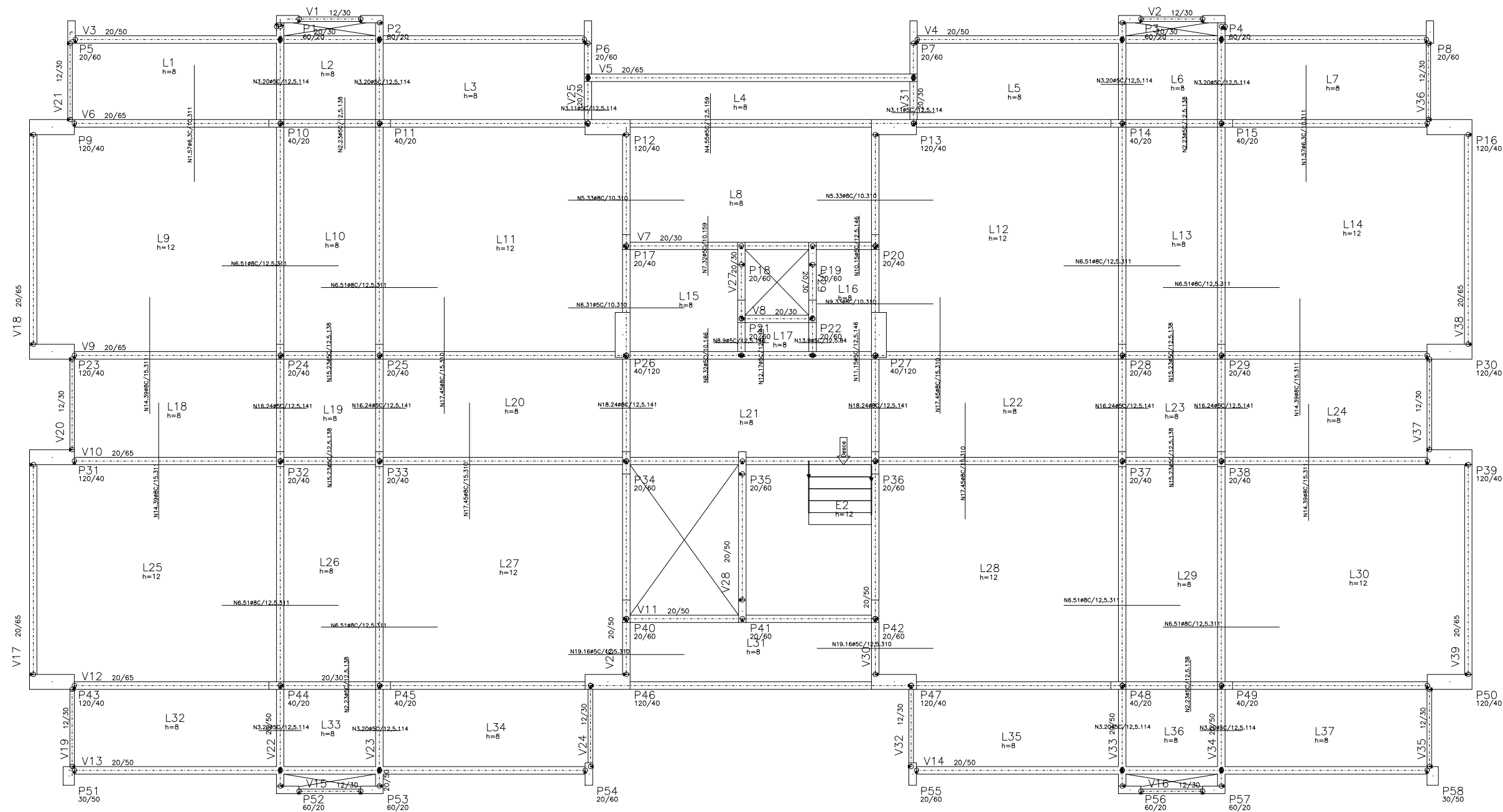
NOTAS

1. CONCRETO
fck= 30MPa
2. AÇO CA-50A
3. COBRIMENTOS
Vigas.....: c=40mm
Pilares.....: c=40mm
Laje.....: c=35mm
Sapata.....: c=40mm
4. Classe de Agressividade III
5. Medidas em cm.

