

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

EDILBERTO COSTA

**PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO COM ABORDAGEM
MANUAL E COMPUTACIONAL**

FLORIANÓPOLIS

2016

EDILBERTO COSTA

**PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO COM ABORDAGEM
MANUAL E COMPUTACIONAL**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Ivo José Padaratz, Ph D.

FLORIANÓPOLIS

2016

EDILBERTO COSTA

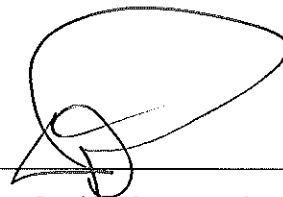
**PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO COM ABORDAGEM
MANUAL E COMPUTACIONAL**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil

Florianópolis, 28 de Junho de 2016

Prof. Luis Alberto Gómez, Dr.
Coordenador do Curso

Banca examinadora:



Ivo José Padarataz, Ph D.

Orientador

Departamento de Engenharia Civil, UFSC

Jano d'Araujo Coelho, Dr.
Departamento de Engenharia Civil, UFSC

Marcos Antônio Benincá
Engenheiro Civil, UFSC

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

Costa, Edilberto

Projeto estrutural em concreto armado com abordagem
manual e computacional / Edilberto Costa ; orientador, Ivo
José Padaratz - Florianópolis, SC, 2016.

176 p.

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

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Projeto estrutural. 3. Cálculo
estrutural. 4. Concreto armado. 5. Eberick. I. Padaratz,
Ivo José. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao Criador, por me conceder a vida, e possibilitar a realização desse trabalho. Aos meus pais, Edvandra Mafeçolli Costa e Gilberto Costa que me educaram e foram fortalezas para realização do curso de graduação. A minha irmã Eduarda Karoliny Costa por me fazer querer ser exemplo e me motivar a buscar cada vez mais novos conhecimentos. A minha namorada Naiara Grimm por ser uma incondicional companheira e por me dar forças nos momentos em que me faltaram. Aos meus avós e demais familiares por sempre acreditarem em minha capacidade. Aos meus amigos da graduação pelos momentos de descontração e por me mostrarem que o trabalho em equipe é uma ferramenta poderosa. Aos meus amigos que sempre incentivaram e torceram por mim. Aos laboratórios que trabalhei durante a graduação, GTSIG, GDA e LabTrans que auxiliaram em minha capacitação e incitaram o aprendizado de novos conhecimentos. Ao amigo Onésio Grimm Neto por dividir comigo sua morada, local onde compartilhamos boas conversas e risadas. Ao professor e orientador Ivo José Padaratz pela paciência e disponibilidade para auxiliar a realização desse trabalho. Ao professor Jano d'Araujo Coelho e Eng. Marcos Antônio Benincá pelas sugestões e auxílio no trabalho desenvolvido. Em especial a Joelson Oselame Matiello, Suede Steil Kuhn e Naiara Grimm por me auxiliarem na revisão desse trabalho.

Agradeço a todos vocês, pois acredito que sou composto de uma parte de cada um dos que citei, e sou quem sou por causa de vocês; meu muito obrigado.

“Trabalhe duro e em silêncio. Deixe que seu sucesso faça barulho”

Dale Carnegie.

RESUMO

O presente trabalho de conclusão de curso tem como objetivo o desenvolvimento de projeto de estruturas em concreto armado. Serão apresentadas duas abordagens para elaboração de soluções, uma manual e outra computacional. A abordagem manual irá solucionar os problemas encontrados de uma maneira mais prática, sendo de possível execução sem auxílio de softwares. Para a abordagem computacional será utilizado o software comercial Eberick, disponibilizado pela empresa AltoQi para elaboração deste trabalho. O projeto estrutural será elaborado partindo-se de um projeto arquitetônico, de obra atualmente em execução, que fora fornecido pela empresa Quatro Engenharia. O projeto arquitetônico com destinação residencial, conta com 4 pavimentos, sendo um destinado a utilização como garagens e os demais a residências. Os pavimentos destinados a residências contemplam 2 apartamentos cada, e possuem simetria entre si. Ateve-se a elaboração do projeto estrutural de um pavimento tipo, com ambas abordagens. Buscou-se aproximar ao máximo ambos modelos, para que ao fim fosse possível a realização de um comparativo. Optou-se por comparar os valores de área de armadura para os elementos de lajes, vigas e pilares. A comparação torna possível avaliar se as soluções desenvolvidas apresentam proximidade, e reafirmam as soluções encontradas. Outra possibilidade da realização do comparativo é visualizar qual das abordagens aplicadas serão mais econômicas, já que serão comparadas soluções para elementos de mesmas dimensões. Como resultado dos comparativos, observou-se proximidade entre os valores encontrados por ambas abordagem, contudo para lajes e vigas o software Eberick demonstrou-se mais econômico enquanto para os pilares, a abordagem manual apresentou-se mais econômica. Ressalta-se que ambas abordagens utilizam métodos diferentes, principalmente no que se refere a distribuição de esforços, e que por consequência refletem em valores diferentes. Alternativamente a fim de agilizar as iterações dos cálculos referentes a abordagem manual, foram desenvolvidas rotinas de cálculo programadas em linguagem web. Essas rotinas são disponibilizadas através de endereços eletrônicos e podem ser utilizadas conforme orientações descritas. Toda elaboração desse trabalho é embasada nas normativas brasileiras e acervos técnicos que balizam o desenvolvimento de projetos estruturais em concreto armado.

Palavras chave: Projeto estrutural, cálculo estrutural, concreto armado, Eberick.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Laje em balanço L7, planta de formas Tipo 2 e 3.....	22
Figura 2 – Dimensões iniciais laje em balanço	23
Figura 3 – Arranjo estrutural laje em balanço	27
Figura 4 - Detalhamento L7 - Detalhe 1	42
Figura 5 - Detalhamento L7 - Detalhe 2.....	42
Figura 6 - Laje L9, planta de formas Tipo 2 e 3.....	43
Figura 7 - Dimensões iniciais laje L9	44
Figura 8 - Casos de vinculação para utilização das tabelas de Bares	48
Figura 9 - Lajes antes da compatibilização	51
Figura 10 - Lajes após compatibilização	52
Figura 11 - Detalhamento L9 - Detalhe 1 – Armaduras positivas.....	66
Figura 12 - Detalhamento L9 - Detalhe 2 – Armaduras negativas com economia de ponta....	67
Figura 13 - Detalhamento L9 - Detalhe 3.....	67
Figura 14 – Planta de formas, viga V1.	68
Figura 15 - Modelo de pórtico, viga V1	70
Figura 16 - Esquema de carregamentos permanentes	70
Figura 17 - Esquema de carregamentos acidentais.....	70
Figura 18 - Esquema somatório dos carregamentos permanentes.....	71
Figura 19 - Esquema somatório dos carregamentos acidentais.....	71
Figura 20 - Regiões de interesse.....	72
Figura 21 - Gráfico de momentos, carregamentos permanentes	73
Figura 22 - Gráfico de momentos, carregamentos acidentais	73
Figura 23 - Gráfico de cortantes, carregamentos permanentes	73
Figura 24 - Gráfico de cortantes, carregamentos acidentais.....	74
Figura 25 - Posicionamento das barras longitudinais.....	90
Figura 26 - Diagrama de momentos fletores deslocado	92
Figura 27 - Decalagem das barras na região B.....	97
Figura 28 - Decalagem das barras na região D.....	97
Figura 29 - Detalhamento corte longitudinal.....	100
Figura 30 - Detalhamento cortes transversais.....	100
Figura 31 - Relação de barras	100
Figura 32 - Posição do pilar P9	102

Figura 33 – Convenção de eixos cartesianos pilar P9	102
Figura 34 - Momentos de cálculo no pilar P9	108
Figura 35 - Seção transversal pilar P9	111
Figura 36 - Detalhes pilar P9	115
Figura 37 - Posição do pilar P2	116
Figura 38 – Convenção de eixos cartesianos pilar P2	116
Figura 39 - Momentos de cálculo no pilar P2	122
Figura 40 - Seção transversal pilar P2	125
Figura 41 - Detalhes pilar P2	129
Figura 42 - Posição do pilar P3	130
Figura 43 – Convenção de eixos cartesianos pilar P3	130
Figura 44 - Momentos de cálculo no pilar P3	135
Figura 45 - Seção transversal pilar P3	137
Figura 46 - Detalhes pilar P3	142
Figura 47 – Ciclo de execução de rotinas aplicadas às lajes	149
Figura 48 – Fluxograma 1, rotina de lajes	150
Figura 49 – Fluxograma 2, rotina de lajes	150
Figura 50 – Fluxograma 3, rotina de lajes	151
Figura 51 - Interface das rotinas de cálculo para vigas	151
Figura 52 - Fluxograma rotina de vigas.....	153
Figura 53 - Interface das rotinas de cálculo para vigas	154
Figura 54 - Fluxograma rotina de pilares	155
Figura 55 - Interface das rotinas de cálculo para pilares	155
Figura 56 - Ambiente de trabalho no lançamento da estrutura.....	163

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Carregamentos permanentes distribuídos por área	24
Tabela 2 – Carregamentos permanentes distribuídos linearmente	24
Tabela 3 – Carregamentos acidentais distribuídos por área	24
Tabela 4 – Carregamentos acidentais distribuídos linearmente	25
Tabela 5 – Momentos máximos de cálculo, valores em kN.....	28
Tabela 6 - Momentos máximos de cálculo, valores em kNm	28
Tabela 7 - Flecha associada à vibrações	37
Tabela 8 - Resumo L7	42
Tabela 9 - Carregamentos permanentes distribuídos por área.....	45
Tabela 10 – Carregamentos acidentais distribuídos por área	46
Tabela 11 – Coeficientes μ_x , μ_y , μ_x' e μ_y'	49
Tabela 12 - Flecha associada à vibrações	60
Tabela 13 - Resumo L9	65
Tabela 14 - Esforços nas regiões de interesse	72
Tabela 15 - Combinações para os momentos fletores	76
Tabela 16 - Combinações para os esforços cortantes	76
Tabela 17 - Armadura de tração necessária.....	79
Tabela 18 - Interpolação de valores de resistência de mecanismos complementares	80
Tabela 19- Flechas imediatas viga V1.....	86
Tabela 20 - Verificação da aceitabilidade sensorial	88
Tabela 21- Barras utilizadas	89
Tabela 22 - Comparativo entre armaduras necessária e adotada.....	90
Tabela 23 - Valores ábaco direção x	110
Tabela 24 - Valores ábaco direção y	110
Tabela 25 - Relação de barras.....	115
Tabela 26 - Valores ábaco direção x	124
Tabela 27 - Valores ábaco direção y	124
Tabela 28 - Relação de barras.....	129
Tabela 29 - Valores de ω	137
Tabela 30 - Relação de barras.....	141
Tabela 31 - Carregamentos nas lajes do pavimento Tipo 03.....	143
Tabela 32 - Carregamentos nas lajes do pavimento Cobertura	144

Tabela 33 - Carregamentos nas vigas do pavimento Cobertura	145
Tabela 34 - Carregamentos nas vigas do pavimento Tipo 03.....	146
Tabela 35 - Carregamentos nos pilares do pavimento Tipo 03	147
Tabela 36 - Resultados das armaduras de continuidade para as lajes para o pavimento Tipo 03 e Cobertura	156
Tabela 37 - Resultados das lajes para o pavimento Tipo 03, Cobertura e Caixa d'água	157
Tabela 38 - Resultados das vigas para o pavimento Tipo 03	158
Tabela 39 - Resultados dos pilares para o pavimento Tipo 03.....	159
Tabela 40 - Comparativo entre modelos - Lajes	165
Tabela 41 - Comparativo entre modelos – Vigas	166
Tabela 42 - Comparativo entre modelos – Pilares.....	167

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA APLICADA AO MÉTODO DE TRABALHO	15
3	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	16
3.1	PROJETO ARQUITETÔNICO	16
3.2	LOCALIZAÇÃO DA OBRA	16
3.3	REQUISITOS DE QUALIDADE DA ESTRUTURA	16
3.4	AGRESSIVIDADE DO AMBIENTE.....	17
3.5	CONCRETO.....	17
3.6	COBRIMENTO.....	17
3.7	AÇO.....	18
3.8	VENTO.....	18
3.9	EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM.....	18
3.10	LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.....	19
4	SOLUÇÃO ATRAVÉS DE CÁLCULOS MANUAIS	21
4.1	LAJES.....	21
4.1.1	<i>Exemplo 1 – Laje em balanço.....</i>	<i>21</i>
4.1.2	<i>Exemplo 2 – Laje com todos bordos apoiados em vigas.....</i>	<i>43</i>
4.2	VIGAS.....	67
4.2.1	<i>Exemplo 1 – Viga V1</i>	<i>67</i>
4.3	PILARES	101
4.4	EXEMPLO 1 – PILAR INTERMEDIÁRIO	101
4.5	EXEMPLO 2 – PILAR DE BORDO	116
4.6	EXEMPLO 3 – PILAR DE CANTO	129
4.7	CARREGAMENTOS APLICADOS	142
5	DESENVOLVIMENTO DE ROTINAS DE CÁLCULO	148
5.1	ROTINAS DE CÁLCULO DE LAJES	148
5.2	ROTINAS DE CÁLCULO DE VIGAS	152
5.3	ROTINAS DE CÁLCULO DE PILARES	154
5.4	RESULTADOS DOS CÁLCULOS DOS ELEMENTOS.....	156
5.5	DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS.....	160

6	SOLUÇÃO ATRAVÉS DO SOFTWARE EBERICK.....	161
6.1	CONHECENDO UM POUCO SOBRE O EBERICK	161
6.2	OBTENÇÃO DO SOFTWARE PARA REALIZAÇÃO DESSE TRABALHO	161
6.3	APRENDIZADO E UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE	161
6.4	CONFIGURAÇÕES INICIAIS.....	161
6.5	LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.....	162
6.6	OBTENÇÃO DOS RESULTADOS.....	163
7	COMPARATIVO ENTRE RESULTADOS DE ÁREA DE AÇO.....	165
7.1	COMPARATIVO ENTRE OS RESULTADOS DAS LAJES	165
7.2	COMPARATIVO ENTRE OS RESULTADOS DAS VIGAS.....	166
7.3	COMPARATIVO ENTRE OS RESULTADOS DOS PILARES	167
7.4	COMENTÁRIO GERAL SOBRE OS COMPARATIVOS.....	168
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	169
9	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFIAS	170
10	APÊNDICE A – PLANTA DE FORMAS.....	171
11	APÊNDICE B – DETALHAMENTOS DOS ELEMENTOS.....	172
12	ANEXO A –PROJETO ARQUITETÔNICO.....	173
13	ANEXO B – ÁBACOS PARA PILARES À FLEXÃO	174

1 INTRODUÇÃO

Inserido na área de estruturas de construção civil, o concreto armado é empregado amplamente nas obras correntes. As maneiras de como o projeto estrutural era concebido foi sendo aprimorada ao longo dos anos. No início tinha-se uma abordagem manual, mais simplificada e que demandava considerável tempo dos engenheiros de projeto. Com o surgimento do computador, e por consequência o desenvolvimento de softwares, tornou-se possível a automatização de grande parte dos processos manuais, além de torná-los mais sofisticados. Dessa forma, devido a facilidade e a agilidade com que os métodos computacionais fornecem resultados, estes rapidamente ganharam mercado.

Contudo, atualmente pode-se perguntar: Os resultados apresentados por um software de estruturas em concreto armado aproximam-se dos cálculos realizados manualmente? Qual deles reflete em uma maior economia?

Desse modo, esse trabalho abordará o projeto estrutural de um pavimento tipo com abordagem manual e computacional. Será realizado um comparativo entre os resultados de áreas de aço para elementos de mesmas dimensões afim de compreender e buscar respostas aos questionamentos levantados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA APLICADA AO MÉTODO DE TRABALHO

No presente trabalho a revisão bibliográfica e o método de trabalho encontram-se mesclados. Essa abordagem foi empregada objetivando a melhor compreensão, de maneira que as revisões bibliográficas inseridas ao decorrer do método de trabalho favorecem um melhor entendimento das problemáticas envolvidas.

3 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este trabalho de conclusão de curso tem como objetivo a elaboração de projeto estrutural de um pavimento tipo através de métodos manuais e computacionais, apresentando comparações entre resultados obtidos. Dessa maneira, busca-se aprofundar esses conhecimentos referentes a elaboração de um projeto estrutural bem como aprender a utilizar softwares comerciais que atendam essa demanda.

Utilizou-se um projeto arquitetônico fornecido pela empresa Quatro Engenharia, que atualmente atua na área de projetos e construção de edificações. Com base no projeto arquitetônico fornecido será desenvolvido este trabalho.

Ateve-se ao cálculo estrutural e dimensionamento dos elementos do pavimento Tipo 03, que encontra-se inserido logo abaixo do pavimento cobertura.

3.1 Projeto Arquitetônico

O projeto arquitetônico contempla um edifício residencial de quatro pavimentos, chamado de Residencial Monte Solaro. O pavimento térreo é utilizado como garagem e os pavimentos subsequentes como moradia. Os pavimentos destinados a moradia possuem dois apartamentos cada, sendo que cada apartamento possui uma área privativa de cerca de 80 m² e que prevê a utilização por uma família de até 4 pessoas.

A edificação como um todo possui seis apartamentos, sete vagas de garagem, espaço para reservatórios, barrilete, lixeira e central de gás e que totalizam 804,38 m². As plantas arquitetônicas podem ser vistas no Anexo A.

3.2 Localização da obra

O edifício residencial Monte Solaro está localizado no município de Palhoça/SC, leste do estado, na Rua Capri, localidade inserida na Região da Grande Florianópolis

3.3 Requisitos de qualidade da estrutura

Objetiva-se essencialmente garantir a segurança contra a ruptura da estrutura, ou seja garantir a capacidade resistente estrutural, bem como o bom desempenho e durabilidade perante as ações e condições ambientais cuja obra esteja sujeita.

3.4 Agressividade do ambiente

O critério para avaliação da agressividade do meio ambiente não possui parâmetros definidos para que se possa afirmar que uma região possua determinada classificação. Por esse motivo, sugere-se que seja acordado entre projetista e cliente a classe de agressividade a ser utilizada, posicionando as possíveis implicações da escolha.

Dessa forma, para a obra em estudo, esta encontra-se localizada em uma região urbana que segundo o item 6.4.2 da NBR 6118:2014 permite ser classificada como de classe de agressividade ambiental II, ou seja, agressividade moderada. Nessas condições o risco de deterioração da estrutura é pequeno.

3.5 Concreto

Sabe-se que a durabilidade de uma estrutura de concreto armado está ligada as características do concreto em que se é empregado. A norma preconiza que para a classe de agressividade II, seja utilizada uma relação água/cimento inferior a 0,60. Quanto a resistência, para a lajes o valor mínimo é de 25 MPa, enquanto para pilares e vigas 30 MPa. A fim de utilizar um único tipo de concreto e atender esses requisitos, adotou-se para o projeto a resistência característica de 30 MPa. Esses valores podem ser encontrados no item 7.4.2 que sugere a tabela 7.1 como requisitos mínimos.

Para o projeto em questão, serão utilizados o valores mínimos de 0,60 para relação água/cimento e classe de concreto C30, contudo frisa-se que não se deve ultrapassar esses valores no sentido desfavorável, assim recomenda-se que quando não haja o controle adequado os valores devem ser majorados no sentido favorável à segurança.

Devido ao pequeno porte da obra é previsto a não realização de ensaios para a determinação da massa específica do concreto simples, e portando será estimado como 2400 kg/m³ e 2500 kg/m³ para o concreto armado.

Não dispondo de ensaios para determinação do módulo de elasticidade, resistência a tração e valores característicos para outras idades além de 28 dias, segue-se as recomendações da Seção 8 da NBR 6118:2014. Os subitens subsequentes explanam os cálculos necessários para a estimativa desses valores.

3.6 Cobrimento

O cobrimento é utilizado em favor da proteção das armaduras que previne efeitos patológicos indesejáveis. Segundo a NBR 6118:2014, devem ser respeitados cobrimentos mínimos acrescidos de uma tolerância de execução, compondo a soma o cobrimento nominal. Segundo o item 7.4.7.5, para concreto armado, o cobrimento nominal deve ser superior ou igual ao diâmetro da barra. De acordo com a tabela 7.2, para esse projeto, os cobrimentos nominais mínimos para cada um dos elementos são:

- Lajes – 25 mm
- Lajes, face superior quando revestimento final seco – 15 mm
- Vigas e Pilares – 30 mm
- Elemento em contato com solo – 30 mm
- Pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação – 45 mm

Assumindo que a execução possui controles adequados, conforme o item 7.4.7.4 da NBR 6118, os cobrimentos anteriores podem ser reduzidos em até 5 mm.

3.7 Aço

Para esse projeto será utilizado aço CA-50, que corresponde a uma resistência característica de 500 MPa e módulo de elasticidade 210 GPa.

3.8 Vento

Segundo a NBR 6118:2014, no item 11.4.1.2 ação do vento deve ser considerada. A critério de simplificação, esse trabalho não considera a ação do vento, mas frisa sua importância para elaboração de trabalhos futuros.

3.9 Efeitos globais de 2ª ordem

A estrutura será considerada como de nós fixos, admitindo assim que os deslocamentos horizontais dos nós da estrutura sejam pequenos, e que os efeitos globais de segunda ordem sejam inferiores a 10% dos efeitos globais de primeira ordem.

Para ambas abordagens, alvos desse trabalho, não serão levados em consideração os efeitos globais de segunda ordem, mas salienta-se sua importância na consideração em trabalhos futuros.

3.10 Lançamento da estrutura

O lançamento da estrutura, traduz uma etapa inicial em que a estrutura é pré-concebida, sendo posicionados os elementos estruturais. Nesse trabalho parte-se do projeto arquitetônico definido, onde procura-se harmonizar a inserção dos elementos estruturais para que estes não impactem na arquitetura desejada.

Conforme as plantas arquitetônicas ilustradas no Anexo A, as paredes possuem 15 *cm*, e as lajes possuem disponibilidade para serem alocadas em até 20 *cm*. Por tratar-se de um edifício residencial com carregamentos comuns, para as lajes, vigas e pilares parte-se das dimensões mínimas estabelecidas na NBR 6118:2014. Dessa maneira as larguras das vigas serão de 15 *cm*, e os pilares com dimensões iniciais de 14x26*cm* e as lajes não sendo de cobertura ou em balanço de 8 *cm*.

Para as lajes optou-se pelo emprego de lajes maciças devido ao conhecimento prévio do comportamento desse tipo de lajes bem como a adequação ao projeto proposto.

Inicialmente o posicionamento dos elementos partiu do pavimento tipo, onde foram inseridos os primeiros pilares nos encontros de paredes e procurando não distar mais que 6 metros entre si. Os pilares foram orientados quando possível com sua região de maior inércia para a menor dimensão da edificação, com o objetivo de aumentar a estabilidade global do edifício.

Após o posicionamento dos pilares, são posicionadas as vigas que acabam por consequência definindo os contornos das lajes. Em virtude do posicionamento dos pilares, as vigas não possuíram vãos maiores que 6 metros. Em alguns casos foi necessário apoiar vigas sobre vigas em favor do arranjo arquitetônico.

As lajes foram definidas pelos contornos das vigas e não apresentaram vãos com dimensões expressivas. Salienta-se que para as lajes em balanço não foram inseridas vigas nos seus bordos e parte-se da premissa que serão engastadas nas lajes de periferia, assim evita-se esforços de torção nas vigas.

Parte das dimensões e afastamento entre os elementos estão embasados nas Notas de Aula de Giongo (2007), que trata vários aspectos sobre projeto estrutural em edifícios.

Com o pavimento tipo definido, procedeu-se o lançamento da estrutura para o pavimento térreo, onde estão alocadas as garagens. Sendo necessário respeitar os espaços delimitados pelas vagas de garagem e passagem dos veículos, foi necessário utilizar vigas de transição. Excetuando essa nova condição, o posicionamento dos elementos seguiu a mesma rotina.

Como resultados tem-se a planta de formas, apresentada no Apêndice A. Serão calculadas as armaduras de todos elementos alterando suas dimensões quando necessário.

4 SOLUÇÃO ATRAVÉS DE CÁLCULOS MANUAIS

Nesse capítulo serão descritos os cálculos aplicados no dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais do pavimento Tipo 03. Por estar inserido abaixo do pavimento cobertura, foram necessários o cálculo das lajes e determinação das reações nas vigas para que os pilares do pavimento em estudo recebessem os esforços necessários.

Os cálculos descritos são embasados em normas, livros técnicos bem como notas de aulas desenvolvidas por profissionais da área de estruturas de concreto armado. Serão exemplificados casos relevantes dos elementos estruturais necessários para o projeto, demonstrando uma iteração do cálculo completo para o mesmo.

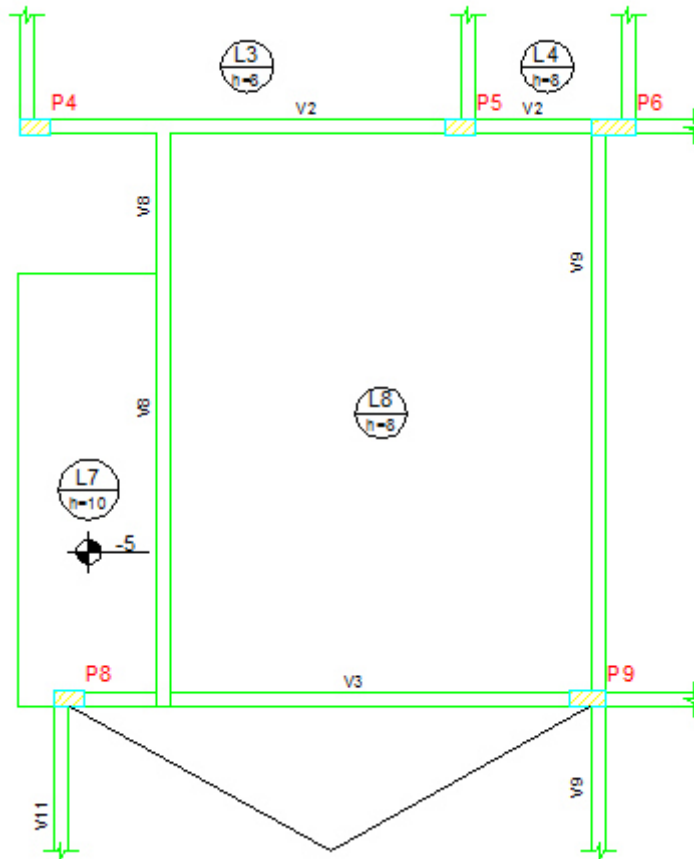
Salienta-se que a realização de um projeto estrutural é embasada em processo iterativo, onde são estimados alguns valores, de maneira que posteriormente é necessária a avaliação das soluções se são adequadas ou não. Por esse motivo, os exemplos a seguir são direcionados para apresentar as diversas situações de projeto encontradas, e não necessariamente descrever todo processo iterativo. Ao final de cada subitem desse capítulo são apresentados os resultados finais após as iterações necessárias para um dimensionamento adequado.

4.1 Lajes

4.1.1 Exemplo 1 – Laje em balanço

De acordo com o Anexo A, que ilustra a planta arquitetônica é possível identificar algumas lajes em balanço. A seguir será representado através de um exemplo o cálculo da laje “L7”, representada na planta de formas do pavimentos Tipo 02 e 03, que encontra-se em balanço. A mesma rotina será utilizada para as demais lajes de mesma natureza. A Figura 1, retirada a planta de formas mostra a laje em estudo.

Figura 1 - Laje em balanço L7, planta de formas Tipo 2 e 3



Fonte: Do autor

Espessura Mínima

De acordo com o item 13.2.4.1 da NBR 6118 para lajes em balanço deve se utilizar no mínimo 10 cm de espessura e dessa maneira inicia-se o estudo partindo desse valor.

Coefficiente adicional para lajes em balanço

Para lajes em balanço que compreendam espessura entre 10 e 19 cm, a NBR 6118 na Tabela 13.2, preconiza que deve-se majorar os esforços solicitantes finais para o dimensionamento. Conforme a tabela,

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05h$$

Portanto,

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * 10$$

$$\gamma_n = 1,45$$

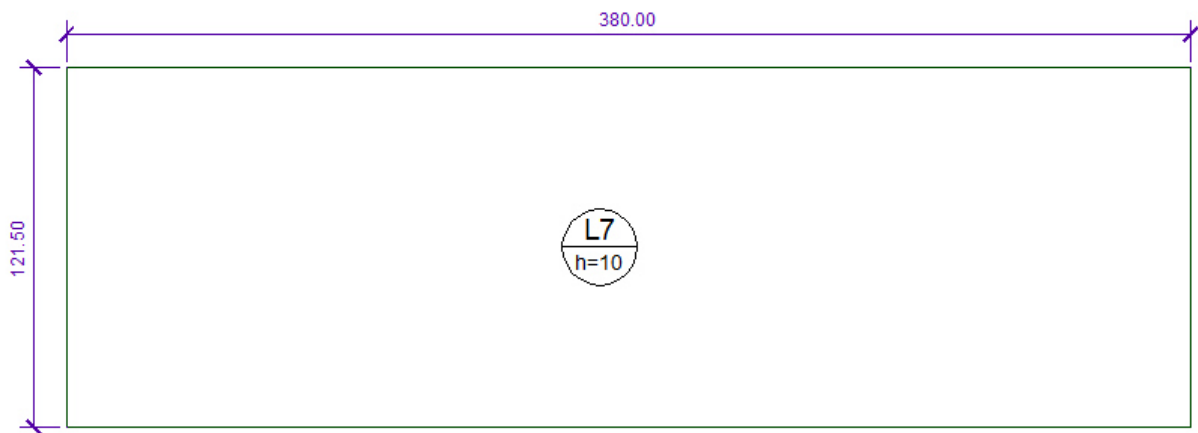
Vãos efetivos

O menor vão será denominado l_x , 121,5 cm, enquanto o maior vão será denominado l_y , 380 cm. Deve-se determinar os vãos efetivos de acordo com o item 14.6.2.4.

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

A Figura 2 a seguir ilustra as dimensões iniciais da laje em estudo.