ARMADURAS POSITIVAS DAS LAJES

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: CRECHE	AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA	
Localização: Fortaleza-CE	ESCALA Indicada	DATA NOV/2018
Assunto: DETALHAMENTO ARMADURAS POSITIVAS LAJES		FOLHA 05/07

PAVIMENTO 1 / COBERTA



NOTAS

1. CONCRETO
fck= 30MPa
2. AÇO CA-50A
3. COBRIMENTOS
Vigas.....: c=40mm
Pilares.....: c=40mm
Laje.....: c=35mm
Sapata.....: c=40mm
4. Classe de Agressividade III
5. Medidas em cm.

ARMADURAS NEGATIVAS DAS LAJES

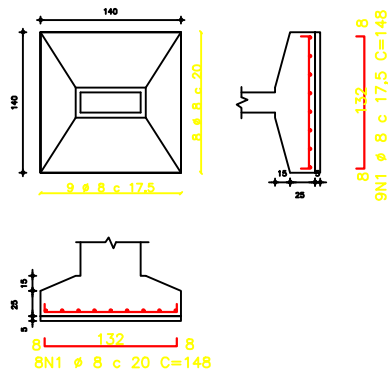
ESCALA 1:125

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		
Obra: CRECHE Localização: Fortaleza-CE		AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA
Assunto: DETALHAMENTO ARMADURAS NEGATIVAS LAJES	ESCALA Indicada	DATA NOV/2018 FOLHA 06/07 ROO