Figura 2 – Dimensões iniciais laje em balanço



Fonte: Do autor

Dessa maneira, admitindo que a laje encontra-se ligada a uma viga de 12 cm de espessura em sua maior dimensão:

$$l_{x,ef} = 121,5 + a_1 + a_2$$

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = 6 \text{ cm} \\ 0,3h = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_2 = 0$$

$$l_{x,ef} = 121,5 + 3 + 0 = 124,5$$

Para l_y :

$$l_{y,ef} = l_y$$

Carregamentos Permanentes

Os carregamentos permanentes são aqueles que atuarão por toda vida útil da estrutura, a Tabela 1 e a Tabela 2 mostram os carregamentos permanentes levados em consideração para o cálculo desse exemplo.

Tabela 1 – Carregamentos permanentes distribuídos por área

Carregamentos Permanentes distribuídos por área			
Denominação	Peso Esp. (kN/m ³)	Espes. (cm)	Carga (kN/m ²)
Revestimento Granito	28,00	2,00	0,56
Camada de Regularização	21,00	3,00	0,63
Churrasqueira	-	-	2,32
Peso Próprio	25,00	10,00	2,50
Total			8,09

Fonte: Do autor

Salienta-se que para a espessura da camada de regularização algumas obras podem requerer maiores espessuras. Por esse motivo o engenheiro de projeto deve-se atentar para que esse valor não seja ultrapassado.

No presente trabalho estima-se que os valores adotados são suficientes e adequados a realidade da obra.

Tabela 2 – Carregamentos permanentes distribuídos linearmente

Carregamentos Permanentes distribuídos linearmente			
Denominação	Peso Esp. (kN/m ³)	Espes. (cm)	Carga (kN/m)
Carga de Parede	-	-	2,54
Total			2,54

Fonte: Do autor

Carregamentos Acidentais

Para escolha dos carregamentos acidentais tomou-se como base a NBR 6120, que fornece valores de carregamentos mínimos. Conforme a normalização parte dos ambientes podem ser considerados com o carregamento acidental de $1,5 \text{ kN/m}^2$. Contudo mediante a utilização de ambientes menores na concepção de projetos correntes, os ambientes tendem a serem mais carregados. Por esse motivo, prevendo essas condições, utilizar-se-á o carregamento acidental de 2 kN/m^2 em todas as lajes da edificação.

Tabela 3 – Carregamentos acidentais distribuídos por área

Carregamentos Acidentais distribuídos por área			
Denominação	Peso Esp. (kN/m ³)	Espes. (cm)	Carga (kN/m ²)
Carga vertical	-	-	2,00
Total			2,00

Fonte: Do autor

A mesma norma também preconiza que ao longo de parapeitos deve-se ser considerada uma carga vertical de 2 kN/m e uma carga horizontal de $0,8 \text{ kN/m}$ na altura do parapeito.

A fim de simplificar futuros cálculos, e estimando que a parede que funciona como parapeito possua $1,2 \text{ m}$ de altura, a carga horizontal pode ser trocada sem perdas por uma carga vertical de $0,79 \text{ kN/m}$.

Tabela 4 – Carregamentos acidentais distribuídos linearmente

Carregamentos Acidentais distribuídos linearmente			
Denominação	Peso Esp. (kN/m ³)	Espes. (cm)	Carga (kN/m)
Carga vertical	-	-	2,79
Total			2,79

Fonte: Do autor

Combinações de Carregamento

As combinações de carregamentos tem o objetivo de simular as mais variadas situações de carregamentos que o elemento venha enfrentar em sua vida útil. A NBR 8681 orienta quanto aos fatores de ponderação bem como as combinações necessárias. Nos subitens a seguir considerou-se que todos os carregamentos são principais e atuam no sentido desfavorável. Essa simplificação é a favor de segurança.

Combinação Última de Cálculo

Para essa combinação os carregamentos tanto permanentes como acidentais devem ser majorados em 1,4.

$$F_{ult,area} = 1,4 * 8,09 + 1,4 * 2,00 = 14,13 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{ult,linear} = 1,4 * 2,54 + 1,4 * 2,79 = 7,46 \text{ kN/m}$$

Combinação Quase-Permanente

Para a combinação quase-permanente, são utilizados fatores de redução por estar prevista a não simultaneidade dos carregamentos acidentais. Para edifícios residenciais é recomendado o seguinte fator:

$$\Psi_2 = 0,3$$

Dessa maneira a para a combinação quase-permanente segue-se:

$$F_{qp,area} = 8,09 + 0,3 * 2,00 = 8,69 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{qp,linear.} = 2,54 + 0,3 * 2,79 = 3,38 \text{ kN/m}$$

Combinação Frequente

Para a combinação frequente, são utilizados fatores de redução que preveem a não simultaneidade dos carregamentos acidentais. Para edifícios residenciais é recomendado o seguinte fator:

$$\Psi_2 = 0,4$$

Dessa maneira a para a combinação frequente segue-se:

$$F_{fq,area} = 8,09 + 0,4 * 2,00 = 8,89 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{fq,linear.} = 2,54 + 0,4 * 2,79 = 3,65 \text{ kN/m}$$

Combinação Rara

Para a combinação rara, são utilizados os carregamentos sem aplicação de quaisquer fatores. Dessa maneira a para a combinação rara segue-se:

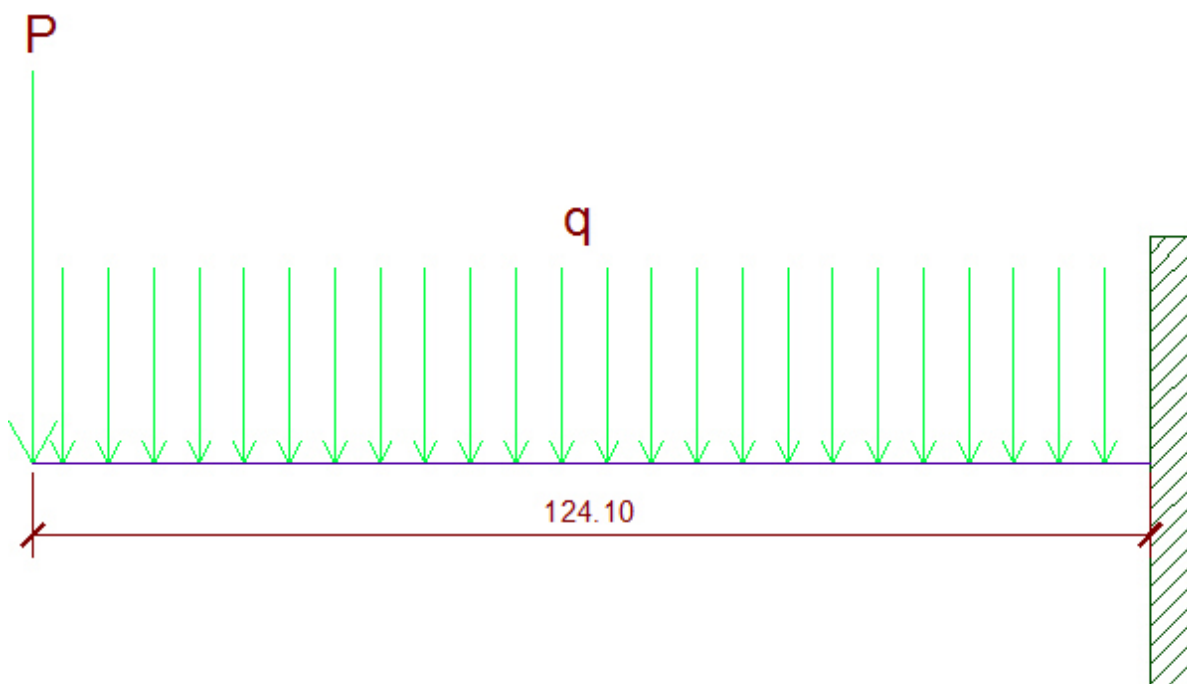
$$F_{rara,area} = 8,09 + 2,00 = 10,09 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{rara,linear.} = 2,54 + 2,79 = 5,33 \text{ kN/m}$$

Arranjo estrutural

Por ser armada em uma única direção a laje em estudo pode ser calculada de forma similar à de uma viga. A seguir o arranjo estrutural ilustrado.

Figura 3 – Arranjo estrutural laje em balanço



Fonte: Do autor

A partir do arranjo serão estimados os valores de momentos e flechas.

Cálculo dos momentos máximos

Os momentos máximos caracterizam a situação mais crítica do elemento e portanto são parâmetros para avaliação da segurança.

Para o cálculo dos momentos considera-se os ensinamentos aprendidos na disciplina de estática (ECV 5051). Considera-se a superposição dos efeitos, e dessa maneira serão abordados carregamentos de natureza diferente isoladamente.

Para o cálculo do momento máximo associado a carga linear tem-se:

$$M_{q,max} = p * l^2 / 2$$

Para o cálculo do momento máximo associado a carga pontual:

$$M_{p,max} = P * l$$

Dessa maneira, as combinações apresentadas em subitens anteriores, deve-se proceder o cálculo dos momentos. A Tabela 5 apresenta os valores obtidos.

Tabela 5 – Momentos máximos de cálculo, valores em kN.

Combinação	Mq,max	Mp,max	Mmax
Ultima	-10,94	-9,28	-20,22
Quase-Permanente	-6,73	-4,19	-10,92
Frequente	-6,88	-4,54	-11,42
Rara	-7,82	-6,62	-14,44

Fonte: Do autor

Como abordado anteriormente, é necessário majorar os esforços finais de cálculo pelo coeficiente aplicado a lajes em balanço de 1,45. Dessa forma os momentos máximos serão:

Tabela 6 - Momentos máximos de cálculo, valores em kNm

Combinação	γ_n	Mmax
Ultima	1,45	-29,32
Quase-Permanente	1,45	-15,83
Frequente	1,45	-16,56
Rara	1,45	-20,94

Fonte: Do autor

Momento de Fissuração

O momento de fissuração estima o valor do momento necessário para o aparecimentos das primeiras fissuras. Assim de acordo com as orientações do item 17.3.1, da NBR 6118, pode-se terminar o momento de fissuração através da seguinte equação:

$$M_r = \alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c / y_t$$

Para o estudo do estado-limite de fissuração, deve-se adotar f_{ct} como $f_{ct,inf}$ conforme o item 8.25 da NBR 6118.

Assim,

$\alpha = 1,5$, para seções retangulares;

$y_t = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m}$, distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada;

$I_c = 1 * \frac{0,10^3}{12} = 8,34 * 10^{-5} \text{ m}^4$, momento de inércia da seção bruta;

$f_{ct,inf} = 0,21 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,21 * 30^{\frac{2}{3}} = 2,028 \text{ MPa}$, resistência a tração direta do concreto;

$M_r = \alpha \cdot f_{ct} \cdot \frac{I_c}{y_t} = 1,5 * 2028 * \frac{8,34 * 10^{-5}}{0,05} = 5,074 \text{ kN.m}$

De acordo com o item 11.8.3.1 é possível utilizar as combinações frequentes para avaliação dos estados limites de formação de fissuras. Portanto de acordo com o cálculos realizados, foi obtido o valor de $16,56 \text{ kN.m}$ em módulo para o momentos máximos relativos à combinação de serviço. Este valor é superior ao M_r e portanto ocorre a formação de fissuras, em outras palavras a seção encontra-se no estágio II.

Armadura negativa

O cálculo para armadura de tração é semelhante ao de uma viga e pode ser estimada pela seguinte equação:

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

Salienta-se que a equação acima é válida para aplicações no domínio 2 e 3.

Para determinar o braço de alavanca d , estima-se a utilização de barras de 8 mm e cobrimento de $1,5 \text{ cm}$, pois a laje será de piso e a armadura encontra-se na parte superior.

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

Na verificação do domínio, é necessário estimar onde encontra-se a linha neutra.

$$x = \left(1,25 - \sqrt{\left(1,5625 - \frac{M_d}{0,272 * b * d^2 * f_{cd}} \right)} \right) * d$$

Tal que,

$$x = \left(1,25 - \sqrt{\left(1,5625 - \frac{29,32}{0,272 * 1 * 0,081^2 * \frac{30000}{1,4}} \right)} \right) * 0,081$$

$$x = 0,0289 \text{ m} \therefore x = 2,89 \text{ cm}$$

Assim, a relação $\frac{x}{d} = \frac{2,89}{8,1} = 0,3579 \geq 0,259$ e $0,3579 \leq 0,628$ portanto encontra-se no domínio 3. Está prescrito na NBR 6118, no item 14.6.4.3 que para que seja garantido o comportamento dútil a relação x/d deve ser inferior a 0,45, critério também respeitado.

Conforme explanado nas considerações iniciais desse trabalho o aço utilizado é o CA50 que corresponde a uma tensão de escoamento de 500 MPa. Com os dados obtidos é possível estimar o valor da armadura,

$$A_s = \frac{29,32 / (500000 / 1,15)}{(0,081 - 0,4 * 0,0289)} = 9,71 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \therefore 9,71 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima de tração

Os valores de armadura mínima buscam assegurar e garantir os elementos contra efeitos indesejáveis.

A armadura mínima foi avaliada tendo como base as diretrizes do item 17.3.5.2.1 onde é calculado um valor de momento mínimo.

$$Md_{min} = 0,8 * W_0 * f_{ctk,sup}$$

Assim, o módulo de resistência da seção transversal bruta relativo a fibra mais tracionada e pode ser determinado por:

$$W_0 = (1 * 0,10^3 / 12) / (0,10 / 2)$$

$$W_0 = 1,667 * 10^{-3} \text{ m}^3$$

A resistência característica a tração do concreto superior por:

$$f_{ctk,sup} = 1,3 * 0,3 * f_{ctk}^{2/3}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 * 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 3,765 \text{ MPa}$$

Dessa forma,

$$Md_{min} = 0,8 * 1,667 * 10^{-3} * 3,765 * 1000$$

$$Md_{min} = 5,02 \text{ kN.m}$$

Como o momento aplicado para a determinação das armaduras é o da combinação última que tem valor de 29,32 kN.m o valor de armadura deve-se ser superior ao da armadura mínima.

Deve-se ainda respeitar uma taxa mínima absoluta de armadura 0,150 que para seção de 10x100 equivale a 1,50 cm²/m, valor também respeitado.

Armadura secundária

Em lajes armadas em um única direção, de acordo com a Tabela 19.1 da NBR 6118, é necessário utilizar-se armadura secundária que respeite as seguintes condições:

$$A_s/s \geq \begin{cases} 20\% \text{ da } A_s \text{ Principal} \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$p_s \geq 0,5 * p_{min}$$

Para obedecer essas condições é necessário uma armadura de 1,94 cm²/m.

Módulos de elasticidade

Considerando que o concreto utilizado será o de 30 MPa, e que não foram realizados ensaios para sua determinação, o módulo de elasticidade inicial e secante pode ser estimado conforme o item normativo 8.28. Considera-se que agregado utilizando será o granito e com isso obtiveram-se os seguintes valores:

$$E_{ci} = 30672,46 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 26838,41 \text{ MPa}$$

Para o aço, na ausência de ensaio, conforme o item 8.3.5 da NBR 6118 o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 *GPa*.

Rigidez equivalente

É comum após o cálculo dos momentos máximos realizar a estimativa das flechas. Nesse exemplo após a verificação de formação de fissuras, percebeu-se que seria necessário o cálculo das flechas para a seção fissurada, que necessita do valor de armadura para seu cálculo.

O cálculo da rigidez descrito no item 17.3.3.2.1.1 da NBR 6118, refere-se a vigas, contudo adota-se a simplificação de utilizar a mesma metodologia para lajes, considerando uma faixa de um metro de largura. A expressão a seguir possibilita o cálculo da rigidez equivalente.

$$EI_{eq,t_0} = E_{cs} * \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] * I_{II} \right\}$$

Tal que,

$$EI_{eq,t_0} \leq E_{cs} * I_c$$

Dessa maneira,

Efetua-se o cálculo do momento de fissuração (M_r) para deformações excessivas de acordo com o item 17.3.1 da NBR 6118. No cálculo do momento de fissuração utiliza-se a mesma rotina adotada anteriormente, com a alteração do valor da resistência a tração direta para $f_{ct,m}$ conforme indicação normativa.

Assim,

$\alpha = 1,5$, para seções retangulares;

$y_t = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m}$, distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada;

$I_c = 1 * \frac{0,10^3}{12} = 8,34 * 10^{-5} \text{ m}^4$, momento de inércia da seção bruta;

$$f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 2,897 \text{ MPa}, \text{ resist\^encia a tra\^c\~ao direta do concreto}$$

$$M_r = \alpha_e * f_{ct} * \frac{I_c}{y_t} = 1,5 * 2897 * \frac{8,34 * 10^{-5}}{0,05} = 7,248 \text{ kN.m};$$

$$M_a = 20,94 \text{ kN.m}, \text{ momento m\~aximo na combina\~ao rara};$$

Para o c\~alculo do momento de in\^ercia no est\~adio II, faz-se uso das seguintes express\~oes retiradas de notas de aulas de Padaratz e Pinto (2013).

$$I_{II} = b_w * \frac{(x_2)^3}{3} + \alpha_e * A_s * (d - x_2)^2$$

E,

$$\frac{b_w}{2} * (x_2)^2 + \alpha_e * A_s * x_2 - \alpha_e * A_s * d = 0$$

Resolvendo as express\~oes,

$$b_w = 1 \text{ m};$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{210000}{30672,46} = 6,84;$$

$$A_s = 9,71 * 10^{-4} \text{ cm}^2,$$

$$d = 8,10 \text{ cm};$$

$$x_2 = 2,68 \text{ cm};$$

Assim,

$$I_{II} = 1 * \frac{(0,0268)^3}{3} + 6,84 * 9,71 * 10^{-4} * (0,081 - 0,0268)^2 = 2,596 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

Dessa forma atrav\^es dos valores encontrados \^e poss\~ivel a estimativa da rigidez equivalente para se\~cao fissurada que encontra-se no est\~adio II.

$$EI_{eq,t_0} = 26838,41 * 10^3 * \left\{ \left(\frac{7,248}{20,94} \right)^3 * 8,34 * 10^{-5} + \left[1 - \left(\frac{7,248}{20,94} \right)^3 \right] * 2,596 * 10^{-5} \right\}$$

$$EI_{eq,t_0} = 760,65 \text{ kN.m}^2$$

Flecha imediata

A flecha imediata, é o valor do deslocamento imediato do elemento ao ser submetido a determinado carregamento. Para o exemplo em estudo, considerando a superposição dos efeitos obtém-se as seguintes expressões:

Para carga linearmente distribuída,

$$f = -q * l^4 / 8EI$$

Para carga pontual,

$$f = -p * l^3 / 3EI$$

Considerando a rigidez equivalente para o estágio II e que os carregamentos utilizados são os da combinação quase-permanente seguindo a orientação do item 11.8.3.1 da NBR 6118, obtém-se:

Para carga linearmente distribuída,

$$f = 8,69 * \frac{1,245^4}{8 * 760,65}$$

$$f = 3,43 * 10^{-3} \text{ m} \therefore 0,343 \text{ cm}$$

Para carga pontual,

$$f = 3,37 * \frac{1,245^3}{3 * 760,65}$$

$$f = 2,89 * 10^{-3} m \therefore 0,289 cm$$

Com a consideração da superposição dos efeitos, a flecha imediata total é de $6,32 * 10^{-3} m$ ou $0,632 cm$.

Flecha Adicional Diferida no Tempo

Após a retirada da ancoragem e ao longo do tempo, em que estiver submetida aos mais diversos tipos de carregamentos, a estrutura sofre efeito da fluência que tem como efeito o aumento dos valores das flechas.

Para considerar esse efeito a NBR 6118 o item 17.3.2.1.2 aborda as recomendações. Para o exemplo em questão segue-se os cálculos

$$\alpha_f = \Delta\xi / (1 + 50\rho')$$

Considerou-se a retirada dos escoramentos aos 14 dias, equivalente a 0,466 meses e avaliada para um tempo maior que 70 meses.

Dessa forma,

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

$$\xi(0,466) = 0,68 (0,996^{0,466}) 0,466^{0,32} = 0,524$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses}$$

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) = 2 - 0,524 = 1,476$$

Para o valor de ρ' , vista a não utilização armadura de compressão, seu valor será 0.

Assim,

$$\alpha_f = \frac{1,476}{1 + 50 * 0} = 1,476$$

Com esse valor calcula-se a flecha adicional multiplicando o valor de α_f ao da flecha imediata.

$$f = 1,475 * 0,632 = 0,932 \text{ cm}$$

Flecha Total

A flecha total é obtida através da soma das parcelas da flecha imediata e flecha adicional que totalizam $1,564 \text{ cm}$.

Aceitabilidade sensorial visual

Buscando favorecer a segurança ao usuário, e tornando mais confortável sua utilização, a norma preconiza limites visuais de acordo com a Tabela 13.3 da NBR 6118. De acordo com a tabela o limite visual fica estabelecido como $l/250$, contudo por se tratar de uma viga em balanço seu limite é duplicado e portanto aplica-se $2 * l/250$. Dessa forma o deslocamento limite é de $1,01 \text{ cm}$.

Comparando os valores, aceitabilidade sensorial visual e flecha total, respectivamente $1,01 \text{ cm}$ e $1,56 \text{ cm}$, conclui-se que o limite é ultrapassado. Para essa situação deve-se realizar novas iterações dos cálculos realizados até o momento com alteração de características que possibilitem o aumento da rigidez da peça. Pode-se aumentar a rigidez por exemplo com o aumento da espessura e f_{ck} . Nesse trabalho optou-se pelo aumento da espessura até que os limites normativos fossem respeitados, esses resultados serão apresentados nas tabelas de resultados finais.

Aceitabilidade sensorial de vibrações

Da mesma forma, como abordado na aceitabilidade sensorial visual, a aceitabilidade sensorial de vibrações busca fornecer conforto ao usuário. Para a determinação da flecha deve-se proceder a mesma rotina estabelecida anteriormente, contudo altera-se a combinação de ações utilizada para Combinação Frequente, conforme a indicação da NBR 6118, no item 11.8.3.1.

Para o cálculo das flechas associadas à vibrações são realizados apenas os cálculos da flecha imediata, pelo motivo do fenômeno da vibração ser imediato à aplicação da carga. A Tabela 7 abaixo explica os valores obtidos.

Tabela 7 - Flecha associada à vibrações

Comb. Freq. Linear	8,89 kNm
Comb. Freq. Pontual	3,65 kN
Flecha Imediata	0,66 cm

Fonte: Do autor

O limite de aceitabilidade para vibrações é de $l/350$ e seu limite é duplicado conforme indicado em norma. Sendo assim seu limite de aceitabilidade é de $0,72\text{ cm}$ que é respeitado conforme observa-se na Tabela 7.

Controle da abertura de fissuras

Para que não seja necessário o cálculo das aberturas de fissuras, de acordo com o item 17.3.3.3 da NBR 6118 é possível garantir que as aberturas sejam inferiores ao máximo de $0,3\text{ mm}$ desde que respeitem diâmetros máximos de armadura espaçamento mínimo. Esses valores são apresentados na Tabela 17.2 inserida no mesmo item.

Para encontrar os valores de diâmetro e espaçamento máximo, é necessário calcular a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada no estágio II.

Para isso,

$$\sigma_{sI} = (\alpha_e * M_{freq} * (d - x_2)) / I_{II}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{210000}{30672,46} = 6,84;$$

$$M_{freq} = 16,56\text{ kN}, m, \text{ momento frequente máximo};$$

$$d = 8,1\text{ cm};$$

$$x_2 = 2,68\text{ cm}, \text{ posição linha neutra no estágio II};$$

$$I_{II} = 2,596 * 10^{-5}\text{ m}^4, \text{ momento de inércia no estágio II};$$

Assim,

$$\sigma_{sI} = \frac{6,84 * 16,56 * (0,081 - 0,0268)}{2,596 * 10^{-5}} = 236489,05\text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sI} \cong 236\text{ MPa}$$

De acordo com a tabela para a tensão de 240 MPa o espaçamento máximo será de 20 cm e o diâmetro máximo de 20 mm . Atenta-se a esses valores na elaboração do detalhamento da peça.

Reações

Por ser uma laje em balanço, apoiada em uma viga e engastada na laje adjacente, possui apenas uma reação, que é obtida através do somatório de todas as forças da direção vertical.

Utilizam-se os carregamentos livres de combinações para que estas sejam feitas no cálculo das vigas.

Dessa maneira para os carregamentos permanentes,

$$R = 8,09 * 1,245 + 2,54 = 12,61 \text{ kN/m}$$

Para os carregamentos acidentais,

$$R = 2 * 1,245 + 2,79 = 5,28 \text{ kN/m}$$

Verificação do Cisalhamento

Conforme o item 19.4.1, da NBR 6118, desde que cumpridas suas exigências, é possível prescindir o uso da armadura transversal para combate dos esforços cortantes.

A exigência é que as ancoragens sejam respeitadas e que o esforço resistente de cálculo (V_{Rd1}), seja superior ao esforço solicitante (V_{Sd}).

Procede-se a combinação última para os maiores esforços cortantes,

$$V_{Sd} = 1,4 * 12,61 + 1,4 * 5,28 = 25,05 \text{ kN/m}$$

Calcula-se a força resistente de cálculo,

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

Onde,

$$\tau_{Rd} = 0,25 * 0,15 * (f_{ck})^{\frac{2}{3}};$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 * 0,15 * (30)^{\frac{2}{3}} = 0,362 \text{ MPa};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w * d} \leq 0,02;$$

$$\rho_1 = \frac{9,72}{100 \cdot 8,1} = 0,012;$$

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

$$k = (1,6 - 0,081) = 1,519;$$

$\sigma_{cp} = 0$, devido a não utilização de protensão;

Dessa maneira,

$$V_{Rd1} = [362 \cdot 1,519 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,012) + 0,15 \cdot 0] \cdot 1 \cdot 0,081$$

$$V_{Rd1} = 74,83 \text{ kN/m}$$

Nota-se que o valor resistente é superior à solicitação e por esse motivo a laje “L7” pode ser isenta de armadura de cisalhamento.

Detalhamento

No detalhamento busca-se atender as armaduras calculadas respeitando os espaçamentos e ancoragens prescritos em norma.

Dimensão máxima para armadura de tração

A norma preconiza que para o detalhamento de lajes, as armaduras de tração devem possuir diâmetro máximo de 1/8 de sua espessura. Portanto o valor máximo aceitável para a laje em estudo seria de 10 mm.

Espaçamento entre as barras armadura principal

Estimou-se que serão utilizadas barras de 8 mm, dessa forma o número de barras por metro pode ser determinado por:

$$nBarras = \frac{A_{s,nec/m}}{A_{s,barra}}$$

$$nBarras = \frac{9,72}{0,503} = 19,32 \text{ barras/m}$$

O espaçamento,

$$s = \frac{100}{19,32} = 5,17 \text{ cm}$$

Deve-se arredondar a favor da segurança para baixo, dessa maneira o espaçamento utilizado será de 5 *cm*.

De acordo a NBR 6118, para armaduras principais o espaçamento deve ser menor que 20 *cm* e menor que 2 vezes a espessura. Essas condições são respeitadas.

Número de barras necessário

Será necessário 75 barras de 8 mm, pois,

$$\text{barras} = \frac{380}{5} - 1 = 75$$

Com o número de barras a ser distribuído em um comprimento de 380 *cm* pode-se calcular a quantidade de armadura efetiva:

$$A_{s,ef} = \frac{\left(75 * \pi * \left(\frac{0,8}{2}\right)^2\right)}{3,80} = 9,92 \text{ cm}^2$$

Ancoragem das barras

Primeiramente estima-se a resistência de aderência de cálculo, f_{bd} , de acordo com o item 9.3.2.1 da NBR 6118, através da seguinte equação:

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

Onde,

$\eta_1 = 2,25$, pois serão utilizadas barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,00$, considerando região de boa aderência;

$\eta_3 = 1$, para $\phi \leq 32 \text{ mm}$;

$$f_{ctd} = 0,15 * (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0,15 * 30^{\frac{2}{3}} = 1,448 \text{ MPa};$$

Assim,

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,448 = 3,26 \text{ Mpa};$$

Com este valor determina-se o comprimento de ancoragem básico,

$$l_b = \frac{\phi_{adot}}{4} * f_{yd} * f_{bd};$$

$$l_b = \frac{0,008}{4} * \frac{500/1,15}{3,26} = 0,2667 \text{ m};$$

Para o comprimento de ancoragem necessário, conforme o item 9.4.2.5 da NBR 6118, utiliza-se a equação:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Não serão utilizado ganchos, e conforme indicação $\alpha = 1,0$;

$$A_{s,calc} = 3,46 \text{ cm}^2;$$

$$A_{s,ef} = 3,57 \text{ cm}^2;$$

$$l_{b,nec} = 1 * 0,2667 * \frac{9,72}{9,92} = 0,261 \text{ m}$$

Armadura secundária

Conforme as prescrições normativas para lajes armadas em uma única direção, é necessário utilizar armadura secundária. Para o detalhamento segue-se a mesma rotina apresentada anteriormente, os resultados obtidos para $\phi = 6,3 \text{ mm}$ correspondeu a um espaçamento entre barras de 15 cm e ancoragem não é possível ser inserida por não apresentar elementos nos bordos.

Tabela Resumo e Desenho

A tabela a seguir resume alguns dos dados encontrados durante os procedimentos de cálculo.

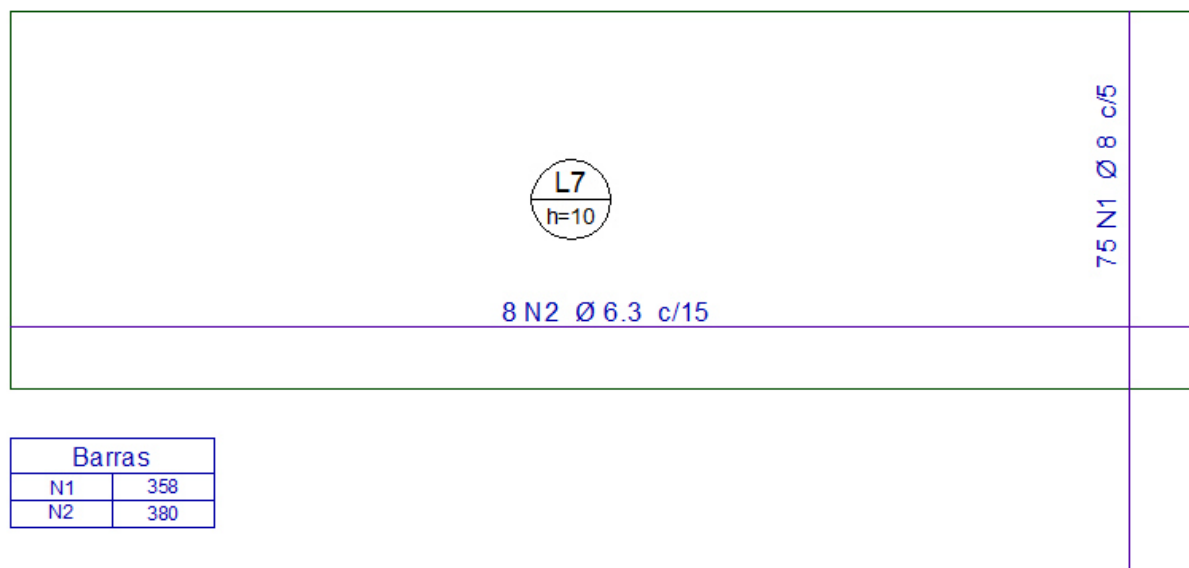
Tabela 8 - Resumo L7

Direção	L7	
	mx	my
As (cm ²)	9,72	1,95
φ (mm)	8	6,3
s (cm)	5	15

Fonte: Do autor

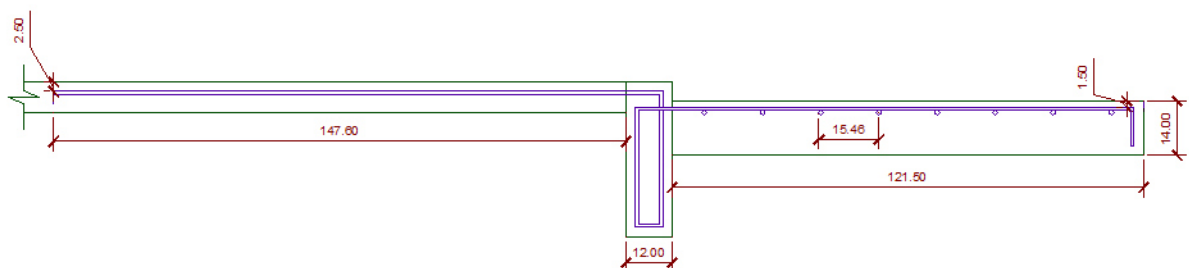
A fim de completar o entendimento os desenhos com os detalhes são exibidos nas figuras Figura 4 e Figura 5.

Figura 4 - Detalhamento L7 - Detalhe 1



Fonte: Do autor

Figura 5 - Detalhamento L7 - Detalhe 2



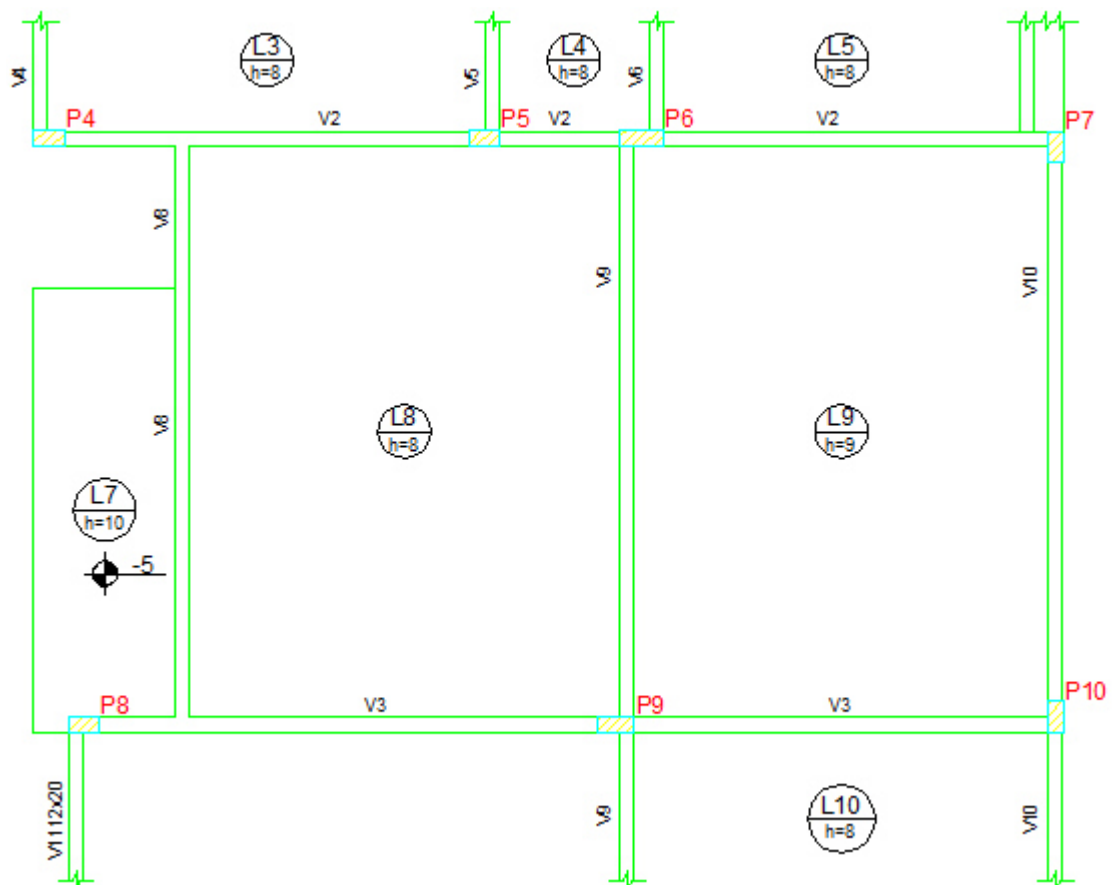
Fonte: Do autor

4.1.2 Exemplo 2 – Laje com todos bordos apoiados em vigas

Conforme o Anexo A, onde é apresentada a planta de formas é possível identificar várias lajes que possuem todos os seus bordos apoiados em vigas. Para o exemplo que será resolvido foi escolhida a laje “L9” por possuir maiores dimensões e possuir carregamento superior as outras lajes.

A rotina apresentada foi utilizada para as demais lajes com características similares. A Figura 6 extraída da planta de formas ilustra a laje em estudo e sua periferia.

Figura 6 - Laje L9, planta de formas Tipo 2 e 3



Fonte: Do autor

Espessura Mínima

De acordo com o item 13.2.4.1 da NBR 6118 para lajes de piso deve-se utilizar no mínimo 8 cm de espessura. Por este motivo para a laje em estudo será adotada uma espessura inicial de 8 cm, caso a espessura seja insuficientes novas iterações deverão ser procedidas.

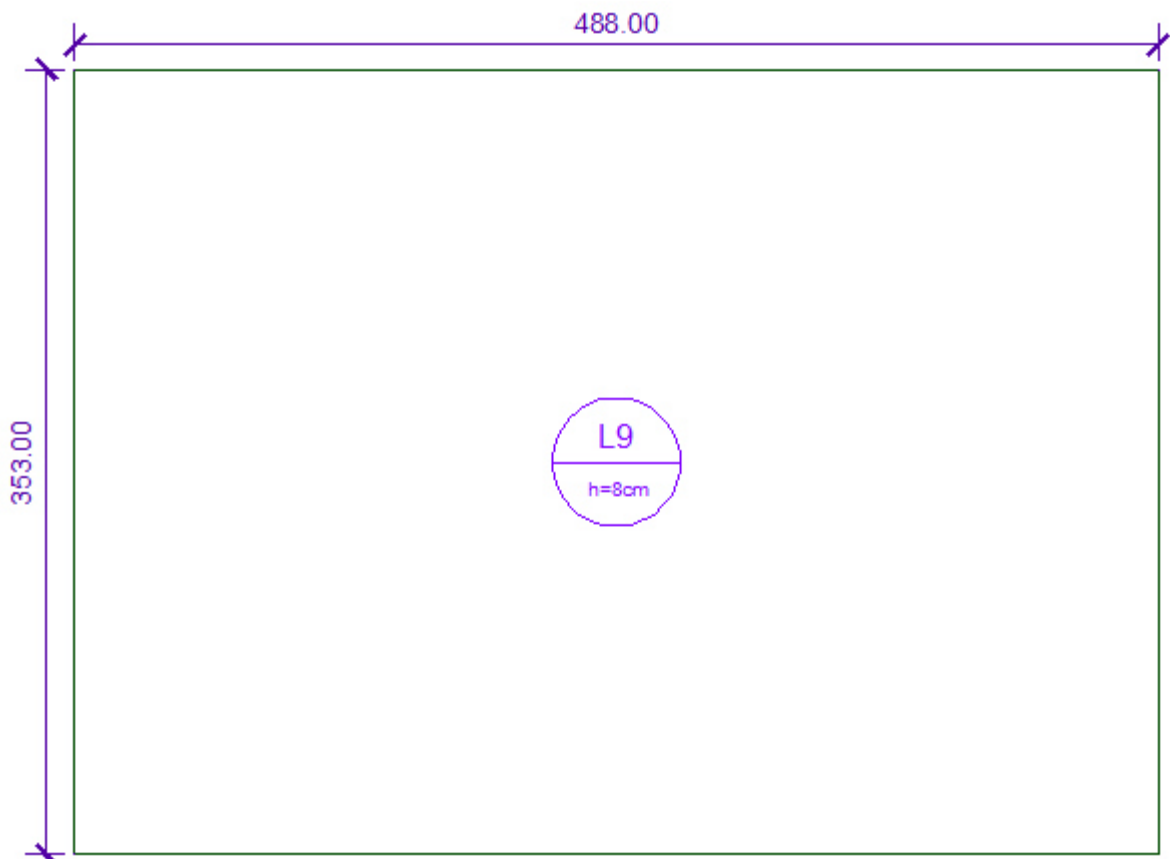
Vãos efetivos

O menor vão será denominado l_x , 353 cm, enquanto o maior vão será denominado l_y , 488 cm. Deve-se determinar os vãos efetivos de acordo com o item 14.6.2.4.

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

A Figura 7 a seguir ilustra as dimensões iniciais da laje em estudo.

Figura 7 - Dimensões iniciais laje L9



Fonte: Do autor

Dessa maneira, os vãos efetivos podem ser determinados da seguinte forma:

$$l_{x,ef} = 353 + a_1 + a_2$$

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm} \\ 0,3h = 0,3 * 8 = 2,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_2 = \alpha_1$$

$$l_{x,ef} = 368 + 2,4 + 2,4 = 372,80 \text{ cm}$$

Para l_y :

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm} \\ 0,3h = 0,3 * 8 = 2,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_2 = \alpha_1$$

$$l_{y,ef} = 488 + 2,4 + 2,4 = 492,80 \text{ cm}$$

Tipo de Armação

Através da relação entre os vãos efetivos é possível determinar o tipo de armação da laje em estudo.

$$\lambda = \frac{l_{y,ef}}{l_{x,ef}} = \frac{492,8}{372,8} = 1,32$$

Para $\lambda \leq 2$ as lajes deverão ser armadas em duas direções.

Carregamentos Permanentes

Carregamentos permanentes são aqueles que atuarão por toda vida útil da estrutura, a Tabela 9 mostra os carregamentos permanentes levados em consideração para o cálculo desse exemplo.

Tabela 9 - Carregamentos permanentes distribuídos por área

Carregamentos Permanentes distribuídos por área			
Denominação	Peso Esp. (kN/m ³)	Espes. (cm)	Carga (kN/m ²)
Revestimento Granito	28,00	2,00	0,56
Camada de Regularização	21,00	3,00	0,63
Carga de Parede	-	-	2,41
Peso Próprio	25,00	8,00	2,00
Total			5,60

Fonte: Do autor

Carregamentos Acidentais

Para escolha dos carregamentos acidentais tomou-se como base a NBR 6120, que fornece valores de carregamentos mínimos. Conforme a normalização parte dos ambientes podem ser considerados com o carregamento acidental de $1,5 \text{ kN/m}^2$. Contudo mediante a utilização de ambientes menores na concepção de projetos correntes, os ambientes tendem a serem mais carregados. Por esse motivo, prevendo essas condições, utilizar-se-á o carregamento acidental de 2 kN/m^2 em todas as lajes da edificação.

Tabela 10 – Carregamentos acidentais distribuídos por área

Carregamentos Acidentais distribuídos por área			
Denominação	Peso Esp. (kN/m ³)	Espes. (cm)	Carga (kN/m ²)
Carga vertical	-	-	2,00
Total			2,00

Fonte: Do autor

Combinações de Carregamento

As combinações de carregamentos tem o objetivo de simular as mais variadas situações de carregamentos que o elemento venha enfrentar em sua vida útil. A NBR 8681 orienta quanto aos fatores de ponderação bem como as combinações necessárias. Nos subitens a seguir considerou-se que todos os carregamentos são principais e atuam no sentido desfavorável. Essa simplificação é a favor de segurança e foi aplicada em virtude da simplificação.

Combinação Última de Cálculo

Para essa combinação os carregamentos tanto permanentes como acidentais devem ser majorados em 1,4.

$$F_{ult,area} = 1,4 * 5,60 + 1,4 * 2,00 = 10,64 \text{ kN/m}^2$$

Combinação Quase-Permanente

Para a combinação quase-permanente, são utilizados fatores de redução por estar prevista a não simultaneidade dos carregamentos acidentais. Para edifícios residenciais é recomendado o seguinte fator:

$$\Psi_2 = 0,3$$

Dessa maneira para a combinação quase-permanente segue-se:

$$F_{qp,area} = 5,60 + 0,3 * 2,00 = 6,20 \text{ kN/m}^2$$

Combinação Frequente

Para a combinação frequente, são utilizados fatores de redução por estar prevista a não simultaneidade dos carregamentos acidentais. Para edifícios residenciais é recomendado o seguinte fator:

$$\Psi_2 = 0,4$$

Dessa maneira a para a combinação frequente segue-se:

$$F_{qp,area} = 5,60 + 0,4 * 2,00 = 6,40 \text{ kN/m}^2$$

Combinação Rara

Para a combinação rara, são utilizados os carregamentos sem aplicação de quaisquer fatores. Dessa maneira a para a combinação rara segue-se:

$$F_{qp,area} = 5,60 + 2,00 = 7,60 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo dos momentos máximos

Os momentos máximos caracterizam a situação mais crítica do elemento e portanto são parâmetros para avaliação da segurança e dimensionamento das armaduras.

Para o cálculo dos momentos faz-se uso das tabelas de Bares, que possibilitam encontrar os valores dos momentos máximos considerando um modelo de placa.

De acordo com Bares (1972), os momentos podem ser determinados pelas seguintes equações:

$$m_x = \mu_x * \frac{p * (l_x)^2}{100}$$

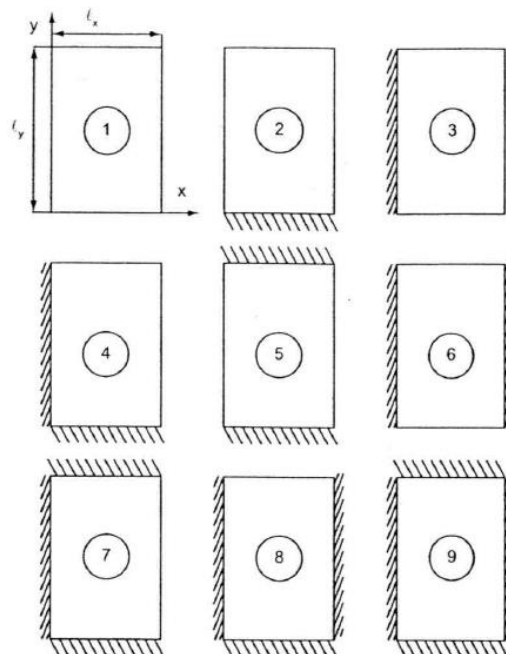
$$m_y = \mu_y * \frac{p * (l_x)^2}{100}$$

$$X_x = \mu'_x * \frac{p * (l_x)^2}{100}$$

$$X_y = \mu'_y * \frac{p * (l_x)^2}{100}$$

Quanto as vinculações, a laje a deve ser enquadrada em um dos casos propostos por Bares. A Figura 8 ilustra os casos possíveis.

Figura 8 - Casos de vinculação para utilização das tabelas de Bares



A laje em estudo enquadra-se no caso 3 e a relação entre vãos (λ), corresponde a 1,32 enquanto nas tabelas os valores mais próximos são 1,30 e 1,35, por esse motivo faz-se uso de interpolação.

A Tabela 11 mostra os coeficientes μ_x , μ_y , μ'_x e μ'_y extraídos da tabela de Bares bem como os resultados obtidos através da interpolação.

Tabela 11 – Coeficientes μ_x , μ_y , μ'_x e μ'_y

λ	μ_x	μ_y	μ'_x
1,35	5,51	2,25	10,92
1,38	5,58	2,22	11,02
1,40	5,64	2,19	11,10

Fonte: Do autor

Momentos Últimos

Os momentos últimos que serão calculado servirão como base para o cálculo das armaduras finais.

Utilizando a combinação última obtém-se os seguintes valores:

$$m_x = 5,58 * \frac{10,64 * (3,578)^2}{100} = 7,60 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = 2,22 * \frac{10,64 * (3,578)^2}{100} = 3,02 \text{ kN.m/m}$$

$$X_x = 11,02 * \frac{10,64 * (3,578)^2}{100} = 15,01 \text{ kN.m/m}$$

Momentos de Serviço – Combinação Freqüente

Os momentos de serviço que serão calculados, utilizam a combinação freqüente e serão utilizados a posteriori para verificação da formação de fissuras na seção da laje. A escolha da combinação freqüente é prescrita pela NBR 6118 no item 11.8.3.1.

$$m_x = 5,58 * \frac{6,40 * (3,578)^2}{100} = 4,57 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = 2,22 * \frac{6,40 * (3,578)^2}{100} = 1,82 \text{ kN.m/m}$$

$$X_x = 11,02 * \frac{6,40 * (3,578)^2}{100} = 9,03 \text{ kN.m/m}$$

Momento de Fissuração

O momento de fissuração estima o valor do momento necessário para o aparecimentos das primeiras fissuras. Assim de acordo com as orientações do item 17.3.1, da NBR 6118, pode-se terminar o momento de fissuração através da seguinte equação:

$$Mr = \alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c / y_t$$

No estudo do estado-limite de fissuração, deve-se adotar f_{ct} como $f_{ct,inf}$ de acordo com o item 8.25.

Assim,

$\alpha = 1,5$, para seções retangulares;

$y_t = \frac{0,08}{2} = 0,04 \text{ m}$, distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada;

$I_c = 1 * \frac{0,08^3}{12} = 4,26 * 10^{-5} \text{ m}^4$, momento de inércia da seção bruta;

$f_{ct,inf} = 0,21 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,21 * 30^{\frac{2}{3}} = 2,028 \text{ MPa}$, resistência a tração direta do concreto

$$Mr = \alpha \cdot f_{ct} \cdot \frac{I_c}{y_t} = 1,5 * 2028 * \frac{4,26 * 10^{-5}}{0,04} = 3,24 \text{ kN.m}$$

De acordo com o item 11.8.3.1 são indicadas combinações frequentes para avaliação dos estados limites de formação de fissuras. Dessa maneira, percebe-se que os momentos máximos

para a combinação frequente superam o valor do momento de fissuração o que caracteriza uma seção fissurada.

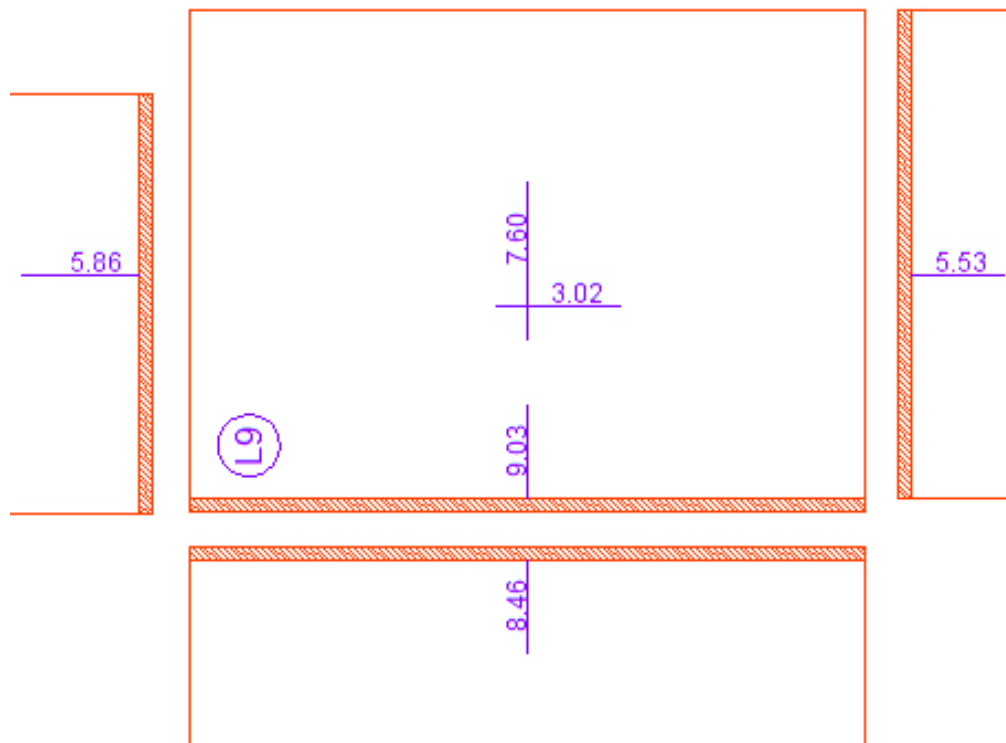
Compatibilização dos momentos

O cálculo das lajes apresentado nesse trabalho, trata cada uma individualmente, e por esse motivo lajes adjacentes podem possuir momentos distintos para uma mesma região. Dessa maneira a compatibilização dos momentos busca minimizar essas diferenças.

De acordo com a Notas de Aula de Padaratz e Pinto (2013), para momentos negativos deve adotar o maior valor entre a média ou 0,8 do maior momento negativo. Quando o momento negativo for diminuído o momento positivo será aumentado com a metade do valor diminuído do momento negativo. Quando o momento negativo for aumentado mantém-se o valor do momento positivo.

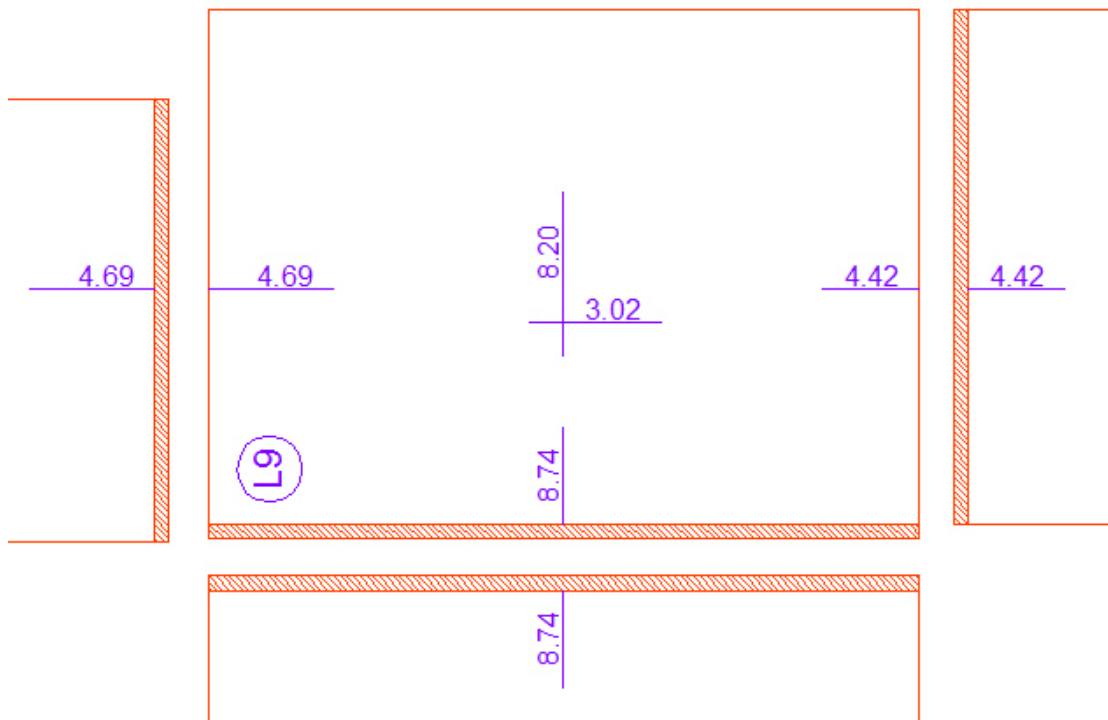
Seguindo essas recomendações, as figuras a seguir ilustram as lajes adjacentes antes e depois da compatibilização.

Figura 9 - Lajes antes da compatibilização



Fonte: Do autor

Figura 10 - Lajes após compatibilização



Fonte: Do autor

Dimensão máxima para armadura de tração

A norma preconiza que para o detalhamento de lajes, as armaduras de tração devem possuir diâmetro máximo de $1/8$ de sua espessura. Portanto o valor máximo aceitável para a laje em estudo seria de 15 mm .

Cálculos das armaduras

O cálculo para armadura de tração é semelhante ao de uma viga e pode ser estimada pela seguinte equação:

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

A equação acima é válida para aplicações no domínio 2 e 3. As armaduras serão determinadas para cada momento apresentado na Figura 10. Será apresentado o cálculo de uma das armadura sendo que as demais deverão ser calculadas com a mesma rotina.

Cálculo armadura principal em x

A armadura será calculada para o momento de $8,20 \text{ kN.m/m}$. Inicia-se o cálculo aproximando o braço de alavanca, serão utilizadas barras de 8 mm e cobrimento conforme instrução normativa será de $2,5 \text{ cm}$.

$$d = 8 - \frac{0,8}{2} - 2,5 = 5,10 \text{ cm}$$

Na verificação do domínio, é necessário estimar onde encontra-se a linha neutra.

$$x = \left(1,25 - \sqrt{\left(1,5625 - \frac{M_d}{0,272 * b * d^2 * f_{cd}} \right)} \right) * d$$

Tal que,

$$x = \left(1,25 - \sqrt{\left(1,5625 - \frac{8,20}{0,272 * 1 * 0,051^2 * 30000/1,4} \right)} \right) * 0,051$$

$$x = 0,0122 \text{ m} \therefore x = 1,22 \text{ cm}$$

Dessa maneira a relação linha neutra e braço de alavanca ficará:

$$\frac{x}{d} = \frac{1,22}{5,1} = 0,239$$

Como $x/d \leq 0,259$, encontra-se no domínio 2. Conforme explanado nas considerações iniciais desse trabalho o aço utilizado é o CA50 que corresponde a uma tensão de escoamento de 500 MPa .

Com os dados obtidos é possível estimar o valor da armadura,

$$A_s = \frac{8,2/(500000/1,15)}{(0,051 - 0,4 * 0,0122)} = 4,09 * 10^{-4} m^2/m$$

Armadura mínima de tração

Os valores de armadura mínima buscam assegurar e garantir o elementos contra efeitos indesejáveis.

A armadura mínima foi avaliada tendo como base das diretrizes do item 17.3.5.2.1 onde é calculado um valor de momento mínimo.

$$Md_{,min} = 0,8 * W_0 * f_{ctk,sup}$$

Assim, o módulo de resistência da seção transversal bruta relativo a fibra mais tracionada pode ser determinado por:

$$W_0 = (1 * 0,08^3/12)/(0,08/2)$$

$$W_0 = 1,067 * 10^{-3} m^3$$

A resistência característica a tração do concreto superior por:

$$f_{ctk,sup} = 1,3 * 0,3 * f_{ctk}^{2/3}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 * 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 3,765 MPa$$

Dessa forma,

$$Md_{,min} = 0,8 * 1,067 * 10^{-3} * 3,765 * 1000$$

$$Md_{,min} = 3,214 kN.m$$

Percebe-se que momento mínimo é inferior ao momento utilizado para o cálculo da armadura, e por esse motivo caso fosse calculada uma armadura para esse momento resultaria em um valor inferior ao adotado. Deve-se ainda respeitar uma taxa mínima de armadura de 0,150, que para a seção corresponde a $1,2 \text{ cm}^2$, que também é respeitada.

Módulos de elasticidade

Considerando que o concreto utilizado será o de 30 MPa, e que não foram realizados ensaios para sua determinação, o módulo de elasticidade inicial e secante pode ser estimado conforme o item normativo 8.28. Considera-se que agregado utilizando será o granito e com isso obtiveram-se os seguintes valores:

$$E_{ci} = 30672,46 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 26838,41 \text{ MPa}$$

Para o aço, na ausência de ensaio, conforme o item 8.3.5 da NBR 6118 o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa .

Rigidez equivalente

É costumeiro que após realizar o cálculo dos momentos máximos proceder a estimativa das flechas. Nesse exemplo após a verificação de formação de fissuras, nota-se que seria necessário o cálculo das flechas para a seção fissurada, que necessita do valor de armadura para seu cálculo.

O cálculo da rigidez descrito no item 17.3.3.2.1.1 da NBR 6118, refere-se a vigas, contudo adota-se a simplificação de utilizar a mesma metodologia para lajes, considerando uma faixa de um metro de largura. A expressão a seguir possibilita o cálculo da rigidez equivalente.

$$EI_{eq,t_0} = E_{cs} * \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] * I_{II} \right\}$$

Tal que,

$$EI_{eq,t_0} \leq E_{cs} * I_c$$

Dessa maneira, efetua-se o cálculo do momento de fissuração (M_r) para deformações excessivas de acordo com o item 17.3.1 da NBR 6118. No cálculo do momento de fissuração utiliza-se a mesma rotina adotada anteriormente, com a alteração do valor da resistência a tração direta inferior para médio, conforme indicação normativa.