SAPATAS

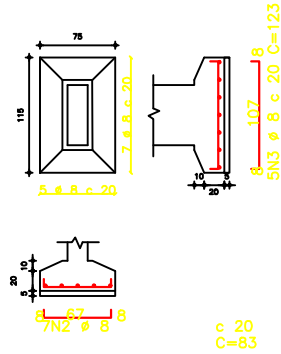
TIPO 1

S1=S2=S3=S4=S52=S53=S56=S57



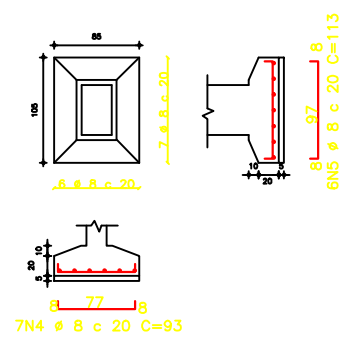
TIPO 2

S5=S8=S6=S7=S54=S55



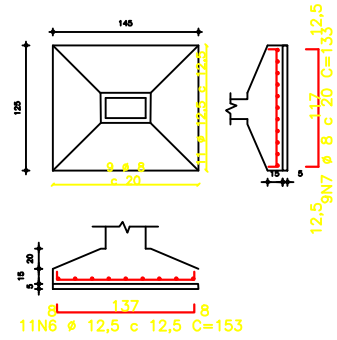
TIPO 3

S51=S58



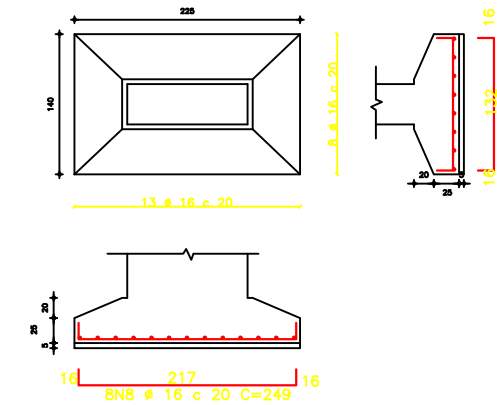
TIPO 4

S10=S11=S14=S15=S44=S45=S48=S49



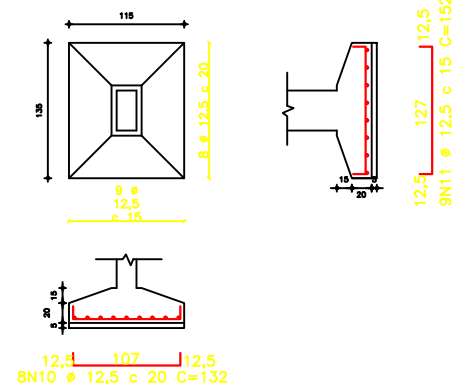
TIPO 5

S12;S13;S46;S47;S9;S16;S43;S50;S23;S31;S30;S39



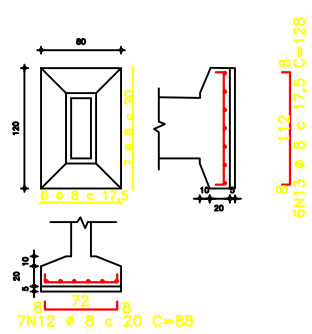
TIPO 6

S24=S25=S32=S33=S28=S29=S37=S38



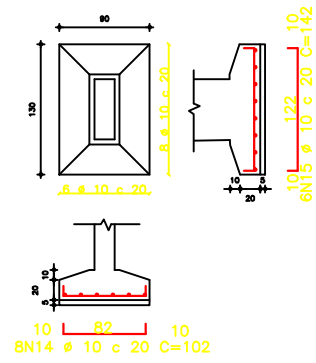
TIPO 7

S40=S41=S42=S34=S35=S36



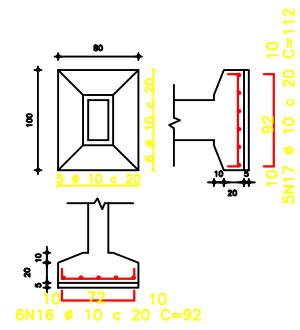
TIPO 8

S18=S19=S21=S22



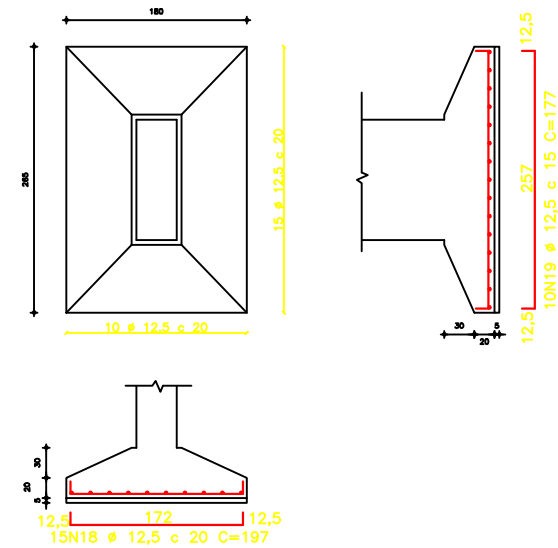
TIPO 9

S17=S20



TIPO 10

S26=S27



NOTAS

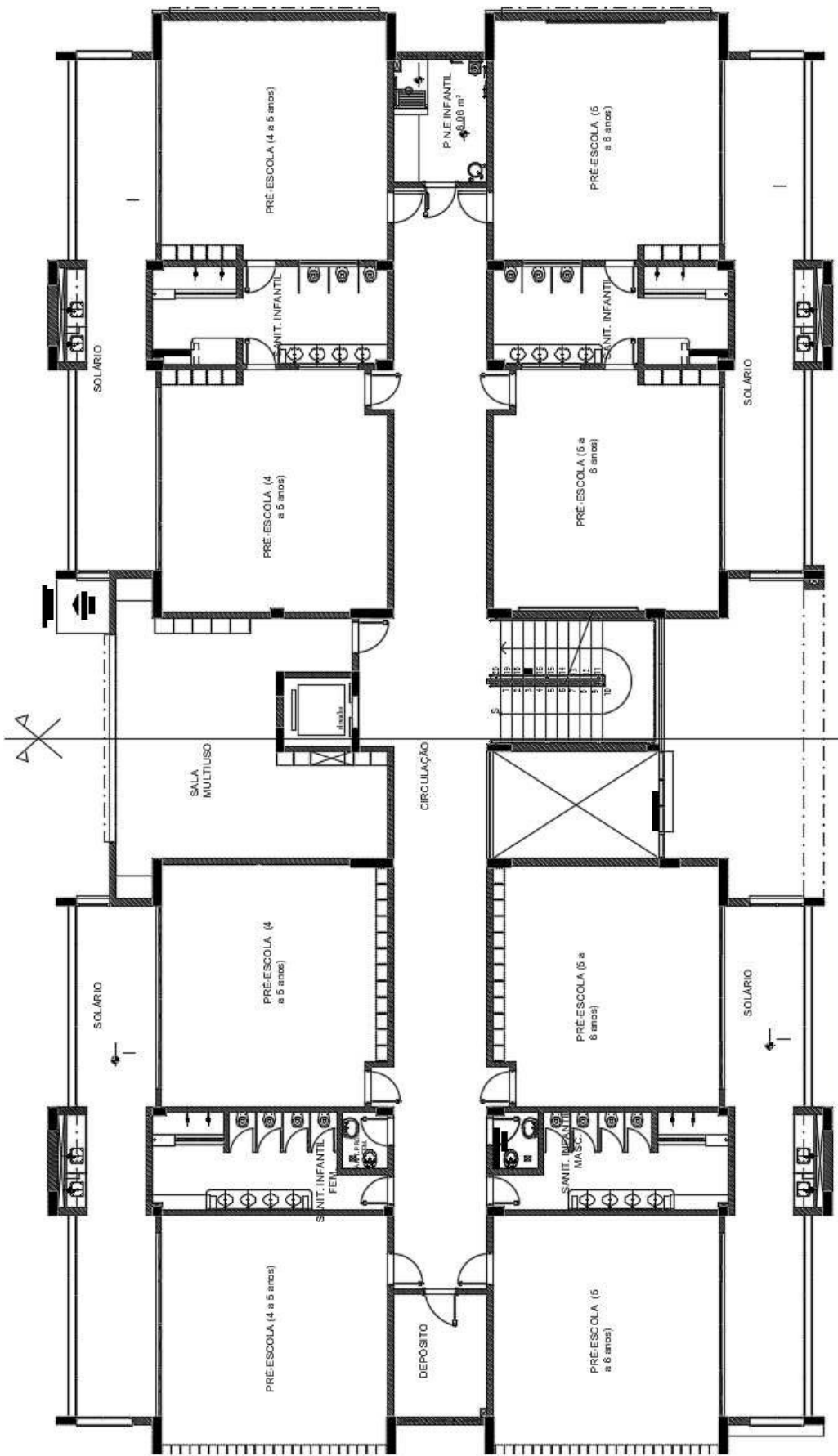
1. CONCRETO
fck= 30MPa
2. AÇO CA-50A
3. COBRIMENTOS
Vigas.....: c=40mm
Pilares.....: c=40mm
Laje.....: c=35mm
Sapata.....: c=40mm
4. Classe de Agressividade III
5. Medidas em cm.

DETALHAMENTO DAS SAPATAS

ESCALA 1:75

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	
Obra: CRECHE	AUTOR BIANCA MARIA PACHECO VIEIRA
Localização: Fortaleza-CE	ESCALA Indicada
Assunto: DETALHAMENTO ARMADURAS SAPATAS	DATA NOV/2018 FOLHA 07/07 ROO

APÊNDICE O – Arquitetura Creche (Estudo de Caso 2)



APÊNDICE P – Pré dimensionamento Pilares (Estudo de caso 2)

PILAR	ÁREA INFLUÊNCIA (m ²)	CARGA-NT (N)	AREA CONCRETO (m ²)	DIMENSÃO LADO (m)	DIMENSÃO FINAL DO LADO (m)
P1 E P4	4,6	101200	0,005	0,07	0,20
P2 E P3	4,6	101200	0,005	0,07	0,20
P6 E P7	3,1	68200	0,004	0,06	0,20
P5 E P8	3,1	68200	0,004	0,06	0,20
P9 E P12	17,1	376200	0,020	0,14	0,20
P10 E P11	17,3	380600	0,020	0,14	0,20
P13 E P16	14,6	321200	0,017	0,13	0,20
P14 E P15	27,1	596200	0,032	0,18	0,20
P19	5,5	121000	0,006	0,08	0,20
P20	3,7	81400	0,004	0,07	0,20
P21	7,1	156200	0,008	0,09	0,20
P22	4,83	106260	0,006	0,08	0,20
P23 E P30	15,17	333740	0,018	0,13	0,20
P24 E P29	17,9	393800	0,021	0,15	0,20
P25 E P28	18,11	398420	0,021	0,15	0,20
P26 E P27	23,2	510400	0,027	0,17	0,20
P31 E P35	15,17	333740	0,018	0,13	0,2
P32 E P37	17,9	393800	0,021	0,15	0,2
P33 E P34	18,11	398420	0,021	0,15	0,2
P38 E P39	16,5	363000	0,019	0,14	0,2
P36	5,1	112200	0,006	0,08	0,2
P40 E P42	11,81	259820	0,014	0,12	0,2
P41	1,64	36080	0,002	0,04	0,2
P43 E P50	14,66	322520	0,017	0,13	0,2
P44 E P49	17,17	377740	0,020	0,14	0,2
P45 E P48	17,38	382360	0,021	0,14	0,2
P46 E P47	13,9	305800	0,016	0,13	0,2
P51 E P54	3,2	70400	0,004	0,06	0,2
P55 E P58	4,6	101200	0,005	0,07	0,2
P56 E P57	4,7	103400	0,006	0,07	0,2
P52 E P53	3,17	69740	0,004	0,06	0,2
P17	5,47	120340	0,006	0,08	0,2
P18	3,67	80740	0,004	0,07	0,2

Fonte: O Autor (2018).