Assim,

$\alpha = 1,5$, para seções retangulares;

$y_t = \frac{0,08}{2} = 0,04 \text{ m}$, distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada;

$I_c = 1 * \frac{0,08^3}{12} = 4,326 * 10^{-5} \text{ m}^4$, momento de inércia da seção bruta;

$f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 2,897 \text{ MPa}$, resistência a tração direta do concreto

$M_r = \alpha * f_{ct} * \frac{I_c}{y_t} = 1,5 * 2897 * \frac{4,326 * 10^{-5}}{0,04} = 4,70 \text{ kN.m}$;

$M_a = 5,86 \text{ kN.m}$, momento máximo na combinação rara;

Para o cálculo do momento de inércia no estágio II, faz-se uso das seguintes expressões retiradas de notas de aulas de Padaratz e Pinto (2013).

$$I_{II} = b_w * \frac{(x_2)^3}{3} + \alpha_e * A_s * (d - x_2)^2$$

E,

$$\frac{b_w}{2} * (x_2)^2 + \alpha_e * A_s * x_2 - \alpha_e * A_s * d = 0$$

Resolvendo as expressões,

$b_w = 1 \text{ m}$;

$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{210000}{30672,46} = 6,84$;

$$A_s = 4,09 * 10^{-4} \text{ cm}^2,$$

$$d = 5,10 \text{ cm};$$

$$x_2 = 1,425 \text{ cm};$$

Assim,

$$I_{II} = 1 * \frac{(0,01425)^3}{3} + 6,84 * 4,09 * 10^{-4} * (0,051 - 0,01425)^2 = 4,74 * 10^{-6} \text{ m}^4$$

Dessa forma através dos valores encontrados é possível a estimativa da rigidez equivalente para seção fissurada que encontra-se no estágio II.

$$EI_{eq,t_0} = 26838,41 * 10^3 * \left\{ \left(\frac{4,70}{5,86} \right)^3 * 4,326 * 10^{-5} + \left[1 - \left(\frac{4,70}{5,86} \right)^3 \right] * 4,74 * 10^{-6} \right\}$$

$$EI_{eq,t_0} = 660,60 \text{ kN.m}^2$$

Efetuada a verificação,

$$E_{cs} * I_c = 26838,41 * 10^3 * 4,326 * 10^{-5} = 1161,03 \text{ kN.m}^2$$

$$EI_{eq,t_0} \leq E_{cs} * I_c$$

Flecha imediata

No cálculo da flecha imediata de acordo com Bares, que considera a laje como uma placa, pode ser obtida pela expressão que segue.

$$f = \frac{p * l_x^4}{E * h^3} * \frac{\alpha}{100}$$

Sendo que para o exemplo,

$$p = 6,20, \text{ momento quase permanente sugerido pelo item 11.8.3.1};$$

$$E = E_{cs} = 26838,41 \text{ MPa};$$

$$l_x = 357,80 \text{ cm};$$

$$\alpha = 4,58, \text{ valor da interpolação entre valores extraídos da tabela de Bares};$$

Para que fosse inserido no cálculo da flecha imediata as condições do estágio II e visto que não é possível a inserção direta do valor da rigidez equivalente, calcula-se uma “espessura equivalente”.

$$I_{eq,t_0} = \frac{EI_{eq,t_0}}{E_{cs}} = \frac{660,60}{26838,41 * 10^3} = 2,461 * 10^{-5}$$

$$h_{eq} = \left(\frac{I_{eq,t_0} * 12}{b_w} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{2,461 * 10^{-5} * 12}{1} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,066 \text{ m}$$

Com esse valor, e retornando ao cálculo da flecha,

$$f = \frac{p * l_x^4}{E * h^3} * \frac{\alpha}{100} = \frac{6,20 * 3,578^4}{26838,41 * 10^3 * 0,066^3} * \frac{4,58}{100} = 6,03 * 10^{-3} \text{ m} \therefore f = 0,6 \text{ cm}$$

Flecha adicional diferida no tempo

Após a retirada da ancoragem e ao longo do tempo, em que estiver submetida aos mais diversos tipos de carregamentos, a estrutura sofre efeito da fluência que tem como efeito o aumento dos valores das flechas.

Para considerar esse efeito a NBR 6118 o item 17.3.2.1.2 aborda as recomendações. Para o exemplo em questão segue-se os cálculos

$$\alpha_f = \Delta\xi / (1 + 50\rho')$$

Considerou-se a retirada dos escoramentos aos 14 dias, equivalente a 0,466 meses e avaliada para um tempo maior que 70 meses.

Dessa forma,

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

$$\xi(0,466) = 0,68 (0,996^{0,466})0,466^{0,32} = 0,524$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses}$$

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) = 2 - 0,524 = 1,476$$

Para o valor de ρ' , vista a não utilização armadura de compressão, seu valor será 0.

Assim,

$$\alpha_f = \frac{1,476}{1 + 50 * 0} = 1,476$$

Com esse valor calcula-se a flecha adicional multiplicando o valo de α_f ao da flecha imediata.

$$f = 1,475 * 0,603 = 0,890 \text{ cm}$$

Flecha total

A flecha total é obtida através da soma das parcelas da flecha imediata e flecha adicional que totalizam 1,49 *cm*.

Aceitabilidade sensorial visual

A fim de garantir a segurança ao usuário e fornecer um ambiente mais confortável, através da NBR 6118 na Tabela 13.3 são apresentados limites visuais. De acordo com a tabela o limite visual fica estabelecido como $l/250$, Dessa forma o deslocamento limite é de 1,43 *cm*, valor que é superado e que portanto deverão ser feitas novas iterações com características que favoreçam o aumento da rigidez para que o valor da flecha seja diminuído.

Aceitabilidade sensorial de vibrações

Da mesma forma como anteriormente, a aceitabilidade sensorial de vibrações busca fornecer conforto ao usuário. Para a determinação da flecha deve-se proceder a mesma rotina

estabelecida anteriormente, contudo altera-se a combinação de ações utilizada para Combinação Freqüente, conforme a indicação da NBR 6118, no item 11.8.3.1.

Para o cálculo das flechas associadas à vibrações foram realizados os cálculos da flecha imediata, conforme o mesmo item normativo. Pelo motivo do fenômenos da vibração serem imediatos à aplicação da carga é necessário apenas o cálculo da flecha imediata. A Tabela 12 abaixo explana os valores obtidos.

Tabela 12 - Flecha associada à vibrações

Comb, Freq, Linear	6,40 kNm
Flecha Imediata	0,61 cm
Flecha Total	0,61 cm

Fonte: Do autor

O limite para a flecha imediata associada a vibrações é de $l/350$ que corresponde a $1,02 \text{ cm}$, que conforme os valores apresentados corresponde a um valor inferior e portanto esse quesito é respeitado.

Controle da fissuração

Para que não seja necessário o cálculo das aberturas de fissuras, de acordo com o item 17.3.3.3 da NBR 6118 é possível garantir que as aberturas sejam inferiores ao mínimo de $0,3 \text{ mm}$ desde que respeitem diâmetros máximos de armadura espaçamento mínimo. Esses valores são apresentados na Tabela 17.2 inserida no mesmo item.

Para encontrar os valores de diâmetro e espaçamento máximo, é necessário calcular a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada no estádio II.

Para isso,

$$\sigma_{sI} = (\alpha_e * M_{freq} * (d - x_2))/I_{II}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{210000}{30672,46} = 6,84;$$

$$M_{freq} = 4,57 \text{ kN}, m, \text{ momento frequente};$$

$$d = 5,1 \text{ cm};$$

$$x_2 = 1,425, \text{ posição linha neutra no estádio II};$$

$$I_{II} = 4,74 * 10^{-6} \text{ m}^4, \text{ momento de inércia no estádio II};$$

Assim,

$$\sigma_{sI} = \frac{6,84 * 4,57 * (0,051 - 0,01425)}{4,74 * 10^{-6}} = 242354,62 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{SI} \cong 242 \text{ MPa}$$

De acordo com a tabela para a tensão de até 280 MPa o espaçamento máximo será de 15 cm e o diâmetro máximo de 16 mm. Assim no detalhamento esses valores deverão ser respeitados.

Reações

Conforme a NBR 6118, no item 14.7.6.1 pode-se proceder os cálculos das reações através dos trapézios ou triângulos pela teoria das charneiras plásticas. Quando o cálculo da análise plástica não for efetuado os trapézios e triângulos podem ser aproximados conforme orientação do item.

Conforme apresentado por Carvalho e Figueiredo (2010), os cálculos podem ser realizados rapidamente pela aplicação de valores tabelas nas seguintes expressões:

Para bordos apoiados,

$$q_x = k_x * p * \frac{l_x}{10}$$

$$q_y = k_y * p * \frac{l_x}{10}$$

Para bordos engastados,

$$q'_x = k'_x * p * \frac{l_x}{10}$$

$$q'_y = k'_y * p * \frac{l_x}{10}$$

Conforme os valores das tabelas, e como a laje corresponde ao caso 3 e $\lambda = 1,38$, interpolando os valores e inserindo nas expressões obtém-se as seguintes reações para os carregamentos permanentes e acidentais:

Para carregamentos permanentes,

$$q_x = 2,68 * 5,60 * \frac{3,578}{10} = 5,37 \text{ kN/m ;}$$

$$q_y = 1,83 * 5,60 * \frac{3,578}{10} = 3,67 \text{ kN/m ;}$$

$$q'_x = 4,65 * 5,60 * \frac{3,578}{10} = 9,32 \text{ kN/m ;}$$

Para os carregamentos acidentais,

$$q_x = 2,68 * 2 * \frac{3,578}{10} = 1,92 \text{ kN/m};$$

$$q_y = 1,83 * 2 * \frac{3,578}{10} = 1,31 \text{ kN/m};$$

$$q'_x = 4,65 * 2 * \frac{3,578}{10} = 3,33 \text{ kN/m};$$

Os carregamentos foram separados para que na aplicação das reações nas vigas seja possível desenvolver as combinações necessárias para a sequência dos cálculos.

Verificação do cisalhamento

Conforme o item 19.4.1, da NBR 6118, desde que cumpridas suas exigências, é possível prescindir o uso da armadura transversal para combate dos esforços cortantes.

A exigência é que as ancoragens sejam respeitadas e que o esforço resistente de cálculo (V_{Rd1}), seja superior ao esforço solicitante (V_{Sd}).

Procede-se a combinação última para os maiores esforços cortantes,

$$V_{Sd} = 1,4 * 9,32 + 1,4 * 3,33 = 17,71 \text{ kN/m}$$

Calcula-se a força resistente de cálculo,

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

Onde,

$$\tau_{Rd} = 0,25 * 0,15 * (f_{ck})^{\frac{2}{3}};$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 * 0,15 * (30)^{\frac{2}{3}} = 0,362 \text{ MPa};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w * d} \leq 0,02;$$

$$\rho_1 = \frac{5,88}{100 * 6,1} = 0,00963;$$

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

$$k = (1,6 - 0,061) = 1,539;$$

$$\sigma_{cp} = 0, \text{ devido a não utilização de protensão};$$

Dessa maneira,

$$V_{Rd1} = [362 * 1,539 * (1,2 + 40 * 0,00963) + 0,15 * 0] * 1 * 0,061$$

$$V_{Rd1} = 53,87 \text{ kN/m}$$

Nota-se que o valor resistente é superior à solicitação e por esse motivo a laje “L9” pode ser isenta de armadura de cisalhamento.

Detalhamento

No detalhamento busca-se atender as armaduras calculadas respeitando os espaçamentos e ancoragens prescritos em norma.

Espaçamento entre as barras armadura principal

Estimou-se que serão utilizadas barras de 8 mm, dessa forma o número de barras por metro pode ser determinado por:

$$nBarras = \frac{A_{s,nec/m}}{A_{s,barra}}$$

$$nBarras = \frac{4,09}{0,503} = 8,13 \text{ barras/m}$$

Com espaçamento,

$$s = \frac{100}{8,13} = 12,30 \text{ cm}$$

Deve-se arredondar a favor da segurança para baixo, dessa maneira o espaçamento utilizado será de 12 cm.

De acordo a NBR 6118, para armaduras principais o espaçamento deve ser menor que 20 cm e menor que 2 vezes a espessura. Atenta-se também para o controle da fissuração como já mencionado para que seja garantido deve-se usar um espaçamento máximo de 15 cm e um diâmetro máximo de 16 mm. Todas essas recomendações são respeitadas.

Número de barras necessário

Será necessário 40 barras de 8 mm, pois,

$$barras = \frac{488}{12} - 1 \cong 39$$

Com o número de barras a ser distribuído em um comprimento de 380 cm pode-se calcular a quantidade de armadura efetiva:

$$A_{s,ef} = \frac{\left(40 * \pi * \left(\frac{0,8}{2}\right)^2\right)}{4,88} = 4,12 \text{ cm}^2$$

Ancoragem das barras

Primeiramente estima-se a resistência de aderência de cálculo, f_{bd} , de acordo com o item 9.3.2.1 da NBR 6118, através da seguinte equação:

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

Onde,

$\eta_1 = 2,25$, pois serão utilizadas barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,00$, considerando região de boa aderência;

$\eta_3 = 1$, para $\phi \leq 32 \text{ mm}$;

$$f_{ctd} = 0,15 * (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0,15 * 30^{\frac{2}{3}} = 1,448 \text{ MPa};$$

Assim,

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,448 = 3,26 \text{ MPa};$$

Com este valor determina-se o comprimento de ancoragem básico.

$$l_b = \frac{\phi_{adot}}{4} * f_{yd} * f_{bd};$$

$$l_b = \frac{0,008}{4} * \frac{500/1,15}{3,26} = 0,2667 \text{ m};$$

Para o comprimento de ancoragem necessário, conforme o item 9.4.2.5 da NBR 6118, utiliza-se a equação:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

Não serão utilizado ganchos, e conforme indicação $\alpha = 1,0$;

$$A_{s,calc} = 4,09 \text{ cm}^2;$$

$$A_{s,ef} = 4,12 \text{ cm}^2;$$

$$l_{b,nec} = 1 * 0,2667 * \frac{4,09}{4,12} = 0,265 \text{ m}$$

Quadro resumo e desenhos

O quadro a seguir completa o entendimento apresentando a quantidade de armadura para cada momento compatibilizado. Além disso são mostrados também os diâmetros das barras adotadas bem como os espaçamentos correspondentes. Os procedimentos para obtenção desses valores correspondem a rotina aplicada.

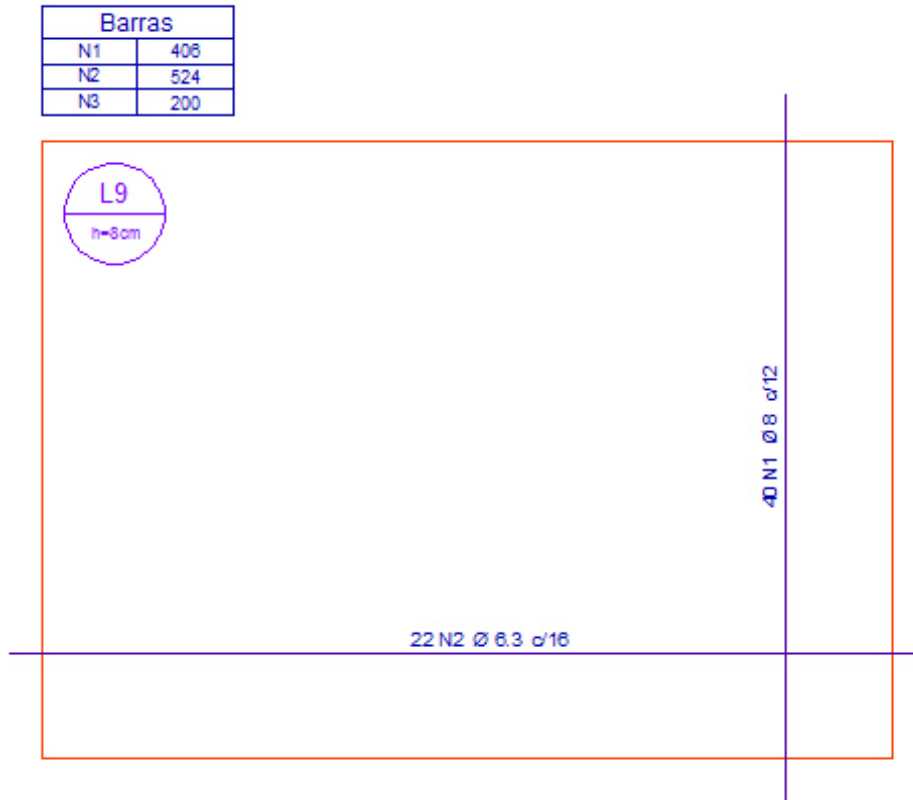
Tabela 13 - Resumo L9

Direção	mx	my	xx
$A_s(\text{cm}^2)$	4,09	1,66	5,88
ϕ (mm)	8	6,3	10
s (cm)	12	16	13

Fonte: Do autor

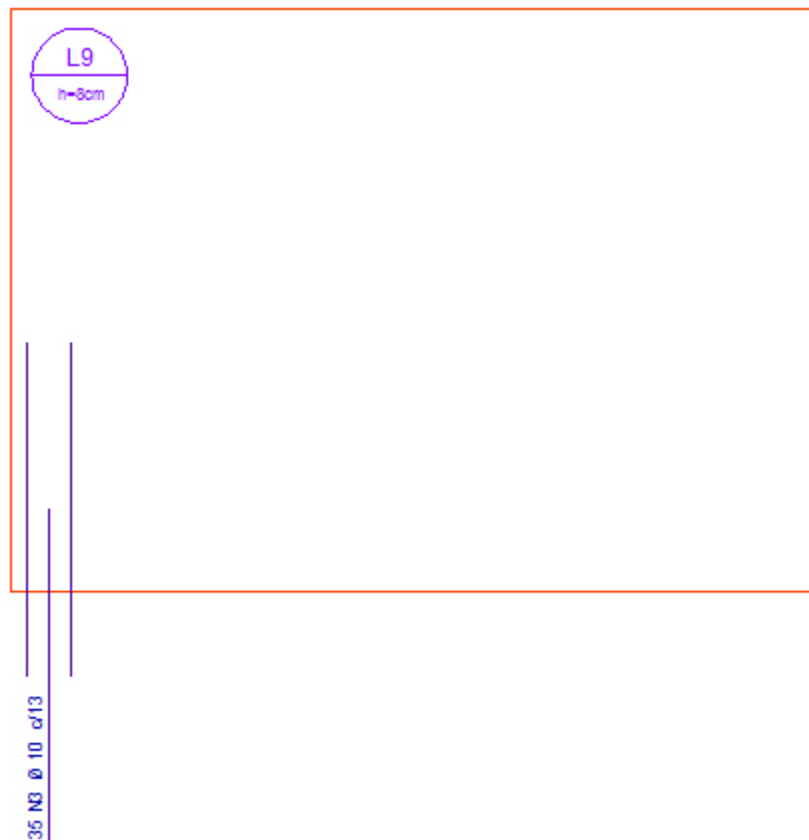
Os desenhos exibidos na Figura 11, Figura 12 e Figura 13 apresentam os detalhes sobre o posicionamento das barras seu comprimento e mais informações que forem necessárias para uma boa execução.

Figura 11 - Detalhamento L9 - Detalhe 1 – Armaduras positivas



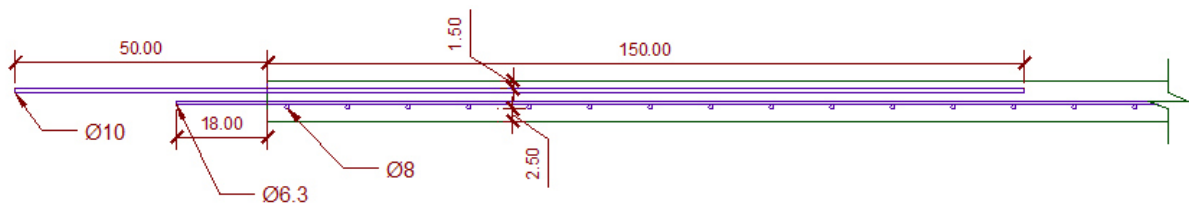
Fonte: Do autor

Figura 12 - Detalhamento L9 - Detalhe 2 – Armaduras negativas com economia de ponta



Fonte: Do autor

Figura 13 - Detalhamento L9 - Detalhe 3



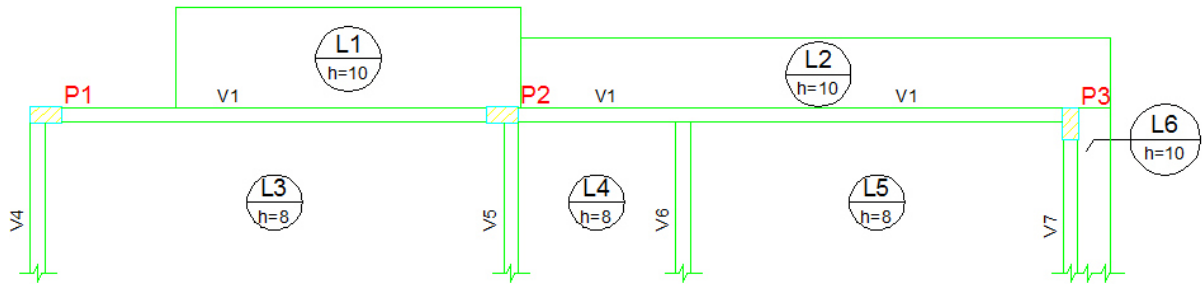
Fonte: Do autor

4.2 Vigas

4.2.1 Exemplo 1 – Viga V1

Neste exemplo será abordado o cálculo e o detalhamento da viga “V1”, que quando comparada com as demais vigas, apresenta-se com carregamentos significativos. Todos procedimentos de cálculo e as considerações apresentadas neste exemplo foram expandidas para as demais vigas do projeto. A Figura 14 ilustra a viga “V1” na planta de formas.

Figura 14 – Planta de formas, viga V1.



Fonte: Do autor

Maiores detalhes sobre a planta de formas podem ser verificados no Apêndice A.

Estimativa das dimensões da viga

Para que seja possível efetuar os cálculos, estima-se as dimensões da viga que serão necessárias para resistir aos esforços. Quanto a largura adota-se 12 *cm* em virtude das paredes serem de 15 *cm* e dispor de 1,5 *cm* de cada lado para execução revestimentos. Conforme orientação normativa, da NBR 6118 item 13.2.2, as vigas não devem possuir largura inferior a 12 *cm*.

De acordo com as notas de aula de Padaratz e Pinto (2013), para a estimativa das alturas das vigas usuais de edifícios estejam em torno de 1/10 da distância em vão livre. Para o modelo utilizado sabe-se que é possível adotar valores menores de altura. Dessa forma, para a iteração em estudo adota-se uma altura de 45 *cm*.

Vão efetivo

De acordo com o item 14.6.2.4 da NBR 6118, para determinar-se o vão efetivo deve-se proceder:

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

Tal que,

$$l_0 = 828 \text{ cm}; \text{ comprimento livre};$$

Considerando que a altura estimada da viga seja 45 cm e que esteja ligada a vigas de 12 cm de largura:

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm} \\ 0,3 * h = 0,3 * 45 = 13,5 \text{ cm} \end{cases} \quad \therefore a_1 = 6 \text{ cm};$$

Sendo,

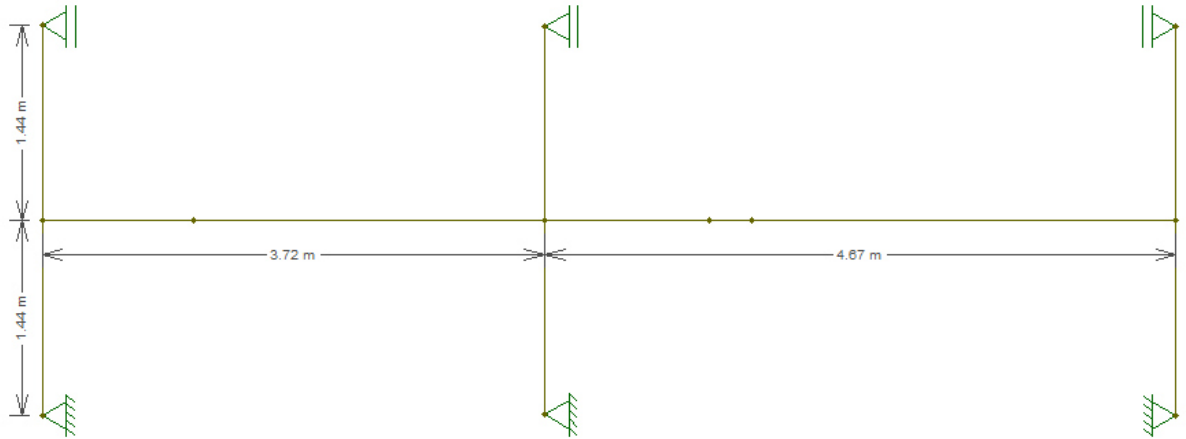
$$a_1 = a_2;$$

$$l_{ef} = 828 + 6 + 6 = 840 \text{ cm}$$

Arranjo estrutural

A viga V1 será calculada utilizando o modelo de pórtico que permite a avaliação dos esforços na viga bem como a solidariedade com os pilares. Para o cálculo dos esforços utilizando esse modelo, faz-se uso do software Ftool disponibilizado pela PUC-Rio. O modelo construído, consiste em inserir os pilares com a metade de seus comprimentos efetivos. A seção estimada para os pilares foi de $14 \times 26 \text{ cm}$, e estima-se que os comprimentos efetivos dos pilares sejam seu pé direito estrutural, medido de laje a laje. O valor encontrado foi de 288 cm , e portanto $l_{ef} = \frac{2,88}{2} = 1,44 \text{ m}$. A Figura 15 ilustra o modelo utilizado.

Figura 15 - Modelo de pórtico, viga V1



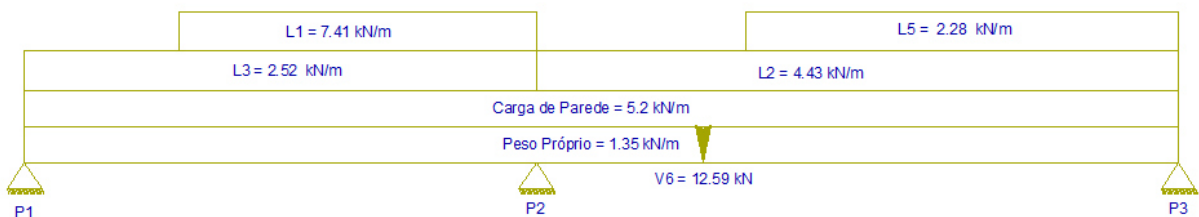
Fonte: Ftool, 2015

Carregamentos

Os carregamentos utilizados para o cálculo das vigas, consideraram o seu peso próprio, as paredes bem como os transferidos pelas lajes que se apoiam. Dos carregamentos transferidos pelas lajes parte são de natureza permanente e parte acidental. As parcelas encontram-se separadas para que seja possível efetuar as combinações necessárias para avaliar-se adequadamente diversas situações com as quais a viga venha a ser exposta.

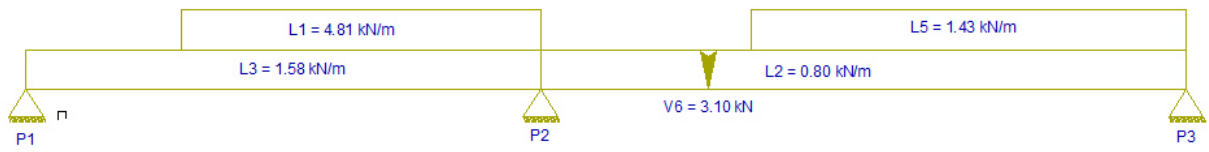
A seguir são apresentados esquemas que ilustram a origem dos carregamentos aplicados sejam estes acidentais ou permanentes.

Figura 16 - Esquema de carregamentos permanentes



Fonte: Do autor

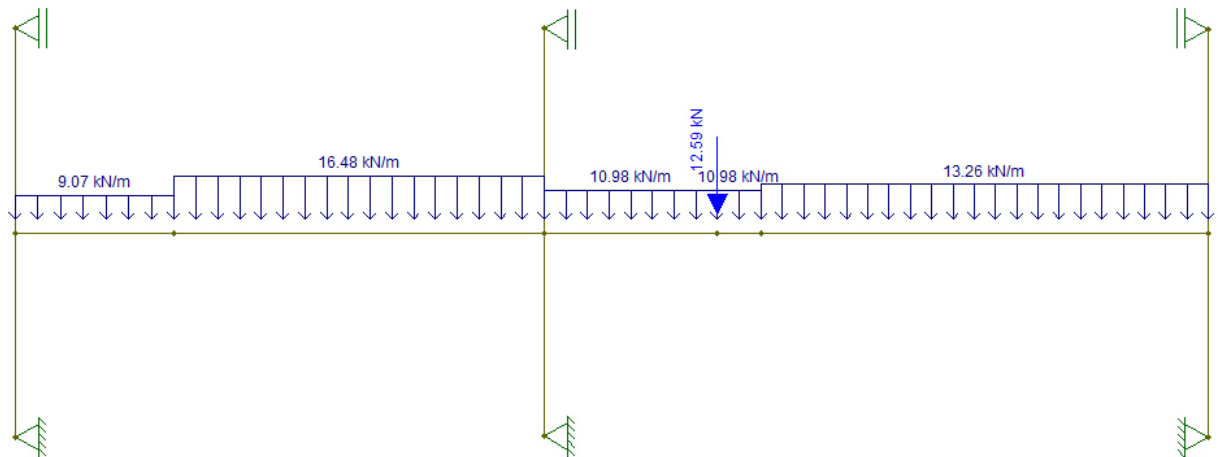
Figura 17 - Esquema de carregamentos acidentais



Fonte: Do autor

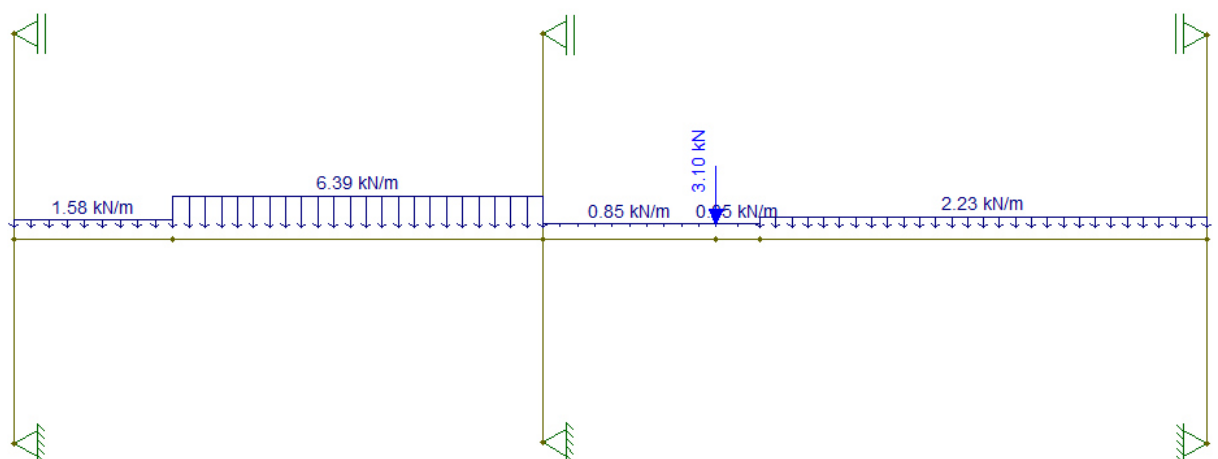
Realizando o somatório dos carregamentos e inserindo os valores no programa Ftool para futura avaliação dos esforços, obtém-se:

Figura 18 - Esquema somatório dos carregamentos permanentes



Fonte: Ftool, 2015

Figura 19 - Esquema somatório dos carregamentos acidentais

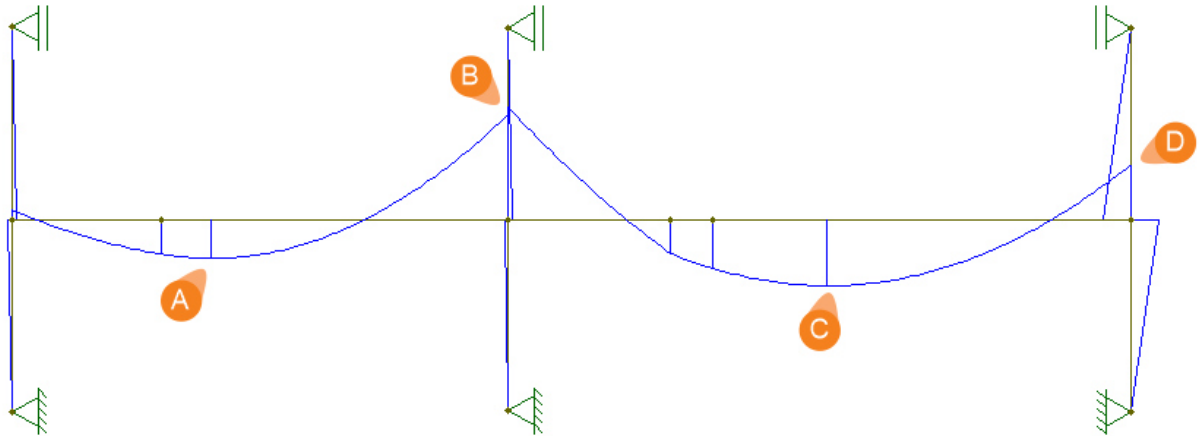


Fonte: Ftool, 2015

Análise dos esforços

Com auxílio do programa Ftool, serão avaliadas as regiões de esforços máximos no que dizem respeito aos esforços de momento fletor. Foram selecionadas quatro regiões onde os momentos fletores são significativos, para as mesmas considerou-se os valores de esforço cortante correspondentes. As regiões serão tomadas como base para a realização do cálculo de armaduras e verificação da segurança. A figura a seguir ilustra a posição das regiões de interesse.