APÊNDICE Q – Armaduras positivas e negativas das lajes (Estudo de caso 2)

LAJE	ARM POSIT X	ARM POSIT Y
L1 E L7;L32 E L37	57 \varnothing 5 c 10 2,39	17 \varnothing 5 c 15 5,72
L2 E L6;L33 E L36	19 \varnothing 5 c 15 2,39	17 \varnothing 5 c 15 2,77
L3 E L5;L34 E L35	57 \varnothing 5 c 10 2,39	17 \varnothing 5 c 15 5,72
L4	59 \varnothing 5 c 15 1,34	10 \varnothing 5 c 18 8,82
L8	55 \varnothing 10 c 12,5 3,29	33 \varnothing 5 c 10 6,77
L9 E L14;L25 E L30	67 \varnothing 8 c 10 6,33	64 \varnothing 8 c 10 6,72
L10 E L13;L26 E L29	63 \varnothing 5 c 10 2,87	20 \varnothing 5 c 15 6,32
L11 E L12;L27 E L28	67 \varnothing 8 c 10 6,33	64 \varnothing 8 c 10 6,72
L15	22 \varnothing 5 c 15 3,04	21 \varnothing 5 c 15 3,19
L16	21 \varnothing 5 c 15 1,80	13 \varnothing 5 c 15 3,05
L17	14 \varnothing 5 c 15 1,10	8 \varnothing 5 c 15 2,02
L18 E L24	46 \varnothing 5 c 12,5 2,94	20 \varnothing 5 c 15 5,64
L19 E L23	20 \varnothing 5 c 15 2,77	19 \varnothing 5 c 15 2,94
L20 E L22	54 \varnothing 5 c 12,5 2,94	20 \varnothing 5 c 15 6,72
L21	55 \varnothing 8 c 12,5 2,94	24 \varnothing 5 c 12,5 6,77
L31	55 \varnothing 5 c 12,5 1,91	16 \varnothing 5 c 12,5 6,77
LAJE ÁTICO	17 \varnothing 5 c 12,5 1,94	17 \varnothing 5 c 12,5 2,07

LAJE	ARM NEGAT X1	ARM NEGAT X2	ARM NEGAT Y1	ARM NEGAT Y2
L1 E L7;L32 E L37	57 \varnothing 6,3 c 10 3,11	-	-	-
L2 E L6;L33 E L36	23 \varnothing 5 c 12,5 1,38	-	28 \varnothing 5 c 12,5 1,14	28 \varnothing 5 c 12,5 1,14
L3 E L5;L34 E L35	57 \varnothing 6,3 c 10 3,11	-	-	-
L4	55 \varnothing 5 c 12,5 1,59	-	11 \varnothing 5 c 12,5 1,14	11 \varnothing 5 c 12,5 1,14
L8	-	-	33 \varnothing 8 c 10 3,10	33 \varnothing 8 c 10 3,10
L9 E L14;L25 E L30	-	-	-	-
L10 E L13;L26 E L29	51 \varnothing 8 c 12,5 3,11	51 \varnothing 8 c 12,5 3,11	-	-
L11 E L12;L27 E L28	-	-	-	-
L15	32 \varnothing 5 c 10 1,59	32 \varnothing 5 c 10 1,46	31 \varnothing 5 c 10 3,10	-
L16	16 \varnothing 5 c 12,5 3,10	-	15 \varnothing 5 c 12,5 1,59	15 \varnothing 5 c 12,5 1,41
L17	17 \varnothing 5 c 12,5 1,41	-	9 \varnothing 5 c 12,5 1,46	9 \varnothing 5 c 12,5 0,84
L18 E L24	39 \varnothing 8 c 15 3,11	39 \varnothing 8 c 15 3,11	-	-
L19 E L23	24 \varnothing 5 c 12,5 1,41	24 \varnothing 5 c 12,5 1,41	23 \varnothing 5 c 12,5 1,38	-
L20 E L22	45 \varnothing 8 c 15 3,10	45 \varnothing 8 c 15 3,10	24 \varnothing 8 c 12,5 1,41	-
L21	45 \varnothing 8 c 15 3,10	-	24 \varnothing 8 c 12,5 1,41	24 \varnothing 8 c 12,5 1,41
L31	-	-	16 \varnothing 5 c 12,5 3,10	16 \varnothing 5 c 12,5 3,10
LAJE ÁTICO	-	-	-	-

Fonte: O Autor (2018).