Figura 20 - Regiões de interesse



Fonte: Do autor

Para as regiões ilustradas, os valores encontrados para momento fletor e esforço cortante para os carregamentos permanentes e acidentais são apresentados na Tabela 14.

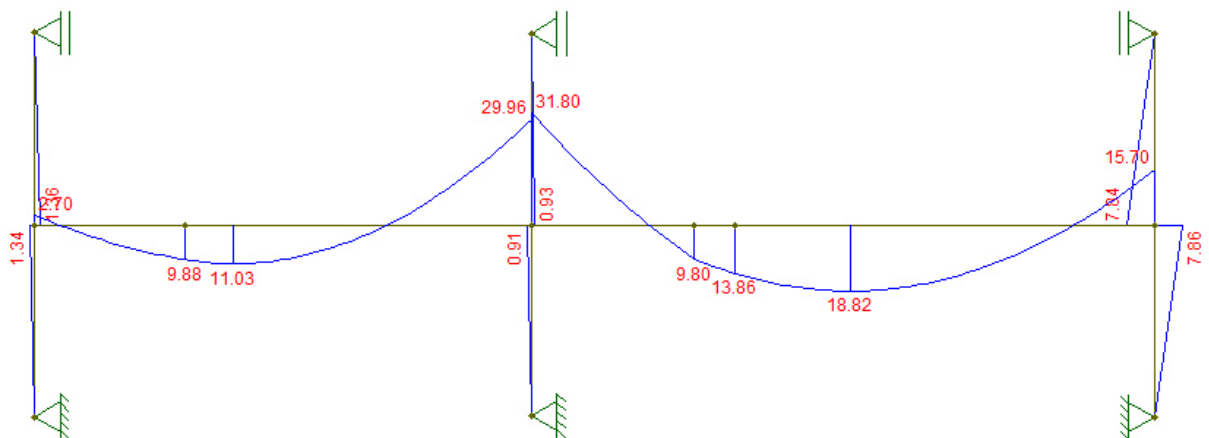
Tabela 14 - Esforços nas regiões de interesse

Região	A	B	C	D
Momento - Perm. (kNm)	11,03	-31,8	18,82	-15,7
Momento - Aci. (kNm)	4,99	-7,65	2,57	-2,1
Cortante - Perm. (kNm)	-36,75	40,83	40,83	40,83
Cortante - Aci. (kNm)	-12,79	6,84	6,84	6,84

Fonte: Do autor

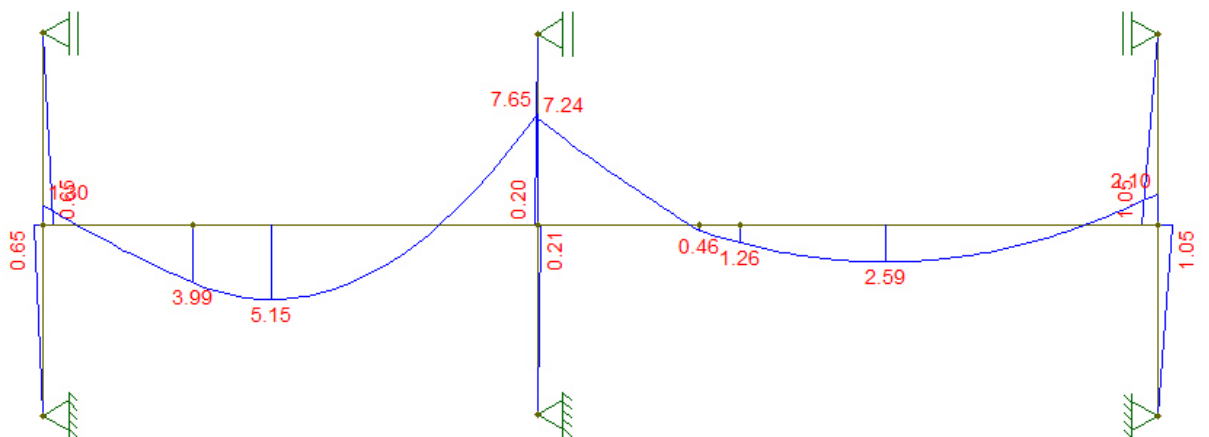
Os valores foram retirados dos gráficos resultantes da aplicação do programa Ftool, esses são apresentados a seguir.

Figura 21 - Gráfico de momentos, carregamentos permanentes



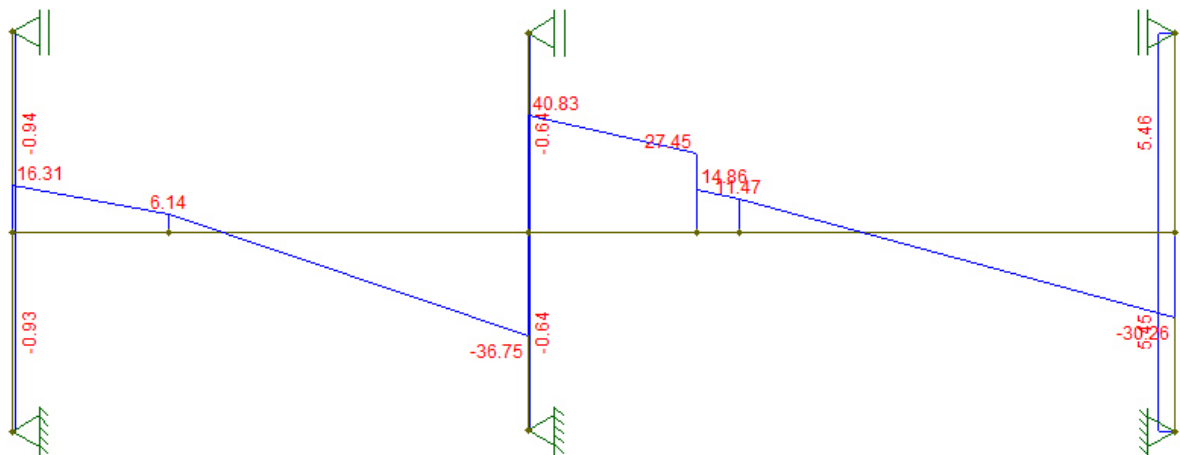
Fonte: Ftool, 2015

Figura 22 - Gráfico de momentos, carregamentos acidentais



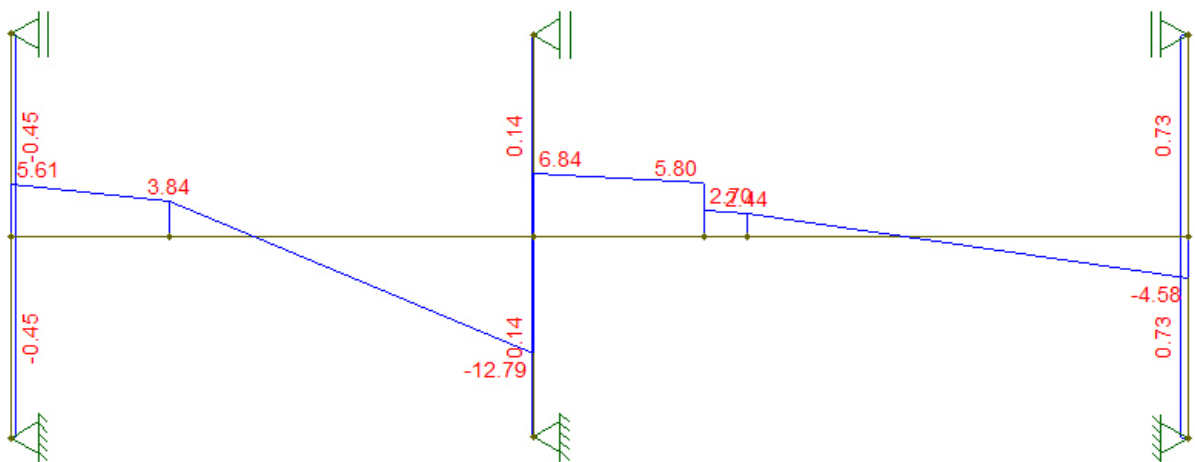
Fonte: Ftool, 2015

Figura 23 - Gráfico de cortantes, carregamentos permanentes



Fonte: Ftool, 2015

Figura 24 - Gráfico de cortantes, carregamentos acidentais



Fonte: Ftool, 2015

Combinações

Dependendo do tipo de análise que será efetuada para a viga de interesse, será necessário utilizar certas combinações conforme orientam as normas. Optou-se por analisar os carregamentos permanentes e acidentais separadamente e livres de qualquer combinação para que nesse ponto fosse possível a realização da combinação dos esforços. Faz-se uso da superposição dos efeitos, hipótese validada por cálculos e iterações realizadas no programa onde constatou-se ótimos resultados. As combinações utilizadas nesse exemplo são expostas nos subitens subsequentes.

Combinação Quase Permanente

Neste tipo de combinação, por prever a não simultaneidade dos efeitos dos carregamentos acidentais, utiliza-se fatores de redução que para edifícios residenciais, conforme indicado na NBR 6120, corresponde:

$$\Psi_2 = 0,3$$

Dessa maneira a para a combinação quase-permanente segue-se:

$$F_{qp} = F_p + 0,3 * F_a$$

Combinação Frequente

Da mesma maneira como nas combinações quase permanentes, utiliza-se o seguinte fator de redução:

$$\Psi_2 = 0,4$$

Dessa maneira a para a combinação frequente,

$$F_{fq} = F_p + 0,4 * F_a$$

Combinação Rara

Para a combinação rara, não é necessário aplicar qualquer fator de majoração ou redução, sendo procedida através da simples soma das parcelas permanentes e acidentais.

$$F_{rara} = F_p + F_a$$

Combinação Última

Na combinação última os esforços tanto permanentes como acidentais são majorados em 1,4. Essa combinação prevê o máximo esforço que a estrutura deverá resistir.

$$F_{ult} = 1,4 * F_p + 1,4 * F_a$$

Resultados das combinações

Conforme as expressões apresentadas, foram realizados os cálculos das combinações de esforços para cada região crítica. Os valores são apresentados na Tabela 15 e Tabela 16.

Tabela 15 - Combinações para os momentos fletores

Combinações para momentos fletores				
Região	A	B	C	D
Combinação Quase Permanente				
Valor (kNm)	12,53	-34,10	19,59	-16,33
Combinação Frequente				
Valor (kNm)	13,03	-34,86	19,85	-16,54
Combinação Rara				
Valor (kNm)	16,02	-39,45	21,39	-17,80
Combinação Última				
Valor (kNm)	22,43	-55,23	29,95	-24,92

Fonte: Do autor

Tabela 16 - Combinações para os esforços cortantes

Combinações para esforços cortantes				
Região	A	B	C	D
Combinação Quase Permanente				
Valor (kN)	-40,59	42,88	42,88	42,88
Combinação Frequente				
Valor (kN)	-41,87	43,57	43,57	43,57
Combinação Rara				
Valor (kN)	-49,54	47,67	47,67	47,67
Combinação Última				
Valor (kN)	-69,36	66,74	66,74	66,74

Fonte: Do autor

Armadura longitudinal

As armaduras longitudinais serão responsáveis por resistirem aos esforços de momento, para estimar o valor da armadura necessária, utiliza-se a expressão a seguir.

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

Conforme notas de aulas de Loriggio (2012), a expressão pode ser utilizada para o dimensionamento das armaduras que encontram-se no domínio 2 e 3. Estima-se que o braço de alavanca (d) seja de 40 *cm*.

Será demonstrado o cálculo das armaduras necessárias para a região B, onde ocorre o maior valor de momento, sendo que para os demais pontos serão apresentados ao final os valores que seriam encontrados caso fosse aplicada a mesma sequência de cálculo.

Na verificação do domínio é necessário estimar a posição da linha neutra. Dessa maneira,

$$x = \left(1,25 - \sqrt{\left(1,5625 - \frac{M_d}{0,272 * b * d^2 * f_{cd}} \right)} \right) * d$$

Sendo,

$M_d = 55,23 \text{ kN}, m$; momento resultante da combinação última;

$b = 12 \text{ cm}$; largura da viga;

$d = 40 \text{ cm}$; braço de alavanca;

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$; resistência característica do concreto;

Assim,

$$x = \left(1,25 - \sqrt{\left(1,5625 - \frac{55,23}{0,272 * 0,12 * 0,40^2 * 21,43 * 10^3} \right)} \right) * 0,40$$

$$x = 0,0864 \text{ m} \therefore x = 8,64 \text{ cm}$$

Dessa maneira, a relação $\frac{x}{d} = \frac{0,0864}{0,40} = 0,216$, que é inferior a 0,259 e que portanto caracteriza domínio 2. Neste domínio a resistência do concreto não é aproveitada por completo, já que sua deformação específica não atinge o valor de 0,035%. Seria recomendado a redução da altura da viga até que o valor da relação $\frac{x}{d}$ fosse próximo ao valor de 0,45, onde estaria no domínio 3, e ter-se-ia um melhor aproveitamento do concreto e um comportamento mais dúctil. Em contra partida, deve-se também avaliar os custos dos materiais envolvidos, de maneira que o cálculo permita a melhor combinação de materiais buscando a redução dos custos.

O atual exemplo tem como objetivo mostrar os passos realizados em uma iteração de cálculo. Para os resultados finais desse trabalho, serão realizadas novas iterações até que sejam encontrados melhores resultados.

Prosseguindo com os cálculos atenta-se que os limites para os domínios de deformação foram encontrados prevendo a utilização de aço CA50. Com a seção no domínio 2 pode-se utilizar a equação para cálculo da armadura conforme mostrado a seguir:

$$A_s = \frac{55,23}{\frac{500}{1,15} * 10^3 * (0,40 - 0,4 * 0,0864)} = 3,48 * 10^{-4} m^2$$

Armadura mínima

De acordo com a NBR 6118, no item 17.3.5.2.1 deve-se assegurar que a viga possua uma quantidade mínima de armadura. Para disso estima-se que a viga deva resistir à um momento mínimo, outrossim respeite a taxa mínima absoluta de 0,150.

Assim,

$$Md_{,min} = 0,8 * W_0 * f_{,ctk,sup}$$

Onde,

$$W_0 = 0,12 * \frac{0,45^3}{12} / \frac{0,45}{2} = 4,05 * 10^{-3} m^3, \text{ módulo de resistência da seção transversal}$$

bruta relativo a fibra mais tracionada;

$$F_{ctk,sup} = 1,3 * 0,3 * F_{ctk}^{\frac{2}{3}} = 1,3 * 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 3,765 MPa, \text{ resistência característica a tração do concreto superior;}$$

Dessa maneira,

$$Md_{,min} = 0,8 * 5 * 10^{-3} * 3,765 * 10^3 = 12,20 kN.m$$

Obtido esse valor, percebe-se que é inferior ao momento aplicado de 55,23 kN.m e que portanto resultaria em um valor de armadura inferior ao já aplicado.

Para a taxa de armadura mínima absoluta de 0,150 obtém-se:

$$\rho_{\text{mín}} = 0,150\%$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,150 * 0,12 * 0,45}{100} = 0,81 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

Sendo assim, a armadura calculada respeita os valores mínimos estabelecidos em norma.

Tabela resumo das armaduras longitudinais

Demonstrados os cálculos das armaduras para a região B, segue-se a mesma rotina para as demais regiões e obtém-se os valores exibidos na Tabela 17.

Tabela 17 - Armadura de tração necessária

Armaduras de Tração Necessárias (cm ²)				
Região	A	B	C	D
As,inf	1,33	0	1,8	0
As,sup	0	3,48	0	1,49

Fonte: Do autor

Armadura transversal

A armadura transversal é necessária para que sejam combatidos os esforços cortantes, dessa maneira para que seja calculada, o item 17.4.2 da NBR 6118 expõe dois modelos de cálculo. Opta-se pelo modelo II em virtude da possibilidade da variação da inclinação das bielas de concreto. De acordo com a norma, a inclinação da biela poderá ser escolhida entre os ângulos de 30° e 45°. Conforme notas de aula de Loriggio (2012), geralmente adotando-se 30° para as bielas de concreto, obtém-se valores de armadura mais econômicos e por isso será adotado esse valor. Devido a facilidades construtivas, é comum a utilização de estribos verticais, neste exemplo também serão utilizados. Será avaliado o pior cenário, que para o exemplo em estudo localiza-se no tramo da esquerda, próximo a região B e que corresponde ao módulo de 69,36 kN (V_{sd}) para a combinação última.

Como esse esforço encontra-se sobre apoio direto, onde a carga e a reação agem em faces opostas pode-se reduzir seu valor conforme o item 17.4.1.2.1 da NBR 6118. Assim, pode-se adotar como o valor do esforço cortante como sendo o localizado a $d/2$ do apoio considerado.

Dessa maneira, distando 20 cm do apoio, o cortante considerado para o cálculo (V_{sd}) será de 62,09kN.

Conforme as orientações normativas, para a resistência das diagonais comprimidas,

$$V_{Rd2} = 0,54 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}^2\theta * (\text{cotg}\alpha + \text{cotg}\theta)$$

Onde,

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88;$$

$b_w = 0,12 \text{ m}$, largura da viga;

$d = 0,40 \text{ m}$, braço de alavanca;

$\theta = 30^\circ$, inclinação das bielas de concreto;

$\alpha = 90^\circ$, inclinação dos estribos;

Assim,

$$V_{Rd2} = 0,54 * 0,88 * \frac{30000}{1,4} * 0,12 * 0,40 * \text{sen}^2 30 * (\text{cotg} 90 + \text{cotg} 30) = 211,64 \text{ kN.m}$$

Comparando os valores, $V_{sd} \leq V_{Rd2}$, assegura-se a integridade das diagonais comprimidas.

Para a resistência dos mecanismos complementares, considerando flexão simples,

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$V_c = 0,6 * 0,15 * (30)^{\frac{2}{3}} * 10^3 * 0,12 * 0,40 = 41,71 \text{ kN}, \text{ para } V_{sd} \leq V_c;$$

$$V_c = 0; \text{ para } V_{sd} > V_{Rd2}$$

Como $V_{sd} > V_c$ e $V_{sd} < V_{Rd2}$, faz-se uso da interpolação dos seguintes valores apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 - Interpolação de valores de resistência de mecanismos complementares

Vc (kN)	Vsd (kN)
0	211,64
Vc	62,09
41,71	41,71

Fonte: Do autor

Interpolando,

$$V_c = 36,71 \text{ kN}$$

Portanto os esforços que deverão ser combatidos pelos estribos serão,

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_c = 62,09 - 36,71 = 25,38 \text{ kN}$$

Com esse valor calcula-se a quantidade de armadura necessária para estribos. Considera-se que os estribos sejam simples, ou seja, possuam dois ramos que seja utilizado aço CA50.

Conforme notas de aulas de Loriggio (2012), o cálculo da armadura dos estribos pode ser obtida pela expressão a seguir.

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

Substituindo os valores,

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{25,38}{0,9 * 0,40 * \frac{500}{1,15} * 10^3 * (\cot 30 + \cot 90) * \text{sen} 90} = 0,94 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Verificação da armadura mínima conforme item 17.4.1.1.1 da NBR 6118,

$$A_{sw,min} = 0,2 * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} * b_w * \text{sen}\alpha = 0,2 * \frac{(0,3 * (30)^{\frac{2}{3}})}{500} * 0,12 * 1 = 1,39 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Dessa maneira como a armadura necessária calculada é inferior a armadura mínima, será utilizada a quantidade de armadura correspondente a armadura mínima.

Espaçamento dos estribos

As armaduras a serem utilizadas nos estribos devem respeitar o mínimo de $\phi 5 \text{ mm}$ e um máximo de 1/10 da largura da base da viga, que equivale a $\phi 12 \text{ mm}$. Para o exemplo em estudo serão utilizadas barras de $\phi 6,3 \text{ mm}$ que correspondem a uma área de $0,312 \text{ cm}^2$, e como serão dois ramos, a armadura por estribo será de $0,624 \text{ cm}^2$.

Assim, o espaçamento necessário seria,

$$s = 0,624/1,39 * 100 = 44,89 \text{ cm}$$

Contudo a norma preconiza espaçamentos máximos para que sejam evitados efeitos indesejáveis. Dessa maneira de acordo com o item 18.3.3.2, da NBR 6118, como $V_{Sd} = 62,09 \text{ kN}$ sendo inferior $0,67 * V_{Rd2} = 141,80 \text{ kN}$, o espaçamento máximo é dado por,

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 * d = 0,6 * 40 = 24 \text{ cm}$$

Para que seja respeitado esse espaçamento, utilizando $\phi 6,3 \text{ mm}$, a quantidade de armadura por unidade de metro irá corresponder a,

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,624}{0,24} = 2,60 \text{ cm}^2/m$$

Assim conforme os valores obtidos, serão utilizados estribos simples, ou seja, compostos de dois ramos, com aço CA50 de diâmetro de $\phi 6,3 \text{ mm}$, dispostos a cada 24 cm .

Comprimento dos estribos

Considerando a seção da viga 12×45 e que o cobrimento necessário seja de $2,5 \text{ cm}$ e ainda que os estribos utilizados sejam de $6,3 \text{ mm}$ o comprimento total dos estribos, segundo Carvalho e Figueiredo (2010), pode ser calculado da seguinte forma,

Comprimento reto,

$$l_{reto} = l_{livre} - 8 * (2,5 * \phi_t)$$

$$l_{reto} = 2 * (45 - 2 * 2,5) + 2 * (12 - 2 * 2,5) - 8 * (2,5 * 0,63) = 81,4 \text{ cm}$$

Comprimento em curva,

$$l_{curva} = \frac{\pi * D}{4} = \frac{\pi * (3 * \phi_t + \phi_t)}{4} = \frac{\pi * (3 * 0,63 + 0,63)}{4} \cong 2 \text{ cm}$$

Comprimento de gancho reto,

$$l_{g,reto} = 10 * \phi_t = 10 * 0,63 = 6,3$$

Contudo a norma 6118 preconiza no item 9.4.6.1 o comprimento reto não deve ser inferior a 7 cm e portanto adota-se esse valor. Acrescenta-se também ao gancho o comprimento necessário para proceder a curva assim,

$$l_{g,reto} = 7 + l_{curva} = 7 + 2 = 9 \text{ cm}$$

Dessa maneira o comprimento total dos estribos será,

$$l_{estr} = l_{reto} + 3 * l_{curva} + 2 * l_{g,reto} = 81,4 + 3 * 2 + 2 * 9 = 105,4 \cong 106 \text{ cm}$$

Momento de fissuração

Da mesma forma como abordado nos cálculos das lajes, o momento de fissuração fornece parâmetros para avaliar a ocorrência ou não da formação de fissuras. Conforme o item 17.3.1, da NBR 6118,

$$M_r = \alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c / y_t$$

Sendo,

$\alpha = 1,5$, para seções retangulares;

$y_t = \frac{0,45}{2} = 0,225 \text{ m}$, distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada;

$I_c = 0,12 * \frac{0,45^3}{12} = 9,11 * 10^{-4} \text{ m}^4$, momento de inércia da seção bruta;

$f_{ct} = f_{ct,inf} = 0,21 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,21 * 30^{\frac{2}{3}} = 2,028 \text{ MPa}$, resistência a tração direta do concreto, de acordo com o item 8,25,

$$M_r = \alpha \cdot f_{ct} \cdot \frac{I_c}{y_t} = 1,5 * 2,028 * 10^3 * \frac{9,11 * 10^{-4}}{0,225} = 12,32 \text{ kN.m}$$

Conforme o item 11.8.3.1 utiliza-se as combinações frequentes para avaliação da formação de fissuras, e como pode ser observado na Tabela 15 que esse valor é superado em todas as regiões, e portanto na avaliação das flechas, é necessário considerar esse efeito.

Rigidez Equivalente

Para seções fissuradas, ou seja, que se encontram no estágio II a norma recomenda o cálculo da rigidez equivalente para que sejam avaliados por exemplo os valores de flecha. Ateve-se ao cálculo da rigidez equivalente para as regiões A e C já que as demais encontram-se em regiões de pilar e terão seus deslocamentos impossibilitados.

Conforme o item 17.3.3.2.1.1 da NBR 6118, o cálculo da rigidez equivalente pode ser obtido pela seguinte expressão,

$$EI_{eq,t_0} = E_{cs} * \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] * I_{II} \right\}$$

Com a seguinte condição,

$$EI_{eq,t_0} \leq E_{cs} * I_c$$

Exemplifica-se os procedimentos cálculo para a região C, onde a magnitude dos momentos fletores é superior.

Inicia-se pelo cálculo do momento de fissuração (M_r) que para o caso da avaliação das deformações excessivas deve ser utilizada a resistência característica a tração do concreto média ($f_{ct,m}$) de acordo com o item 17.3.1 da NBR 6118. Os demais valores seguem os moldes apresentados anteriormente.

Para a região C o valor obtido para o momento de fissuração,

$$M_r = 17,59 \text{ kN.m}$$

O momento de inércia no estágio II, é calculado através de expressões retiradas de Notas de aulas de Coelho (2015) conforme apresentadas a seguir,

$$I_{II} = b_w * \frac{(x_2)^3}{3} + \alpha_e * A_s * (d - x_2)^2$$

E,

$$\frac{b_w}{2} * (x_2)^2 + \alpha_e * A_s * x_2 - \alpha_e * A_s * d = 0$$

Procedendo os cálculos,

$$b_w = 0,12 \text{ m};$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26838,41} = 7,82;$$

$$A_s = 1,80 * 10^{-4} \text{ cm}^2;$$

$$d = 40 \text{ cm};$$

$$x_2 = 8,58 \text{ cm}, \text{ obtido através da resolução da equação do segundo grau acima};$$

Assim,

$$I_{II} = 0,12 * \frac{(0,0858)^3}{3} + 7,82 * 1,80 * 10^{-4} * (0,40 - 0,0858)^2 = 0,1642 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

Dessa forma através dos valores encontrados é possível efetuar a estimativa da rigidez equivalente para seção fissurada que encontra-se no estágio II.

$$EI_{eq,t_0} = 26838,41 * 10^3 * \left\{ \left(\frac{17,59}{21,39} \right)^3 * 9,112 * 10^{-4} + \left[1 - \left(\frac{17,59}{21,39} \right)^3 \right] * 1,642 * 10^{-4} \right\}$$

$$EI_{eq,t_0} = 15556 \text{ kN.m}^2$$

Sendo inferior ao limite, $EI_{eq,t_0} \leq E_{cs} * I_c = 24455 \text{ kN.m}^2$;

Para a região A, o momento de inércia equivalente encontrado foi de 24455 kN.m^2 .

Flechas

As flechas expõem os valores de deslocamentos verticais e que devem ser avaliados para que seja garantida a segurança e o conforto ao usuário. Fazem parte das verificações de serviço e são preconizadas na NBR 6118.

Flecha Imediata

Na obtenção dos valores de flecha imediata fez-se uso do programa Ftool para encontrar as flechas máximas. No programa pode-se obter os valores das flechas imediatas considerando a seção íntegra, sem fissuração. Para que fosse considerada a fissuração, fez uso da seguinte expressão,

$$f = f_i * \frac{E_{cs} * I_c}{EI_{eq,t_0}}$$

Percebe-se que quando os valores de rigidez equivalente são os mesmos da seção íntegra a expressão retorna o mesmo valor encontrado pelo programa.

Dessa maneira, para a viga em estudo, considerando a seção íntegra, para as combinações quase permanentes foram encontrados os seguintes valores,

Tabela 19- Flechas imediatas viga V1

Flechas imediatas				
Região	A	B	C	D
f	0,05	0	0,23	0

Fonte: Do autor

As regiões B e D apresentam valores de flecha nulos por se encontrarem ligadas a pilares.