APÊNDICE R – Armaduras positivas e negativas das vigas (Estudo de caso 2)

NÚMERO FINAL DE BARRAS POSITIVAS		
VIGA	DIÂMETRO (mm)	N DE BARRAS
V1;V2;V15;V16	8	2
V3;V4;V13;V14	12,5	3
V5	16	4
V6;V12	20	3
V7	10	3
V8	6,3	3
V9	12,5	4
V10	12,5	4
V11	12,5	3
V17;V18;V38;V39	16	3
V22;V23;V33;V34	16	3
V21;V36;V19;V24;V32;V35	10	2
V25;V31	16	4
V26;V30	12,5	2
V27;V29	10	2
V28	10	2
V20;V37	10	2

NÚMERO FINAL DE BARRAS NEGATIVAS		
VIGA	DIÂMETRO (mm)	N DE BARRAS
V1;V2;V15;V16	8	2
V3;V4;V13;V14	12,5	2
V5	-	-
V6;V12	20	4
V7	10	3
V8	-	-
V9	12,5	2
V10	12,5	2
V11	12,5	3
V17;V18;V38;V39	-	-
V22;V23;V33;V34	16	4
V21;V36;V19;V24;V32;V35	-	-
V25;V31	-	-
V26;V30	12,5	2
V27;V29	10	2
V28	10	2
V20;V37	-	-

Fonte: O Autor (2018).

APÊNDICE S – Cargas nos pilares em cada lance (Estudo de caso 2)

Cargas e momentos pilares no lance do pav 1 – Estudo de Caso 2

PILAR	PAV1 (kN)		
	N PAV1 (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
P1;P2;P3;P4;P52;P53;P56;P57	54,5	0	-12,64
P5;P8;P6;P7;P54;P55	50	7,46	-0,508
P51;P58	50	-5,595	1,143
P10;P11;P14;P15;P44;P45;P48;P49	266,6	0	16,14
P12;P13;P46;P47;P9;P16;P43;P50;P23;P31;P30;P39	294,3	-22,52	-62,02
P24;P25;P32;P33;P28;P29;P37;P38	214,8	10,2	0
P40;P41;P42;P34;P35;P36	82,6	2,16	0
P18;P19;P21;P22 (elevador)	62,3	-13,18	0
P17;P20	100,5	2	0
P26;P27	234,3	106,1	4,14

Fonte: O Autor (2018).

Cargas e momentos pilares no lance da cobertura – Estudo de Caso 2

PILAR	COBERTA (kN)		
	N COB (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
P1;P2;P3;P4;P52;P53;P56;P57	54,5	0	-12,64
P5;P8;P6;P7;P54;P55	50	7,46	-0,508
P51;P58	50	-5,595	1,143
P10;P11;P14;P15;P44;P45;P48;P49	266,6	0	16,14
P12;P13;P46;P47;P9;P16;P43;P50;P23;P31;P30;P39	294,3	-22,52	-62,02
P24;P25;P32;P33;P28;P29;P37;P38	214,8	10,2	0
P40;P41;P42;P34;P35;P36	82,6	2,16	0
P18;P19;P21;P22 (elevador)	62,3	-13,18	0
P17;P20	100,5	2	0
P26;P27	234,3	106,1	4,14

Fonte: O Autor (2018).

Cargas dos pilares provenientes de elevador, reservatório e escadas – Estudo de Caso 2

PILAR	VIGAS ELEVADOR (kN)		RESERV (kN)	VIGAS ESCADA (kN)
	N ELE (kN)	M _x (kNm)	N RES (kN)	N ESC (kN)
P1;P2;P3;P4;P52;P53;P56;P57	0	0	0	0
P5;P8;P6;P7;P54;P55	0	0	0	0
P51;P58	0	0	0	0
P10;P11;P14;P15;P44;P45;P48;P49	0	0	0	0
P12;P13;P46;P47;P9;P16;P43;P50;P23;P31;P30;P39	0	0	60	0
P24;P25;P32;P33;P28;P29;P37;P38	0	0	0	0
P40;P41;P42;P34;P35;P36	0	0	0	80
P18;P19;P21;P22 (elevador)	12,5	0,16	60	0
P17;P20	0	0	60	0
P26;P27	0	0	0	0

Fonte: O Autor (2018).