Flecha Adicional Diferida

A flecha adicional diferida considera os efeitos da fluência que deverão ser adicionados à flecha imediata. Considera-se que a retirada dos escoramentos sejam após 14 dias, onde a peça estará sujeita aos primeiros carregamentos. Será procedida a verificação desse efeito para períodos superiores a 70 meses. Conforme a NBR 6118, o item 17.3.2.1.2 a estimativa da flecha diferida adicional pode ser obtida por,

$$\alpha_f = \Delta\xi / (1 + 50\rho')$$

Onde,

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

$$\xi(0,466) = 0,68 (0,996^{0,466})0,466^{0,32} = 0,524$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses}$$

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) = 2 - 0,524 = 1,476$$

Para o valor de ρ' , vista a não utilização armadura de compressão, seu valor será 0.

Assim,

$$\alpha_f = \frac{1,476}{1 + 50 * 0} = 1,476$$

Com esse valor calcula-se a flecha adicional multiplicando o valor de α_f ao da flecha imediata que respectivamente para as regiões A e C são,

Ponto A,

$$f_{ad} = 1,476 * 0,05 = 0,074 \text{ cm}$$

Ponto C,

$$f_{ad} = 1,476 * 0,23 = 0,339 \text{ cm}$$

Flecha Total

A flecha total é composta pela soma das flechas imediatas e adicionais para cada ponto,

Ponto A,

$$f_{total} = 0,05 + 0,074 \cong 0,13 \text{ cm}$$

Ponto B,

$$f_{total} = 0,23 + 0,339 \cong 0,57 \text{ cm}$$

Aceitabilidade Sensorial Visual

Como calculado anteriormente a viga em estudo possui flechas que deverão ser comparadas com os limites normativos. Esses valores servem como parâmetro para avaliação da segurança e conforto ao usuário. De acordo a Tabela 13.3 da NBR 6118, o limite visual é de $l_x/250$. A fim de comparar os resultados obtidos para a viga em estudo a tabela a seguir apresenta os valores de flecha bem como os limites visuais para cada ponto de avaliação.

Tabela 20 - Verificação da aceitabilidade sensorial

Aceitabilidade Sensorial				
Região	A	B	C	D
Flecha (cm)	0,13	0,000	0,57	0,000
Limite visual (cm)	1,49	0,000	1,87	0,000

Fonte: Do autor

Percebe-se que os valores são inferiores aos limites e portanto respeitam as condições normativas.

Controle da abertura de fissuras

De acordo com o item 17.3.3.3 da NBR 6118 é possível garantir que as aberturas sejam inferiores ao máximo de $0,3 \text{ mm}$ desde que respeitem diâmetros máximos para armaduras e espaçamentos mínimos. Esses valores são apresentados na Tabela 17.2 inserida no mesmo item. Respeitando os valores dessa tabela, o cálculo da abertura de fissuras não é necessário em virtude de se garantir que a aberturas sejam inferiores aos máximos permitidos.

Para encontrar os valores de diâmetro e espaçamento máximo, é necessário calcular a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada no estágio II. Será feita essa verificação para o ponto B, região mais solicitada.

Assim,

$$\sigma_{sl} = (\alpha_e * M_{freq} * (d - x_2)) / I_{II}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26838,41} = 7,82;$$

$M_{freq} = 34,86 \text{ kN}, m$, momento frequente máximo;

$d = 40 \text{ cm}$;

$x_2 = 11,38 \text{ cm}$, posição linha neutra no estágio II;

$I_{II} = 1,642 * 10^{-4} \text{ m}^4$, momento de inércia no estágio II;

Assim,

$$\sigma_{sl} = \frac{7,82 * 34,86 * (0,40 - 0,1138)}{2,8174 * 10^{-4}} = 276920 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sl} \cong 277 \text{ MPa}$$

Conforme a tabela para a tensão de 280 MPa o espaçamento máximo será de 15 cm e o diâmetro máximo de 16 mm . Atenta-se a esses valores na elaboração do detalhamento da peça para garantir que a abertura de fissuras não atinja valores indesejáveis.

Detalhamento das armaduras longitudinais

Será efetuado o detalhamento da viga em estudo, onde serão determinadas as barras, comprimentos e suas posições, possibilitado assim sua execução.

Escolha das barras longitudinais e posicionamento

Na escolha das barras longitudinais deve-se ter em mente que além de fornecer a quantidade armadura necessária calculada, deve-se também propor soluções que sejam de prática execução. Para o exemplo serão utilizados alguns tipos de barras, seus diâmetros e valores de área são apresentados na

Tabela 21.

Tabela 21- Barras utilizadas

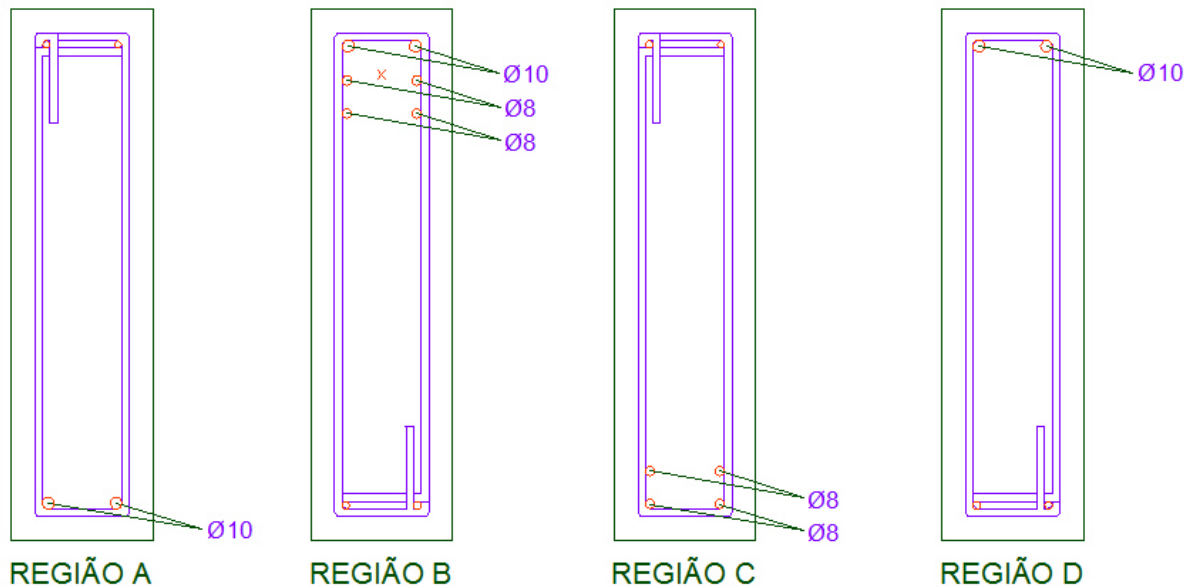
Barras Utilizadas	
ϕ (mm)	Área (cm ²)
10	0,785
8	0,503
6,3	0,312

Fonte: Do autor

Sabe-se que para o tramo da esquerda, a armadura inferior necessária é de $1,33 \text{ cm}^2$ e para o tramo da direita $1,80 \text{ cm}^2$. Nas regiões de apoio, o intermediário é necessária uma armadura superior de $3,48 \text{ cm}^2$, e no apoio mais a direita $1,49 \text{ cm}^2$. Os espaçamentos entre as barras devem respeitar o item 18.3.2.2. De acordo com o item, prevendo a utilização de brita 1, (19 mm) os espaçamentos horizontais e verticais mínimos serão respectivamente $2,28 \text{ cm}$ e 2 cm .

Respeitando os espaçamentos mínimos, a quantidade de armadura necessárias e o cobrimento de $2,5 \text{ cm}$ a figura a seguir ilustra o posicionamento das barras para cada situação.

Figura 25 - Posicionamento das barras longitudinais



Fonte: Do autor

As barras sem indicação de seu diâmetro serão necessárias apenas construtivamente como porta estribos, e para elas adotou-se o diâmetro de $6,3 \text{ mm}$. Comparativamente a Tabela 22 apresenta os valores de armaduras necessárias e de armaduras adotadas.

Tabela 22 - Comparativo entre armaduras necessária e adotada

Região	A	B	C	D
As,necessária	$1,33 \text{ cm}^2$	$3,47 \text{ cm}^2$	$1,80 \text{ cm}^2$	$1,49 \text{ cm}^2$
As,adotada	$1,57 \text{ cm}^2$	$3,58 \text{ cm}^2$	$2,01 \text{ cm}^2$	$1,57 \text{ cm}^2$

Fonte: Do autor

Verificação do braço de alavanca

Calculando os braços de alavanca para cada região, nota-se que para a região B o braço de alavanca encontra-se com 39,45 cm, valor pouco inferior ao estimado (40 cm). Para as outras regiões o braço de alavanca supera o valor adotado, sendo garantida a segurança. A critério de exemplificação essa verificação será procedida, contudo sabe-se que pelo valor ser muito próximo ao adotado e que a armadura adotada é superior a necessária que a seção encontra-se em segurança.

Assim, verifica-se então o momento resistente da seção e compara-se com o valor solicitante. Conforme notas de aula de Loriggio (2012), inicialmente estima-se a posição da linha neutra,

$$x = \frac{f_{yd} * A_s}{0,85 * f_{cd} * 0,8 * b} = \frac{(500000/1,15) * 3,58 * 10^{-4}}{0,85 * (30000/1,4) * 0,8 * 0,12} = 0,089 \text{ m}$$

Assim o momento resistente pode ser determinado por,

$$M_{rd} = A_s * f_{yd} * (d - 0,4 * x) = 3,58 * 10^{-4} * (500000/1,15) * (0,3945 - 0,4 * 0,089)$$

$$M_{rd} = 55,86 \text{ kN.m}$$

Portanto o momento resistente (M_{rd}) supera o valor de 55,23 kN.m correspondente ao momento solicitante (M_{sd}) e que dessa maneira garante-se a segurança contra a ação desse esforço.

Diagrama de momentos fletores decalados

O diagrama de momentos fletores decalado, conforme simplificação adotada por Carvalho e Figueiredo (2010, p. 224), pode ser obtido através do deslocamento do diagrama usual de momentos fletores ao comprimento a_l .

Para o modelo II, aplicado para o cálculo das armaduras transversais, seguindo as orientações do item 17.4.2.3 da NBR 6118,

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

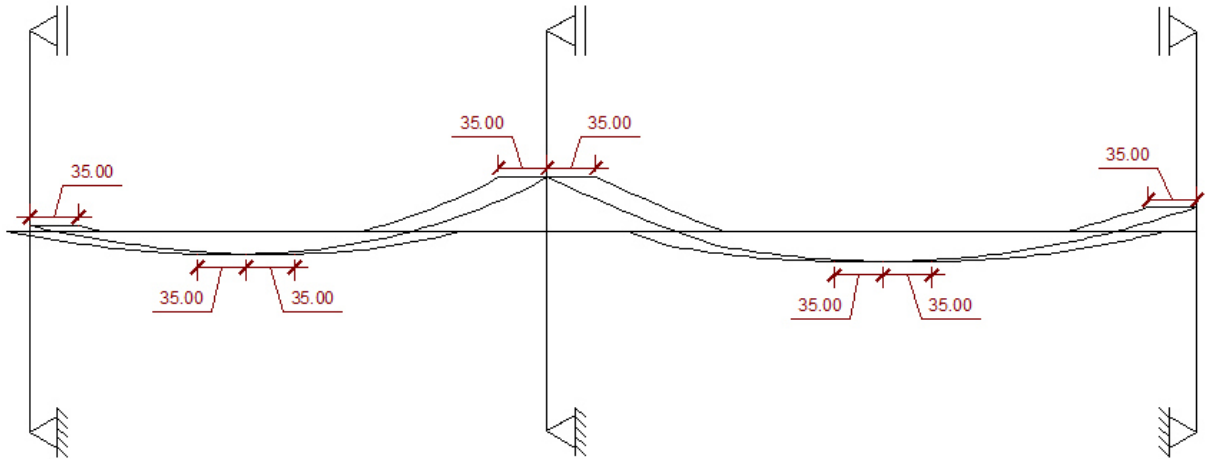
Assim,

$$a_l = 0,5 * 0,40 * (\cot 30 - \cot 90) = 0,35 \text{ m}$$

Sendo que, a_l deve ser superior a $0,5 * d = 0,225 \text{ m}$, condição atendida.

No estado limite último, para a combinação última, o diagrama de momento fletores deslocado em a_l é ilustrado na Figura 26.

Figura 26 - Diagrama de momentos fletores deslocado



Fonte: Do autor

Armadura de tração nos apoios

No item 18.3.2.4 a NBR 6118, orienta que os esforços de tração nos apoios devem ser resistidos por armaduras longitudinais que suportem a mais severa das condições sugeridas em norma.

Inicialmente, para o exemplo, avalia-se os apoios extremos sendo aplicáveis duas condições, das quais será escolhida a que apresente maior quantidade de armadura. Dessa maneira,

Condição I,

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} * V_{sd} + N_{sd} = \frac{0,35}{0,40} * 62,09 + 0 = 54,33 \text{ kN}$$

A armadura necessária no apoio será,

$$A_{s,nec} = 54,33 / (500000 / 1,15) = 1,25 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

Condição II, considerando o prolongamento de parte das armaduras de tração, e que os momentos negativos são de magnitude inferior a metade do momento positivo do vão.

Para o vão da esquerda,

$$A_{s,nec} \geq \frac{1}{3} * (A_{s,v\tilde{a}o}) = \frac{1}{3} * 1,33 = 0,44 \text{ cm}^2$$

Para o vão da direita,

$$A_{s,nec} \geq \frac{1}{3} * (A_{s,v\tilde{a}o}) = \frac{1}{3} * 1,80 = 0,60 \text{ cm}^2$$

Dessa maneira para os apoios extremos a Condição I deverá ser respeitada.

Para o apoio intermediário, sabendo que o momento no apoio é superior a metade do momento nos vãos, aplica-se o seguinte,

Para o vão da esquerda,

$$A_{s,nec} \geq \frac{1}{4} * (A_{s,v\tilde{a}o}) = \frac{1}{4} * 1,33 = 0,333 \text{ cm}^2$$

Para o vão da direita,

$$A_{s,nec} \geq \frac{1}{4} * (A_{s,v\tilde{a}o}) = \frac{1}{4} * 1,80 = 0,450 \text{ cm}^2$$

Comprimento de ancoragem

Inicialmente para proceder o cálculo do comprimento de ancoragem, estima-se a resistência de aderência de cálculo, f_{bd} , de acordo com o item 9.3.2.1 da NBR 6118, através da seguinte equação:

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

Onde,

$\eta_1 = 2,25$, pois serão utilizadas barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,00$, considerando região de boa aderência;

$\eta_3 = 1$, para $\phi \leq 32 \text{ mm}$;

$$f_{ctd} = 0,15 * (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0,15 * 30^{\frac{2}{3}} = 1,448 \text{ MPa};$$

Assim,

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,448 = 3,26 \text{ Mpa};$$

Com este valor determina-se o comprimento de ancoragem básico,

$$l_b = \frac{\phi_{adot}}{4} * f_{yd} * f_{bd};$$

Para $\phi 8 \text{ mm}$,

$$l_b = \frac{0,008}{4} * \frac{500/1,15}{3,26} = 0,2667 \text{ m};$$

Para $\phi 10 \text{ mm}$,

$$l_b = \frac{0,010}{4} * \frac{500/1,15}{3,26} = 0,3334 \text{ m};$$

Para o comprimento de ancoragem necessário, conforme o item 9.4.2.5 da NBR 6118, utiliza-se a equação:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Serão utilizado ganchos, e conforme indicação $\alpha = 0,7$;

$\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$, adotou-se para essa relação o valor 1 pela proximidade dos valores de armadura e para que fossem utilizados os mesmos comprimentos para cada diâmetro.

Para ϕ 8 mm,

$$l_{b,nec} = 0,7 * 0,2667 * 1 = 0,187 \text{ m}$$

Para ϕ 10 mm,

$$l_{b,nec} = 0,7 * 0,3334 * 1 = 0,233 \text{ m}$$

Verificando o $l_{b,min}$,

Para ϕ 8 mm,

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3, lb = 0,3 * 0,2667 = 0,08 \text{ m} \\ 10, \phi = 10 * 0,008 = 0,08 \text{ m} \\ 10 \text{ cm} = 0,10 \text{ m} \end{cases}$$

Para ϕ 10 mm,

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3, lb = 0,3 * 0,3334 = 0,10 \text{ m} \\ 10, \phi = 10 * 0,010 = 0,10 \text{ m} \\ 10 \text{ cm} = 0,10 \text{ m} \end{cases}$$

Conforme calculado, os valores de $l_{b,nec}$ superam os valores de $l_{b,min}$. Como estipulado, é prevista a utilização de ganchos, serão utilizados ganchos verticais de maneira que estes podem ser determinados pela seguinte expressão,

$$l_g = \frac{\pi \cdot (5 \cdot \phi + \phi)}{4} + 8\phi$$

Para ϕ 8 mm,

$$l_g = \frac{(\pi * (5 * 0,8 + 0,8))}{4} + 8 * 0,8 = 10,17 \text{ cm}$$

Para ϕ 10 mm,

$$l_g = \frac{(\pi * (5 * 1 + 1))}{4} + 8 * 1 = 12,71 \text{ cm}$$

Ancoragem das armaduras de tração nos apoios

Deve- ancorar adequadamente as barras nos apoios, sendo que para efeito desse exemplo adota-se que serão levadas para todos os apoios as barras que foram utilizadas para combater os momentos fletores positivos e que portanto superam os valores das armaduras calculadas.

Quanto ao comprimento de ancoragem das barras nos apoios, o item 18.3.2.4.1 da NBR 6118, admite que para apoios extremos quando houver a utilização de ganchos e estes possuírem pelo menos 70 mm de cobrimento, medido normal ao plano gancho, e as ações acidentais não ocorrerem com grande frequência, considera-se o maior valor entre 60 mm e $(r + 5,5 * \phi)$. Considera-se essa hipótese e portanto,

Para o apoio extremo da esquerda,

$$l_{b,anc} \geq \left\{ \begin{array}{l} (r + 5,5 * \phi) \\ 6\text{ cm} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} (5 * 0,8 + 5,5 * 0,8) \\ 6\text{ cm} \end{array} \right. = 8,4\text{ cm}$$

$$l_{b,anc} = 8,4\text{ cm}$$

Para o apoio extremo da direita,

$$l_{b,anc} \geq \left\{ \begin{array}{l} (r + 5,5 * \phi) \\ 6\text{ cm} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} (5 * 1 + 5,5 * 1) \\ 6\text{ cm} \end{array} \right. = 10,5\text{ cm}$$

$$l_{b,anc} = 10,5\text{ cm}$$

Ainda no mesmo item, quanto aos apoio intermediários, prevendo que não haja a possibilidade de momentos positivos no local, provocados por situações não previstas, pode ser utilizado o comprimento de ancoragem igual a $10 * \phi$. Admitindo essa hipótese, para as armaduras inferiores de tração do vão da esquerda e da direita tem-se respectivamente 8 cm e 10 cm .

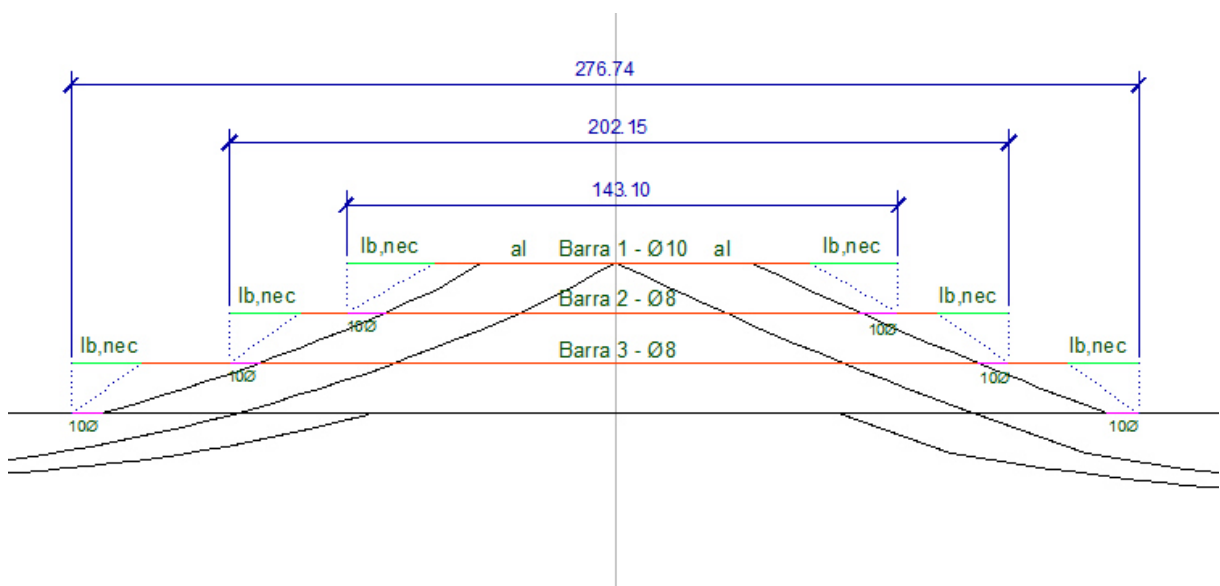
Decalagem das armaduras

Pretendendo a economia de materiais no detalhamento da viga em estudo, faz-se uso do processo de decalagem através diagrama de momentos fletores obtido anteriormente, onde os

comprimentos das barras serão pivotados de acordo com a orientação do item 18.3.2.3.1 da NBR 6118.

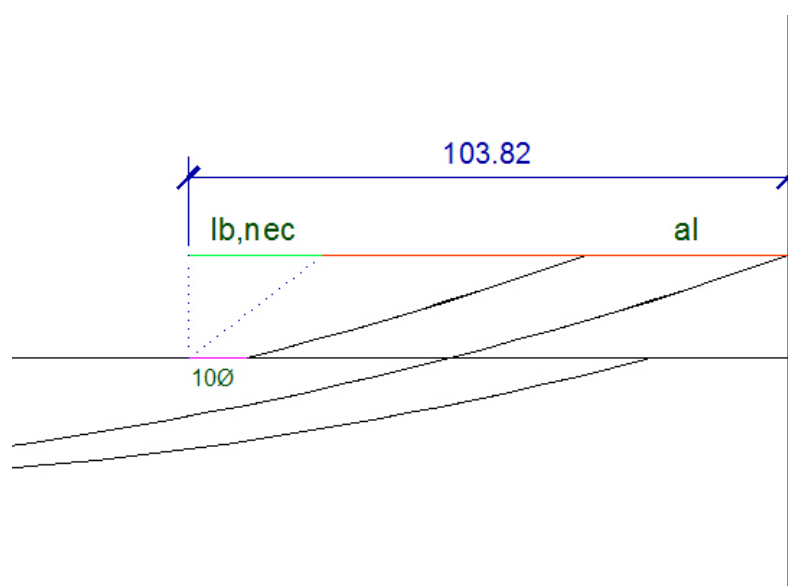
O processo de decalagem teve-se as armaduras de tração referente as regiões B e D já que para as demais regiões, suas barras serão ancoradas nos apoios. Conforme a instrução normativa, deve-se prolongar pelo menos 10ϕ além do ponto de tensão nula, e respeitar o comprimento de ancoragem necessário $l_{b,nec}$, e dessa forma é possível obter os comprimentos exibidos na Figura 27 e Figura 28.

Figura 27 - Decalagem das barras na região B



Fonte: Do autor

Figura 28 - Decalagem das barras na região D



Fonte: Do autor

Como pode ser visto o método gráfico de decalagem possibilita avaliar o comprimento necessário para que sejam combatidos os momentos atuantes. Esses comprimentos serão utilizados no detalhamento final.

Armadura para o momento de ligação ente viga e pilar

Ao considerar a solidariedade entre a viga e o pilar, a rigidez da ligação entre os elementos permitem a transmissão de parte dos momentos. Atenta-se para os apoios extremos onde será necessário acrescentar armaduras para o combate desses momentos.

Conforme o item 14.6.7.1 da NBR 6118, a influência da solidariedade dos pilares pode ser estimada pela seguinte expressão.

$$M_{extr} = \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{viga}} * M_{eng}$$

Contudo essa expressão é utilizada quanto não forem utilizados cálculos mais precisos, com o programa Ftool, obteve-se os seguintes momentos,

Para o apoio esquerdo, 2,8 kN.m,

Para o apoio direito, 12,46 kN.m,

Calculando as armaduras necessárias,

Para o apoio esquerdo,

$$A_s = \frac{2,8}{\frac{500}{1,15} * 10^3 * (0,40 - 0,4 * 0,0864)} = 0,18 * 10^{-4} m^2$$

Para o apoio direito,

$$A_s = \frac{12,46}{\frac{500}{1,15} * 10^3 * (0,40 - 0,4 * 0,0864)} = 0,78 * 10^{-4} m^2$$

Dessa maneira, será necessário para o apoio esquerdo uma barra de $\phi 6,3 mm$ e para o apoio direito um de $\phi 10 mm$. Para o comprimento das barras Carvalho e Figueiredo (2010, p. 248) orientam alguns passos a serem seguidos,

Comprimento da curva para barras dobradas CA-50,

Para barras de 8 mm,

$$l_c = \frac{\pi * D}{4} = \frac{\pi * (15 * \phi + \phi)}{4} \cong 10 cm, \text{ conforme o item 18.2.2 da NBR 6118;}$$

Para barras de 10 mm,

$$l_c = \frac{\pi * D}{4} = \frac{\pi * (15 * \phi + \phi)}{4} \cong 13 cm, \text{ conforme o item 18.2.2 da NBR 6118;}$$

Comprimento do ponto ao momento nulo,

$$l_{m,nulo,esq} = \frac{2,8 * 144}{5,60} = 72 cm;$$

$$l_{m,nulo,dir} = \frac{12,46 * 144}{24,92} = 72 cm;$$

Além desses valores, acrescenta-se o comprimento de ancoragem.

Comprimento na viga,

$$l_{v,esq} = l_{b8,nec} + a_l = 27 + 35 = 62 cm;$$

$$l_{v,dir} = l_{b10,nec} + a_l = 34 + 35 = 69 cm;$$

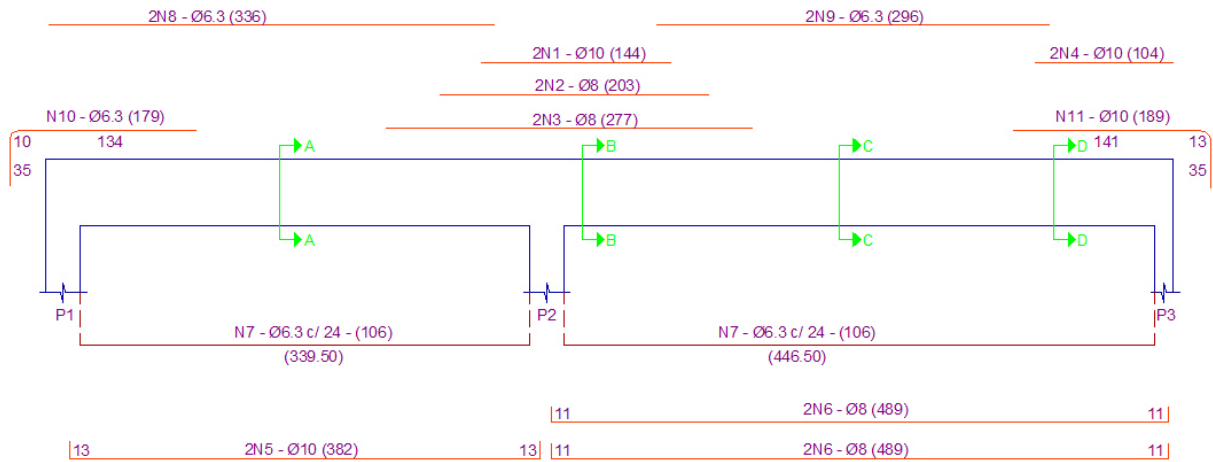
Comprimento total,

$l_{esq} = 10 + 72 + 62 + 35 \cong 179 \text{ cm}$, para o apoio extremo esquerdo,

$l_{dir} = 13 + 72 + 69 + 35 \cong 189 \text{ cm}$, para o apoio extremo direito,

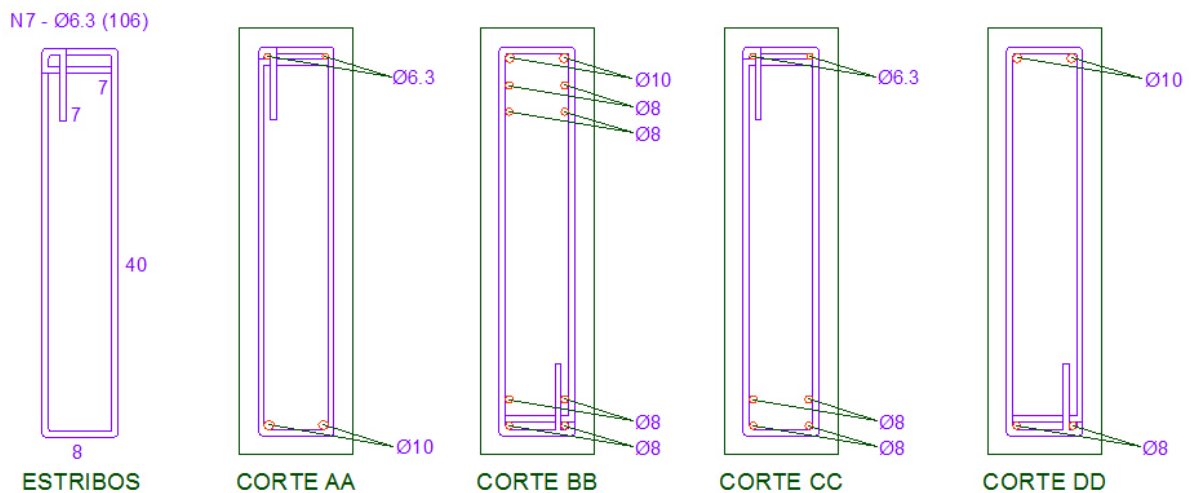
Detalhes e desenhos dos detalhamentos

Figura 29 - Detalhamento corte longitudinal



Fonte: Do autor

Figura 30 - Detalhamento cortes transversais



Fonte: Do autor

Figura 31 - Relação de barras

Nº - Função	φ (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário	Total

1 - Negativa	10	2	144	288
2 - Negativa	8	2	203	406
3 - Negativa	8	2	277	554
4 - Negativa	10	2	104	208
5 - Positiva	10	2	382	764
6 - Positiva	8	4	489	1956
7 - Estribo	6,3	35	106	3710
8 - Porta Est.	6,3	2	336	672
9 - Porta Est.	6,3	2	296	592
10 - Ligação	6,3	1	179	179
11 - Ligação	10	1	189	189

Fonte: Do autor

4.3 Pilares

O cálculo dos pilares abrange três tipos de casos: pilar intermediário, pilar de bordo e pilar de canto. São avaliados os efeitos de solidariedade bem como o cálculo de efeitos locais de segunda ordem. Juntamente, teve-se as instruções normativas, em destaque a NBR 6118, que auxiliam em toda rotina de cálculo.

Nos locais onde as vigas não aplicam suas ações no centroide do pilar, parte-se do princípio de Saint-Venant, em que a partir de certa distância os carregamentos se encontrarão posicionados no centroide.

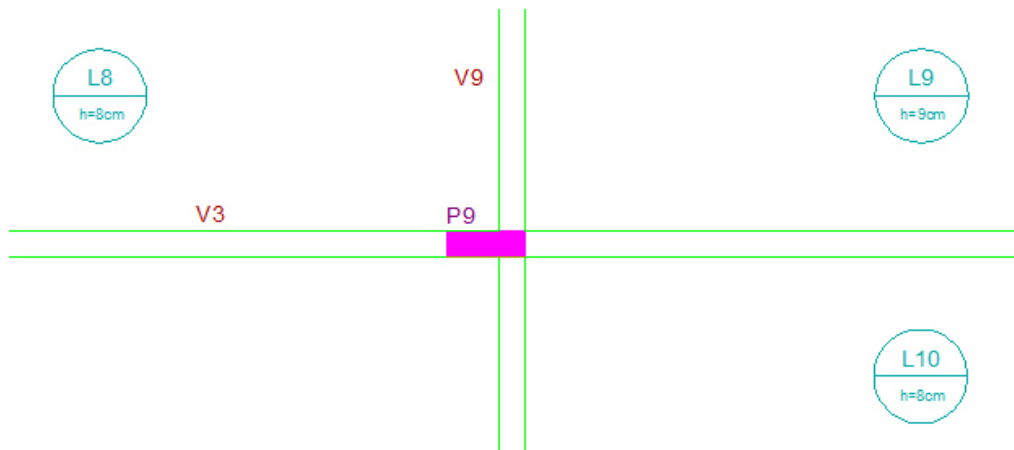
A estrutura será analisada como de nós fixos, sendo dessa forma dispensável a análise global dos efeitos de segunda ordem, conforme o item 15.8.2 da NBR 6118. Não obstante, os efeitos locais de segunda ordem serão avaliados.

4.4 Exemplo 1 – Pilar Intermediário

Este exemplo tem como objetivo principal apresentar uma iteração da rotina de cálculos necessários para os pilares caracterizados como intermediários. De acordo com Padaratz e Pinto (2013), esse tipo de pilar, considera que os momentos fletores transmitidos pelas vigas sejam pequenos e que possam ser desprezados.

Será utilizado o pilar “P9”, que se encontra com a maior concentração de ações do pavimento, em motivo do arranjo estrutural e por receber os carregamentos advindos do pavimento de reservatórios. A Figura 32 ilustra a posição do pilar na planta de formas, que pode ser consultada no Apêndice A.

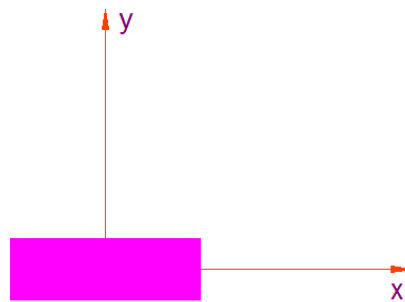
Figura 32 - Posição do pilar P9



Fonte: Do autor

Todos os cálculos desenvolvidos nesse exemplo utilizarão a convenção de eixos cartesianos expressos na Figura 33.

Figura 33 – Convenção de eixos cartesianos pilar P9



Fonte: Do autor

Dimensões mínimas

Conforme a NBR 6118 no item 13.2.3, que se refere a pilares e pilares-parede, os pilares não devem apresentar dimensões inferiores a 19 *cm*, salvo em condições especiais podendo oscilar entre 19 *cm* e 14 *cm* desde que os esforços de cálculos sejam majorados. No mesmo item a norma salienta que os pilares em qualquer hipótese podem apresentar seções transversais inferiores a 360 *cm*².

Considerou-se que as dimensões iniciais para o pilar em estudo será de 14 *cm* x 32 *cm* que respeita o valor de seção transversal mínimo. Contudo por apresentar a dimensão de 14 *cm*, deve ser majorado o esforço solicitante final em 1,25 (γ_n) conforme a Tabela 13.1 do mesmo item normativo.

Comprimento equivalente

A determinação do comprimento equivalente será utilizada posteriormente para avaliação e cálculo dos efeitos locais de segunda ordem. De acordo com o item 15.6 da NBR 6118, o comprimento equivalente pode ser determinado da seguinte forma,

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

Onde para a direção x,

$l_{0,x} = 243$ *cm*, Distância entre faces internas, sendo a viga V9 com 45 *cm* de altura;

$hx = 14$ *cm*, altura correspondente ao plano de ação;

$l = 288$ *cm*, distância entre eixos – estimado através dos desenhos arquitetônicos;

$$l_{e,x} \leq \begin{cases} 243 + 14 = 257 \\ 288 \end{cases} \therefore l_{e,x} = 257 \text{ cm}$$

Onde para a direção y,

$l_{0,y} = 238$ *cm*, Distância entre faces internas, sendo a viga V3 com 50 *cm* de altura;

$hy = 32$ *cm*, altura correspondente ao plano de ação;

$l = 288$ *cm*, distância entre eixos – estimado através dos desenhos arquitetônicos;

$$l_{e,y} \leq \begin{cases} 238 + 32 = 270 \\ 288 \end{cases} \therefore l_{e,y} = 270 \text{ cm}$$

Esforços e combinações

Conforme a distribuição dos carregamentos, em geral, considera-se que carregamentos são passados das lajes para vigas e posteriormente aos pilares. Dessa maneira, para o pilar P9 tem-se o carregamento normal (N) de $310,14 \text{ kN}$ para os carregamentos permanentes e $88,40 \text{ kN}$ para os carregamentos acidentais.

Para a combinação última, levando em conta o coeficiente de majoração (γ_n) tem-se que,

$$N_{sd} = 1,25 * 1,4 * (310,14 + 88,40) = 697,45 \text{ kN}$$

O efeito dos momentos de solidariedade serão desprezados em virtude de sua pequena magnitude.

Momento mínimo

Mesmo que os momentos de solidariedade sejam desprezados, deve-se considerar valores de momentos mínimos conforme o item 11.3.3.4.3 da NBR 6118, e orienta que podem ser obtidos a partir da seguinte expressão,

$$M_{1d,mín} = N_d * (0,015 + 0,03 * h)$$

Para direção x,

$$M_{1dx,mín} = 697,45 * (0,015 + 0,03 * 0,14) = 13,39 \text{ kN.m}$$

Para direção y,

$$M_{1dy,mín} = 697,45 * (0,015 + 0,03 * 0,32) = 17,16 \text{ kN.m}$$

Esbeltez

O índice de esbeltez do pilar em estudo servirá para a verificação da necessidade da consideração ou não de efeitos de segunda ordem bem como se respeita os limites normativos. De acordo com notas de aula de Padaratz e Pinto (2013), o índice de esbeltez pode ser obtido da seguinte maneira,

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

Onde para a direção x,

$$i_x = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{32 \cdot 14^3 / 12}{32 \cdot 14}} = 4,04 \text{ cm, raio de giração em x;}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ex}}{i_x} = \frac{257}{4,04} = 63,59$$

Onde para a direção y,

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{14 \cdot 32^3 / 12}{32 \cdot 14}} = 9,24 \text{ cm, raio de giração em y;}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ey}}{i_y} = \frac{270}{9,24} = 29,23$$

Efeitos locais de segunda ordem

Os efeitos locais de segunda ordem devem ser avaliados conforme o item 15.8.2 da NBR 6118. Segundo esse item pode-se dispensar esse efeito desde que a esbeltez do pilar seja inferior a um valor-limite de esbeltez. O valor-limite de esbeltez pode ser obtido através da expressão a seguir,

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * e_1/h}{\alpha_b}$$

De maneira que λ_1 deva ser maior que 35 e menor que 90, quando esses limites forem ultrapassados utiliza-se o limite.

Assim, para a direção x ,

$$e_{1x} = \frac{M_{1xd}}{N_{Sd}} = \frac{13,39}{697,45} = 0,0192 \text{ m, excentricidade inicial;}$$

$h_x = 14 \text{ cm}$, altura na direção considerada;

$\alpha_b = 1$, momento atuante inferior ao momento mínimo, NBR 6118 – 15.8.2 d);

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 * 1,92/14}{1} = 26,71$$

$$\lambda_{1x} < 35 \quad \therefore \quad \lambda_{1x} = 35$$

Para a direção y ,

$$e_{1y} = \frac{M_{1yd}}{N_{Sd}} = \frac{17,16}{697,45} = 0,0246 \text{ m, excentricidade inicial;}$$

$h_y = 32 \text{ cm}$, altura na direção considerada;

$\alpha_b = 1$, momento atuante inferior ao momento mínimo, NBR 6118 – 15.8.2 d);

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 * 2,46/32}{1} = 25,96$$

$$\lambda_{1y} < 35 \quad \therefore \quad \lambda_{1y} = 35$$

Nota-se que para a direção x o índice de esbeltez supera o valor-limite e portanto deve ser procedido o cálculo do momento de segunda ordem.

Para encontrar o esse valor de momento, faz uso do método da curvatura aproximada, que segundo Scadelai e Pinheiro (2009), é aplicado à pilares com seção constante e com armadura simétrica além de $\lambda < 90$. Conforme a NBR 6118 no item 15.8.3.3.2 o momento total, que considera os efeitos de primeira e segunda ordem pode ser determinado pela expressão,

$$M_{d,tot} = \alpha_b * M_{1d,A} + N_d * \frac{l_e^2}{10} * \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

Dessa forma para a direção x ,

$\alpha_b = 1$, item 15.8.2 da NBR 6118;

$M_{1d,A} = 13,39 \text{ kN.m}$, momento de primeira ordem;

$N_d = 697,45 \text{ kN}$, força axial de cálculo;

$l_e = 257 \text{ cm}$; comprimento equivalente;

$h = h_x = 14 \text{ cm}$, altura na direção considerada;

$\nu = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{697,45}{(0,14 * 0,32) * 30000 / 1,4} = 0,73$; força normal adimensional;

$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h * (\nu + 0,5)} = \frac{0,005}{0,14 * (0,73 + 0,5)} = 0,0291$;

Assim,

$$M_{dx,tot} = 1 * 13,39 + 697,45 * \frac{2,57^2}{10} * 0,0291 = 26,80 \text{ kN.m}$$

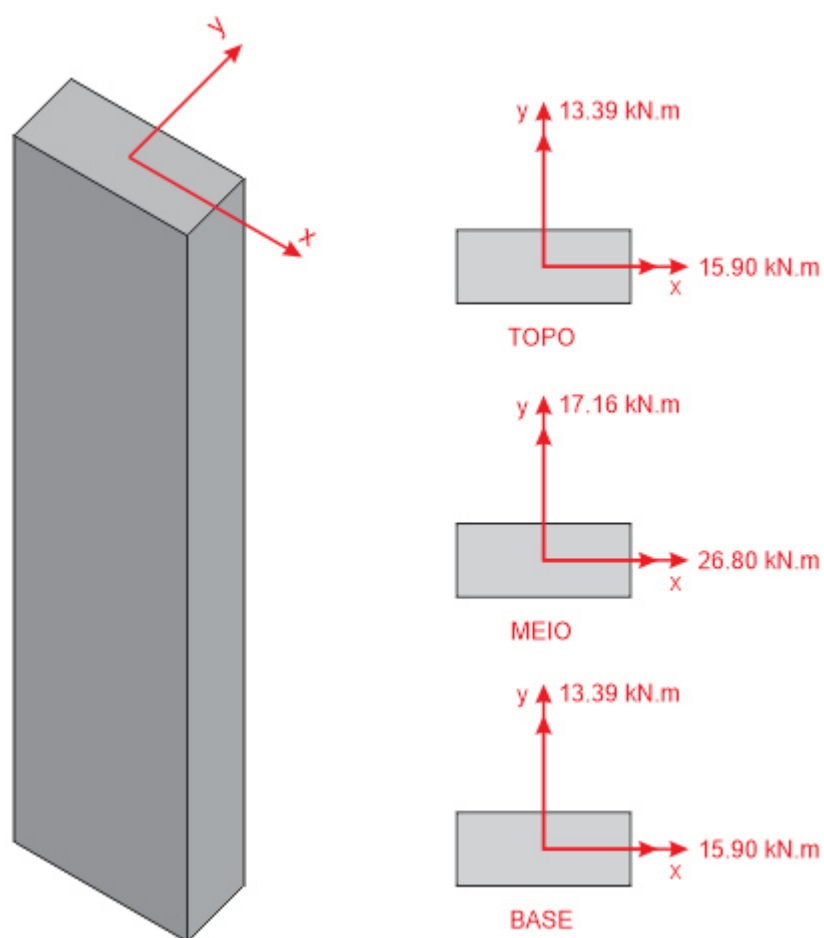
O momento total encontrado, deve ser aplicado na região central do pilar, com isso deve-se avaliar demais regiões de pilares a fim de dimensionar o pilar para a condição mais crítica.

Armadura longitudinal

Conforme notas de aulas de Padaratz e Pinto (2013), os pilares intermediários podem ser calculados partindo da hipótese que estão sujeitos a flexão composta reta. Por esse motivo, deve-se selecionar os momentos máximos para cada direção e encontrar o valor de armadura correspondente. Dos valores de armadura escolhe-se aquele que possuir maior valor.

Dessa maneira, a Figura 34 ilustra os valores de momentos encontrados bem como suas posições no pilar em estudo.

Figura 34 - Momentos de cálculo no pilar P9



Fonte: Do autor

Percebe-se que para a seção no meio do pilar, ocorrem os maiores valores tanto para direção x como y e portanto serão avaliados seus valores de armadura.

Para a determinação dos valores de armadura, faz-se uso do ábacos produzidos por Pinheiro (2009), que são apresentados no Anexo B. Os ábacos fornecem soluções de armadura simétrica e podem ser utilizados tanto para flexão composta oblíqua como flexão composta reta.

Inicialmente deve-se selecionar o ábaco cujo aço corresponda ao utilizado, e as relações d'/h para as direções utilizadas correspondam aos indicados. Deve-se atentar também que as convenções dos ábacos sejam as mesmas utilizadas, e que caso necessário deve-se compatibilizar os dados de entrada.

Dessa maneira, tem-se para a direção x ,

$d'_x = 2,5 + 0,63 = 3,13$, correspondente a distância das armaduras, considerando cobrimento de $2,5 \text{ cm}$ e estribos de $\phi 6,3 \text{ mm}$.

$h_x = 14 \text{ cm}$, altura na direção considerada.

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{3,13}{14} = 0,224$$

Para a direção y ,

$$d'_y = d'_x;$$

$h_y = 32 \text{ cm}$, altura na direção considerada.

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{3,13}{32} = 0,098$$

Considerando a utilização de aço CA-50, e os valores encontrados, o ábaco escolhido será o “A-54” que dispõe de 8 barras na seção.

Os dados de entrada são, para flexão composta reta em x ,

$$\nu = 0,73;$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c * f_{cd} * h_x} = \frac{26,80}{0,14 * 0,32 * 30 * \frac{10^3}{1,4} * 0,14} = 0,20;$$

Os dados de entrada são, para flexão composta reta em y ,

$$\nu = 0,73;$$

$$\mu_y = \frac{M_{xd}}{A_c * f_{cd} * h_y} = \frac{17,16}{0,14 * 0,32 * 30 * \frac{10^3}{1,4} * 0,32} = 0,06;$$

O ábaco fornece valores de ω que torna possível o cálculo da quantidade de armadura através da seguinte expressão,

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

O ábaco utilizado fornece valor de ω para $\nu = 0,8$ e $\nu = 0,6$, sendo necessária interpolação entre os valores para aproximação de $\nu = 0,73$. A Tabela 23 e a Tabela 24 apresentam os valores encontrados.

Tabela 23 - Valores ábaco direção x

Direção x		μ_x	0,20
ν	0,6	0,8	0,73
ω	0,59	0,72	0,675

Fonte: Do autor

Tabela 24 - Valores ábaco direção y

Direção y		u_y	0,06
ν	0,6	0,8	0,73
ω	0	0,32	0,208

Fonte: Do autor

Com esse valores de ω estima-se a quantidade de armadura, para direção x,

$$A_{s,x} = \frac{(0,675 * 0,14 * 0,32 * (30 * 10^3)/1,4)}{(500 * 10^3)/1,15} = 14,90 * 10^{-4} m^2$$

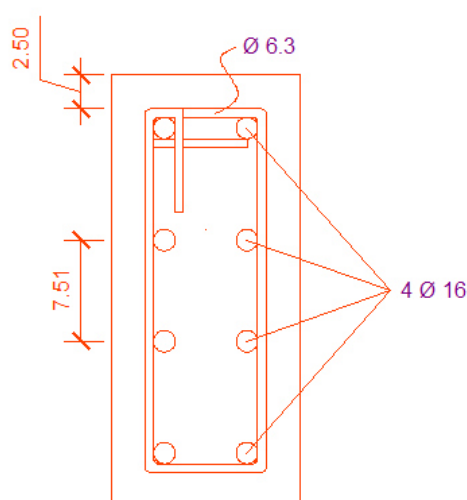
Para a direção y,

$$A_{s,y} = \frac{(0,208 * 0,14 * 0,32 * (30 * 10^3)/1,4)}{(500 * 10^3)/1,15} = 4,59 * 10^{-4} m^2$$

Detalhamento preliminar

Com os valores de armadura, determina-se que a quantidade de armadura necessária é de $14,90 \text{ cm}^2$. Para que esse valor seja atendido utiliza-se barras de $\phi 16 \text{ mm}$ igualmente espaçadas, que correspondem a $16,08 \text{ cm}^2$. A figura a seguir ilustra.

Figura 35 - Seção transversal pilar P9



Fonte: Do autor

Armaduras máximas e mínimas

As barras utilizadas respeitam o valor mínimo de 10 mm e o máximo que corresponde a $\frac{1}{8} * 140 = 17,5 \text{ mm}$ conforme o item 18.4.2.1 da NBR 6118.

Quanto a taxa de armadura tem-se que a seção apresenta,

$$\rho = \frac{16,08}{14 * 32} = 0,0319 \therefore 3,19\%$$

Sendo o limite normativo, 8% da seção transversal e prevendo a utilização de traspasse o valor máximo seria de 4%. Percebe-se que a seção possui valores abaixo dos máximos.

Quanto a armadura mínima tem-se,

$$A_{s,mín} = 0,15 * \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

Portanto,

$$A_{s,mín} = 0,15 * \frac{697,45}{\frac{500000}{1,15}} = 2,40 * 10^{-4} m^2$$

Verificando,

$$A_{s,mín} \geq 0,004 * 0,14 * 0,32 = 1,79 * 10^{-4}$$

Dessa maneira percebe-se que valor adotado supera o mínimo estabelecido no item 17.3.5.3.2 da NBR 6118.

Espaçamento entre as barras longitudinais

O espaçamento entre as barras longitudinais, conforme o item 18.4.2.2 da NBR 6118, deve-se garantir que cada vértice do pilar possua uma barra que os espaçamentos respeitem os seguintes valores,

$$s \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ 1,6 \text{ cm} \\ 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm} \end{cases}$$

Conforme visualizado na Figura 35 esses valores são respeitados.

Armadura transversal

A armadura transversal conforme o item normativo 18.4.3 da NBR 6118, é necessária para impedir a flambagem das barras longitudinais e que portanto deve-se respeitar um diâmetro e um espaçamento mínimo.

Conforme exemplificado, foi prevista a utilização de estribos de $6,3 \text{ mm}$, que respeita os mínimos de 5 mm e $1/4$ do diâmetro da armadura longitudinal.

Quanto aos espaçamentos, deve-se adotar o menor dos seguintes valores,

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 14 \text{ cm} \\ 12 * \phi = 19,2 \text{ cm} \end{cases}$$

Dessa maneira deve-se espaçar igualmente os estribos a cada 14 *cm*.

Estribo suplementar

Conforme notas de aula de Padaratz e Pinto (2013), caso o espaçamento entre as barras longitudinais sejam superiores a $20 \phi_t$ devem ser utilizados estribos suplementares para garantir o bom posicionamentos das mesmas.

Assim como foram utilizados estribos de 6,3 *mm* o espaçamento máximo sem utilização de estribo suplementar seria de 12,6 *cm*. Esse valor não é superado e portanto não será necessário utilizar estribos suplementares.

Comprimento dos estribos

Considerando a seção do pilar 14x32 e que o cobrimento necessário seja de 2,5 *cm* e ainda que os estribos utilizados sejam de 6,3 *mm* o comprimento total dos estribos, segundo Carvalho e Figueiredo (2010), pode ser calculado da seguinte forma,

Comprimento reto,

$$l_{reto} = l_{livre} - 8 * (2,5 * \phi_t)$$

$$l_{reto} = 2 * (32 - 2 * 2,5) + 2 * (14 - 2 * 2,5) - 8 * (2,5 * 0,63) = 59,4 \text{ cm}$$

Comprimento em curva,

$$l_{curva} = \frac{\pi * D}{4} = \frac{\pi * (3 * \phi_t + \phi_t)}{4} = \frac{\pi * (3 * 0,63 + 0,63)}{4} \cong 2 \text{ cm}$$

Comprimento de gancho reto,

$$l_{g,reto} = 7 \text{ cm}, \text{ de acordo com o item 9.4.6.1 da NBR 6118;}$$

Dessa maneira o comprimento total dos estribos será,

$$l_{estr} = l_{reto} + 3 * l_{curva} + 2 * l_g = 59,4 + 3 * 2 + 2 * (7 + 2) \cong 94 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem para emendas por traspasse

O procedimento para estimativa dos comprimentos de ancoragem para emendas por traspasse é similar ao procedido nas vigas e portanto será apresentado resumidamente.

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{cta}$$

Assim,

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,448 = 3,26 \text{ Mpa};$$

Estimativa do comprimento de ancoragem básico,

$$l_b = \frac{\phi_{adot}}{4} * f_{yd} * f_{bd};$$

Dessa maneira,

$$l_b = \frac{0,016}{4} * \frac{500/1,15}{3,26} = 0,533 \text{ m};$$

Conforme o item 9.4.2.5 da NBR 6118, o comprimento de ancoragem necessário pode ser obtido através da seguinte equação:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Assim,

$$l_{b,nec} = 0,533 * \frac{14,90}{16,08} = 0,494 \text{ m}$$

Verificando o $l_{b,min}$,

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot lb = 0,3 * 0,494 = 0,15 \text{ m} \\ 10 \cdot \phi = 10 * 0,016 = 0,16 \text{ m} \\ 10 \text{ cm} = 0,10 \text{ m} \end{cases}$$

Conforme calculado os valores de $l_{b,nec}$ superam os valores de $l_{b,min}$.

Dessa maneira para proceder as emendas por traspasse será necessário acrescentar a cada barra um comprimento de 50 cm.

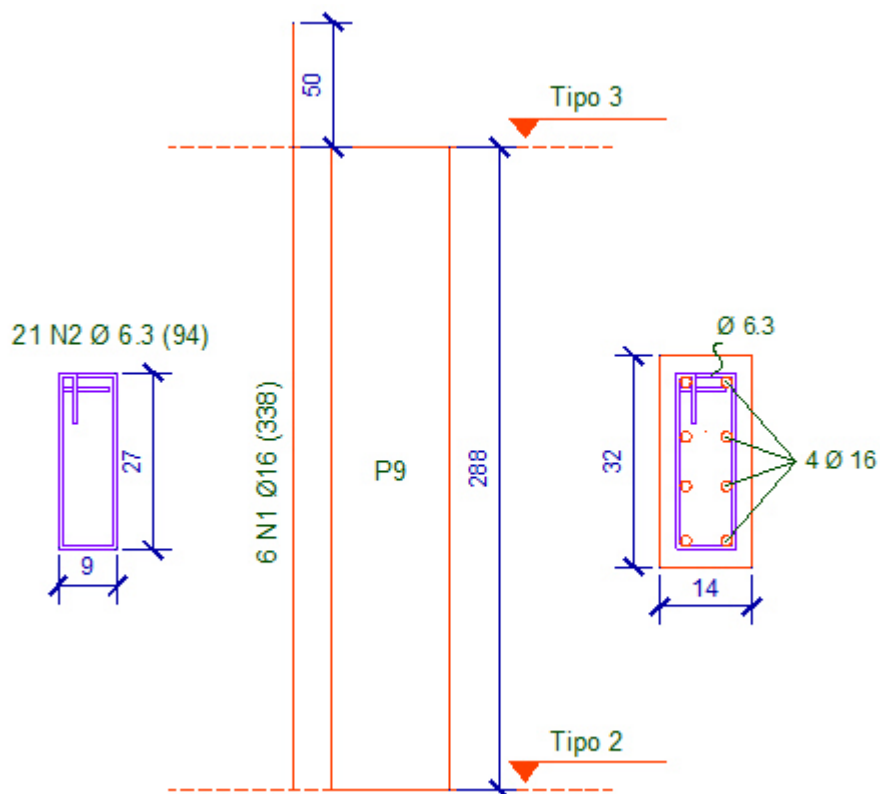
Desenhos e detalhes finais

Tabela 25 - Relação de barras

Nº - Função	ϕ (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário	Total
1 - Flexão	16	6	338	2028
2 - Estribos	6,3	21	94	1974

Fonte: Do autor

Figura 36 - Detalhes pilar P9



Fonte: Do autor

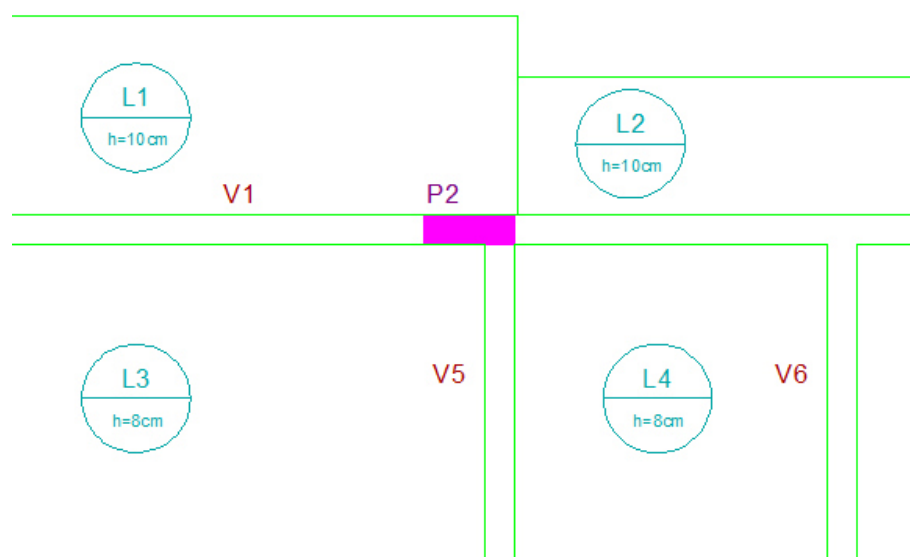
4.5 Exemplo 2 – Pilar de Bordo

Este exemplo tem como objetivo principal apresentar uma iteração da rotina de cálculos necessários para os pilares caracterizados como de bordo. Grande parte dos cálculos procedidos são similares aos já apresentados no exemplo anterior e portanto serão apresentados de forma mais direta.

De acordo com Padaratz e Pinto (2013), no cálculo dos pilares de bordo deve-se considerar o efeito dos momentos de solidariedade em apenas uma direção, onde sejam mais significativos.

Será utilizado o pilar “P2”, que dentre os demais pilares de bordo, é o que se encontra com a maior concentração de ações do pavimento. Na Figura 37 pode ser identificada a posição do pilar. Alternativamente pode ser verificada com maiores detalhes no Apêndice A.

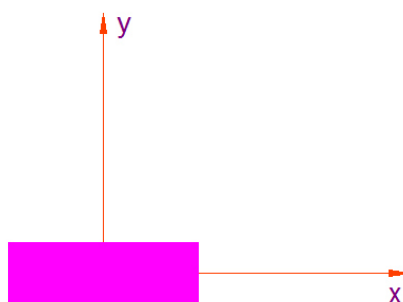
Figura 37 - Posição do pilar P2



Fonte: Do autor

Todos os cálculos desenvolvidos nesse exemplo utilizarão a convenção de eixos cartesianos expressos na Figura 38.

Figura 38 – Convenção de eixos cartesianos pilar P2



Fonte: Do autor

Dimensões mínimas

Conforme a NBR 6118 no item 13.2.3, considerou-se que as dimensões iniciais para o pilar em estudo será de $14\text{ cm} \times 26\text{ cm}$. Por apresentar a dimensão de 14 cm , deve-se majorar os esforços solicitantes finais em $1,25 (\gamma_n)$ conforme a Tabela 13.1 referente ao mesmo item normativo.

Comprimento equivalente

De acordo com o item 15.6 da NBR 6118, o comprimento equivalente pode ser determinado da seguinte forma,

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

Onde para a direção x,

$l_{0,x} = 268\text{ cm}$, Distância entre faces internas, sendo a viga V5 com 20 cm de altura;

$hx = 14\text{ cm}$, altura correspondente ao plano de ação;

$l = 288\text{ cm}$, distância entre eixos – estimado através dos desenhos arquitetônicos;

$$l_{e,x} \leq \begin{cases} 268 + 14 = 282 \\ 288 \end{cases} \therefore l_{e,x} = 282\text{ cm}$$

Onde para a direção y,

$l_{0,y} = 243 \text{ cm}$, Distância entre faces internas, sendo a viga V1 com 45 cm de altura;

$h_y = 26 \text{ cm}$, altura correspondente ao plano de ação;

$l = 288 \text{ cm}$, distância entre eixos – estimado através dos desenhos arquitetônicos;

$$l_{e,y} \leq \begin{cases} 243 + 26 = 269 \\ 288 \end{cases} \quad \therefore l_{e,y} = 269 \text{ cm}$$

Esforços e combinações

Para o pilar P2 tem-se o carregamento normal (N) de 143,96 kN para os carregamentos permanentes e 41,16 kN para os carregamentos acidentais.

Na combinação última, levando em conta o coeficiente de majoração (γ_n) tem-se que,

$$N_{Sd} = 1,25 * 1,4 * (143,96 + 41,16) = 324 \text{ kN}$$

Conforme análise dos esforços no programa ftool, somadas as parcelas permanentes e acidentais, o momento na direção x corresponde a 4,95 kN.m e para direção y não são significativos. Dessa maneira para direção x , a combinação última corresponde,

$$M_{x,d} = 1,4 * 1,25 * (4,95) = 8,66 \text{ kN.m}$$

Momento mínimo

Verifica-se se os momentos mínimos orientados pelo item 11.3.3.4.3 da NBR 6118 são superiores aos atuantes no pilar P2. Conforme o item,

$$M_{1d,min} = N_d * (0,015 + 0,03 * h)$$

Para direção x ,

$$M_{1dx,min} = 324 * (0,015 + 0,03 * 0,14) = 6,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{1dx,min} \leq M_{xd} \quad \therefore M_{xd} = 8,66 \text{ kN.m}$$

Para direção y ,

$$M_{1dy,mín} = 324 * (0,015 + 0,03 * 0,26) = 7,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{1dy,mín} \geq M_{yd} \quad \therefore \quad M_{yd} = 7,38 \text{ kN.m}$$

Esbeltez

De acordo com notas de aula de Padaratz e Pinto (2013), o índice de esbeltez pode ser obtido da seguinte maneira,

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

Onde para a direção x,

$$i_x = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{26*14^3/12}{26*14}} = 4,04 \text{ cm, raio de giração em x;}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ex}}{i_x} = \frac{282}{4,04} = 69,78$$

Onde para a direção y,

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{14*26^3/12}{26*14}} = 7,51 \text{ cm, raio de giração em y;}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ey}}{i_y} = \frac{269}{7,51} = 35,84$$

Efeitos locais de segunda ordem

Conforme o item 15.8.2 da NBR 6118 o valor-limite de esbeltez pode ser obtido através da expressão a seguir,

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * e_1/h}{\alpha_b}$$

Assim, para a direção x ,

$$e_{1x} = \frac{M_{1xd}}{N_{Sd}} = \frac{8,66}{324} = 0,0267 \text{ m, excentricidade inicial;}$$

$h_x = 14 \text{ cm}$, altura na direção considerada;

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 * \frac{8,66}{-8,66} = 0,20 \geq 0,40 \quad \therefore \alpha_b = 0,40, \text{ NBR 6118 – 15.8.2 a);}$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 * 2,67/14}{0,40} = 68,46$$

Para a direção y ,

$$e_{1y} = \frac{M_{1yd}}{N_{Sd}} = \frac{7,38}{324} = 0,0228 \text{ m, excentricidade inicial;}$$

$h_y = 26 \text{ cm}$, altura na direção considerada;

$\alpha_b = 1$, NBR 6118 – 15.8.2 d);

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 * 2,28/26}{1} = 26,10$$

$$\lambda_{1y} < 35 \quad \therefore \lambda_{1y} = 35$$

Percebe-se que para ambas direções o índice de esbelteza supera o valor-limite e portanto deve ser procedido o cálculo do momento de segunda ordem. Conforme a NBR 6118 no item 15.8.3.3.2 o momento total, que considera os efeitos de primeira e segunda ordem pode ser determinado pela expressão,

$$M_{d,tot} = \alpha_b * M_{1d,A} + N_d * \frac{l_e^2}{10} * \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

Dessa forma para a direção x ,

$\alpha_b = 0,40$, item 15.8.2 da NBR 6118;

$M_{1d,A} = 8,66 \text{ kN.m}$, momento de primeira ordem;

$N_d = 324 \text{ kN}$, força axial de cálculo;

$l_e = 282 \text{ cm}$; comprimento equivalente;

$h = h_x = 14 \text{ cm}$, altura na direção considerada;

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{324}{(0,14 * 0,26) * 30000 / 1,4} = 0,42; \text{ força normal adimensional};$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h * (v + 0,5)} = \frac{0,005}{0,14 * (1)} = 0,0357; \text{ pois } (v + 0,5) \geq 1;$$

Assim,

$$M_{dx,tot} = 0,40 * 8,66 + 324 * \frac{2,82^2}{10} * 0,0357 = 12,66 \text{ kN.m}$$

Dessa forma para a direção y ,

$\alpha_b = 1$, item 15.8.2 da NBR 6118;

$M_{1d,A} = 7,38 \text{ kN.m}$, momento de primeira ordem;

$N_d = 324 \text{ kN}$, força axial de cálculo;

$l_e = 269 \text{ cm}$; comprimento equivalente;

$h = h_y = 26 \text{ cm}$, altura na direção considerada;

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{324}{(0,14 * 0,26) * 30000 / 1,4} = 0,42; \text{ força normal adimensional};$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h * (v + 0,5)} = \frac{0,005}{0,26 * (1)} = 0,0192; \text{ pois } (v + 0,5) \geq 1;$$

Assim,

$$M_{dy,tot} = 1 * 7,38 + 324 * \frac{2,69^2}{10} * 0,0192 = 11,88 \text{ kN.m}$$

Os momentos totais encontrados, devem ser aplicados na região central do pilar, e assim avaliar as demais regiões de pilares a fim de dimensionar o pilar para a condição mais crítica.

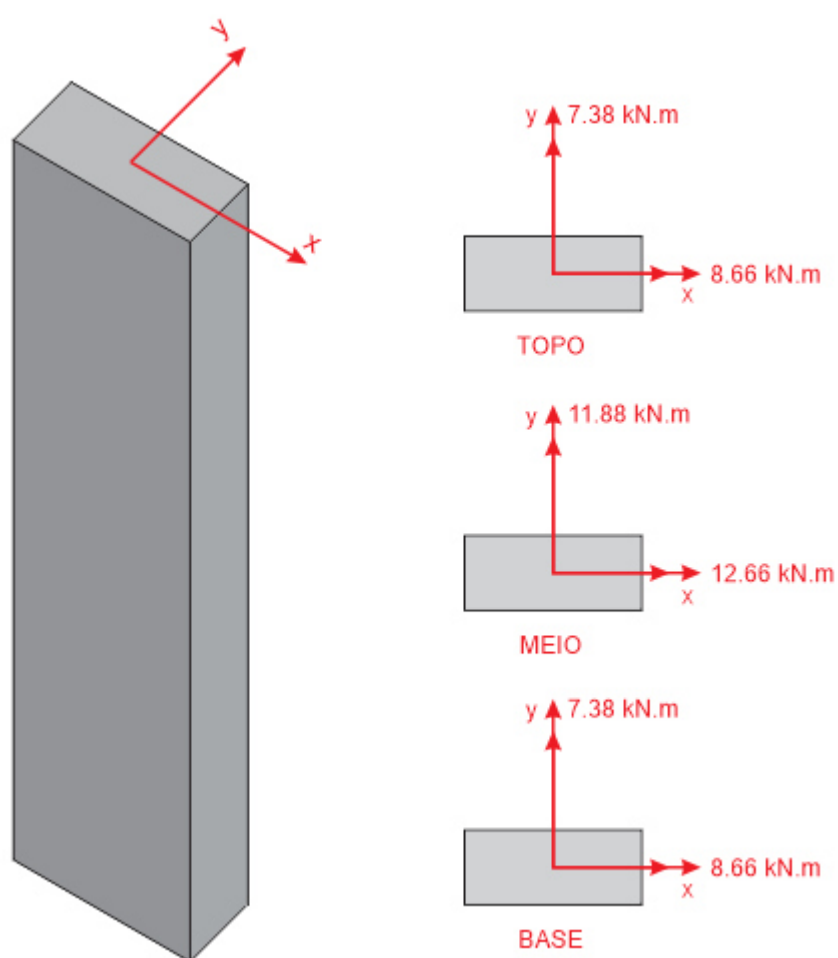
Armadura longitudinal

Conforme notas de aulas de Padaratz e Pinto (2013), os pilares de bordo serão calculados partindo da hipótese que estão sujeitos a flexão composta reta. Por esse motivo, deve-se selecionar os momentos máximos para cada direção e encontrar o valor de armadura

correspondente. Dentre os valores de armadura, aquele que possuir maior valor representará a armadura necessária para o pilar.

A Figura 39 ilustra as regiões de estudo e apresenta os valores de momentos encontrados.

Figura 39 - Momentos de cálculo no pilar P2



Fonte: Do autor

Percebe-se que para a seção no meio do pilar, ocorrem os maiores valores tanto para direção x como y e portanto serão avaliados seus valores de armadura. Utilizar-se-ão os mesmo conjunto ábacos do exemplo anterior.

Conforme apresentado, as relações d'/h para as direções utilizadas devem se aproximar dos valores indicados no ábaco.

Dessa maneira, tem-se para a direção x ,

$$d'_x = 2,5 + 0,63 = 3,13, \text{ considerando cobrimento de } 2,5 \text{ cm e estribos de } \phi 6,3 \text{ mm};$$

$$h_x = 14 \text{ cm, altura na direção considerada};$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{3,13}{14} = 0,224$$

Para a direção y ,

$$d'_y = d'_x;$$

$$h_y = 26 \text{ cm, altura na direção considerada.}$$

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{3,13}{26} = 0,120$$

Considerando a utilização de aço CA-50, e os valores encontrados, o ábaco escolhido será o “A-56” que dispõe de 4 barras na seção.

Os dados de entrada são, para flexão composta reta em x ,

$$\nu = 0,42;$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c * f_{cd} * h_x} = \frac{12,66}{0,14 * 0,26 * 30 * \frac{10^3}{1,4} * 0,14} = 0,12;$$

Os dados de entrada são, para flexão composta reta em y ,

$$\nu = 0,42;$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c * f_{cd} * h_y} = \frac{11,89}{0,14 * 0,26 * 30 * \frac{10^3}{1,4} * 0,26} = 0,06;$$

O ábaco fornece valores de ω que torna possível o cálculo da quantidade de armadura através da seguinte expressão,

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

O ábaco utilizado fornece valor de ω para $\nu = 0,4$ e $\nu = 0,5$, sendo necessária interpolação entre os valores para aproximação de $\nu = 0,42$. A Tabela 23 e a Tabela 24 apresentam os valores encontrados.

Tabela 26 - Valores ábaco direção x

Direção x		μ_x	0,20
ν	0,4	0,6	0,42
ω	0,1	0,21	0,111

Fonte: Do autor

Tabela 27 - Valores ábaco direção y

Direção y		u_y	0,06
ν	0,4	0,6	0,42
ω	0,05	0,11	0,056

Fonte: Do autor

Com esse valores de ω estima-se a quantidade de armadura, para direção x,

$$A_{s,x} = \frac{(0,110 * 0,14 * 0,26 * (30 * 10^3)/1,4)}{\frac{500 * 10^3}{1,15}} = 1,99 * 10^{-4} m^2$$

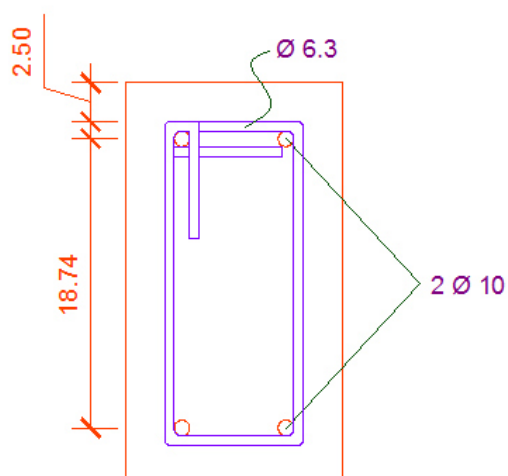
Para direção y,

$$A_{s,y} = \frac{(0,056 * 0,14 * 0,26 * (30 * 10^3)/1,4)}{(500 * 10^3)/1,15} = 1,00 * 10^{-4} m^2$$

Detalhamento preliminar

Com os valores de armadura, determina-se que a quantidade de armadura necessária é de $1,99 cm^2$. Para que esse valor seja atendido utiliza-se barras de $\phi 10 mm$, que correspondem a $3,14 cm^2$. A figura a seguir ilustra.

Figura 40 - Seção transversal pilar P2



Fonte: Do autor

Armaduras máximas e mínimas

As barras utilizadas respeitam o valor mínimo de 10 *mm* e o máximo que corresponde a $\frac{1}{8} * 140 = 17,5$ *mm* conforme o item 18.4.2.1 da NBR 6118.

Quanto a taxa de armadura tem-se que a seção apresenta,

$$\rho = \frac{3,14}{14 * 26} = 0,0086 \therefore 0,86\%$$

Sendo o limite normativo, 8% da seção transversal e prevendo a utilização de traspasse o valor máximo seria de 4%. Percebe-se que a seção possui valores abaixo dos máximos.

Quanto a armadura mínima tem-se,

$$A_{s,min} = 0,15 * \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

Portanto,

$$A_{s,min} = 0,15 * \frac{324}{500000/1,15} = 1,12 * 10^{-4} m^2$$

Verificando,

$$A_{s,min} \geq 0,004 * 0,14 * 0,26 = 1,46 * 10^{-4}$$

Dessa maneira percebe-se que valor adotado supera o mínimo estabelecido no item 17.3.5.3.2 da NBR 6118.

Espaçamento entre as barras longitudinais

O espaçamento entre as barras longitudinais, conforme o item 18.4.2.2 da NBR 6118, deve-se garantir que cada vértice do pilar possua uma barra que os espaçamentos sejam superiores aos seguintes valores,

$$s \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ 1,6 \text{ cm} \\ 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm} \end{cases}$$

Conforme visualizado na Figura 35 esses valores são respeitados.

Armadura transversal

Conforme o item normativo 18.4.3 da NBR 6118, os espaçamentos da armadura transversal devem ser superiores ao menor dos seguintes valores,

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 14 \text{ cm} \\ 12 * \phi = 19,2 \text{ cm} \end{cases}$$

Dessa maneira deve-se espaçar igualmente os estribos a cada 14 *cm*. Conforme visto, foi prevista a utilização de estribos de 6,3 *mm*, que respeita a dimensão mínima para armaduras transversais conforme o item normativo.

Comprimento dos estribos

Considerando o pilar P2, de seção 14 x 26, e que o cobrimento necessário seja de 2,5 *cm* e ainda que os estribos utilizados sejam de 6,3 *mm* o comprimento total dos estribos, segundo Carvalho e Figueiredo (2010), pode ser calculado da seguinte forma,

Comprimento reto,

$$l_{reto} = l_{livre} - 8 * (2,5 * \phi_t)$$

$$l_{reto} = 2 * (26 - 2 * 2,5) + 2 * (14 - 2 * 2,5) - 8 * (2,5 * 0,63) = 47,4 \text{ cm}$$

Comprimento em curva,

$$l_{curva} = \frac{\pi * D}{4} = \frac{\pi * (3 * \phi_t + \phi_t)}{4} = \frac{\pi * (3 * 0,63 + 0,63)}{4} \cong 2 \text{ cm}$$

Comprimento de gancho reto,

$$l_{g,reto} = 7 \text{ cm}, \text{ de acordo com o item 9.4.6.1 da NBR 6118;}$$

Dessa maneira o comprimento total dos estribos será,

$$l_{estr} = l_{reto} + 3 * l_{curva} + 2 * l_g = 47,4 + 3 * 2 + 2 * (7 + 2) \cong 72 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem para emendas por transpasse

O procedimento para estimativa dos comprimentos de ancoragem para emendas por transpasse é similar ao procedido nas vigas e portanto será apresentado resumidamente.

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

Assim,

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,448 = 3,26 \text{ Mpa};$$

Estimativa do comprimento de ancoragem básico,

$$l_b = \frac{\phi_{adot}}{4} * f_{yd} * f_{bd};$$

Dessa maneira,

$$l_b = \frac{0,010}{4} * \frac{500/1,15}{3,26} = 0,333 \text{ m};$$

Conforme o item 9.4.2.5 da NBR 6118, o comprimento de ancoragem necessário pode ser obtido através da seguinte equação:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Assim,

$$l_{b,nec} = 0,333 * \frac{1,99}{3,14} = 0,211 \text{ m}$$

Verificando o $l_{b,min}$,

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 * 0,333 = 0,10 \text{ m} \\ 10 \cdot \phi = 10 * 0,016 = 0,16 \text{ m} \\ 10 \text{ cm} = 0,10 \text{ m} \end{cases}$$

Conforme calculado os valores de $l_{b,nec}$ superam os valores de $l_{b,min}$.

Portanto, as emendas por traspasse serão de 21 cm de comprimento.

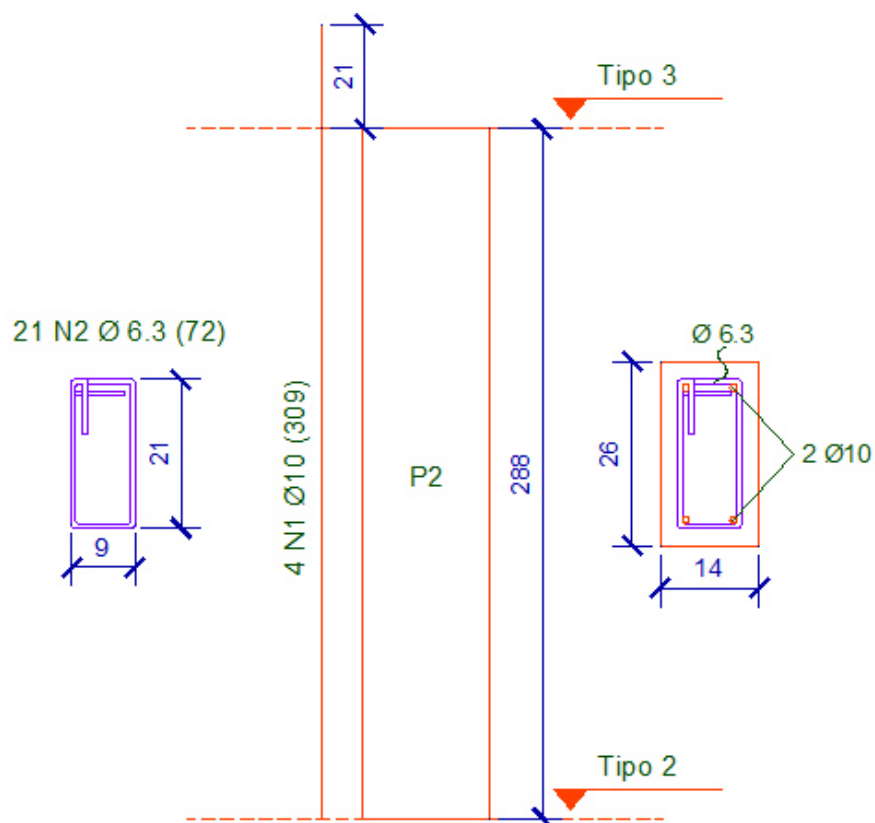
Desenhos e detalhes finais

Tabela 28 - Relação de barras

Nº - Função	ϕ (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário	Total
1 – Flexão	10	4	309	1236
2 – Estribos	6,3	21	72	1512

Fonte: Do autor

Figura 41 - Detalhes pilar P2



Fonte: Do autor

4.6 Exemplo 3 – Pilar de Canto

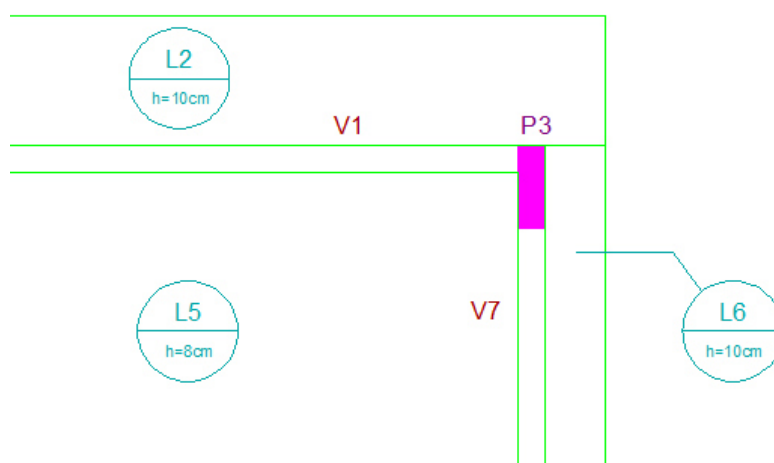
O exemplo a seguir, tem como alvo principal apresentar uma iteração da rotina de cálculos necessários para os pilares caracterizados como de canto. Grande parte dos cálculos procedidos

são similares aos já apresentados no exemplo anterior e portanto serão apresentados de forma mais direta.

Conforme Padaratz e Pinto (2013), no cálculo dos pilares de canto deve-se considerar o efeito dos momentos de solidariedade.

Utiliza-se o pilar “P3”, localizado como ilustrado na Figura 42, sendo que alternativamente pode ser verificada com maiores detalhes no Apêndice A.

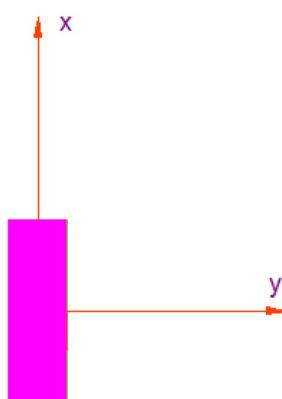
Figura 42 - Posição do pilar P3



Fonte: Do autor

Os cálculos desenvolvidos nesse exemplo utilizarão a convenção de eixos cartesianos apresentados na Figura 43.

Figura 43 – Convenção de eixos cartesianos pilar P3



Fonte: Do autor

Dimensões mínimas

De acordo com a NBR 6118 no item 13.2.3, considerou-se que as dimensões iniciais para o pilar em estudo será de $14\text{ cm} \times 26\text{ cm}$. Por apresentar a menor dimensão com 14 cm , é necessário majorar os esforços solicitantes finais em $1,25 (\gamma_n)$ conforme a Tabela 13.1 referente ao mesmo item normativo.

Comprimento equivalente

Conforme o item 15.6 da NBR 6118, o comprimento equivalente pode ser determinado da seguinte forma,

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

Onde para a direção x,

$l_{0,x} = 243\text{ cm}$, Distância entre faces internas, sendo a viga V1 com 45 cm de altura;

$hx = 14\text{ cm}$, altura correspondente ao plano de ação;

$l = 288\text{ cm}$, distância entre eixos – estimado através dos desenhos arquitetônicos;

$$l_{e,x} \leq \begin{cases} 243 + 14 = 257 \\ 288 \end{cases} \therefore l_{e,x} = 257\text{ cm}$$

Onde para a direção y,

$l_{0,y} = 263 \text{ cm}$, Distância entre faces internas, sendo a viga V7 com 25 cm de altura;

$h_y = 26 \text{ cm}$, altura correspondente ao plano de ação;

$l = 288 \text{ cm}$, distância entre eixos – estimado através dos desenhos arquitetônicos;

$$l_{e,y} \leq \begin{cases} 263 + 26 = 289 \\ 288 \end{cases} \therefore l_{e,y} = 288 \text{ cm}$$

Esforços e combinações

O pilar P3 apresenta carregamento normal (N) de 68,39 kN para os carregamentos permanentes e 15,51 kN para os carregamentos acidentais.

Na combinação última, levando em conta o coeficiente de majoração (γ_n) tem-se que,

$$N_{sd} = 1,25 * 1,4 * (68,39 + 15,51) = 146,83 \text{ kN}$$

Conforme análise dos esforços no programa ftool, somadas as parcelas permanentes e acidentais, o momento na direção x corresponde a 8,90 kN.m e para direção y a 3,63. Dessa maneira a combinação última corresponde,

$$M_{x,d} = 1,4 * 1,25 * (8,90) = 15,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,d} = 1,4 * 1,25 * (3,63) = 6,35 \text{ kN.m}$$

Momento mínimo

Verifica-se se os momentos mínimos orientados pelo item 11.3.3.4.3 da NBR 6118 são superiores aos atuantes no pilar P3. Conforme o item,

$$M_{1d,min} = N_d * (0,015 + 0,03 * h)$$

Para direção x ,

$$M_{1dx,min} = 146,83 * (0,015 + 0,03 * 0,14) = 2,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{1dx,min} \leq M_{xd} \therefore M_{xd} = 15,58 \text{ kN.m}$$

Para direção y,

$$M_{1dy,mín} = 146,83 * (0,015 + 0,03 * 0,26) = 3,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{1dy,mín} \leq M_{yd} \quad \therefore \quad M_{yd} = 6,35 \text{ kN.m}$$

Esbeltez

De acordo com notas de aula de Padaratz e Pinto (2013), o índice de esbeltez pode ser obtido da seguinte maneira,

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

Onde para a direção x,

$$i_x = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{26*14^3/12}{26*14}} = 4,04 \text{ cm, raio de giração em x;}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ex}}{i_x} = \frac{257}{4,04} = 63,61$$

Onde para a direção y,

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{14*26^3/12}{26*14}} = 7,51 \text{ cm, raio de giração em y;}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ey}}{i_y} = \frac{288}{7,51} = 38,35$$

Efeitos locais de segunda ordem

Conforme o item 15.8.2 da NBR 6118 o valor-limite de esbeltez pode ser obtido através da expressão a seguir,

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * e_1/h}{\alpha_b}$$

Assim, para a direção x ,

$$e_{1x} = \frac{M_{1xd}}{N_{Sd}} = \frac{15,58}{146,83} = 0,106 \text{ m, excentricidade inicial;}$$

$h_x = 14 \text{ cm}$, altura na direção considerada;

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 * \frac{15,58}{-15,58} = 0,20 \geq 0,40 \quad \therefore \quad \alpha_b = 0,40, \text{ NBR 6118 – 15.8.2 a);}$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 * 10,6/14}{0,40} = 86,16$$

Para a direção y ,

$$e_{1y} = \frac{M_{1yd}}{N_{Sd}} = \frac{6,35}{146,83} = 0,0433 \text{ m, excentricidade inicial;}$$

$h_y = 26 \text{ cm}$, altura na direção considerada;

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 * \frac{15,58}{-15,58} = 0,20 \geq 0,40 \quad \therefore \quad \alpha_b = 0,40, \text{ NBR 6118 – 15.8.2 a);}$$

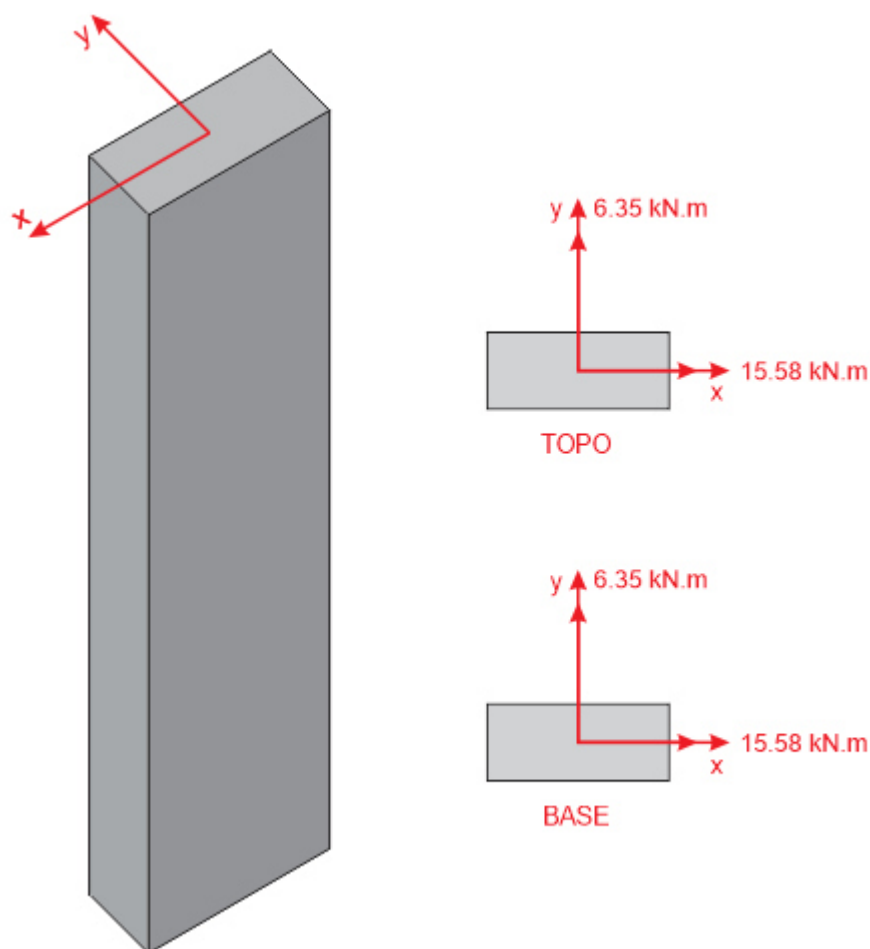
$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 * 4,33/26}{0,40} = 67,70$$

Nota-se que os valores de índice de esbeltez para ambas direções são inferiores aos seus respectivos limites. Por esse motivo, de acordo com o item 15.8.2 da NBR 6118, pode-se dispensar a consideração dos efeitos locais de segunda ordem.

Armadura longitudinal

Conforme notas de aulas de Padaratz e Pinto (2013), os pilares de canto serão calculados partindo da hipótese que estão sujeitos a flexão composta oblíqua. Deve-se dimensionar o pilar para a seção mais solicitada. A Figura 44 ilustra as regiões de estudo e apresenta os valores de momentos encontrados.

Figura 44 - Momentos de cálculo no pilar P3



Fonte: Do autor

Observando a figura, percebe-se que há apenas uma situação para avaliação. Na utilização dos ábacos sua escolha é feita conforme as relações d'/h para as direções de estudo.

Dessa maneira, tem-se para a direção x ,

$d'_x = 2,5 + 0,63 = 3,13$, considerando cobrimento de 2,5 cm e estribos de ϕ 6,3 mm;
 $h_x = 14$ cm, altura na direção considerada;

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{3,13}{14} = 0,224$$

Para a direção y ,

$$d'_y = d'_x;$$

$h_y = 26 \text{ cm}$, altura na direção considerada;

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{3,13}{26} = 0,120$$

Considerando a utilização de aço CA-50, e os valores encontrados, o ábaco escolhido será o “A-55” que dispõe de 6 barras na seção.

Os dados de entrada são, para flexão composta reta em x ,

$$\nu = 0,19;$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c * f_{cd} * h_x} = \frac{15,58}{0,14 * 0,26 * 30 * \frac{10^3}{1,4} * 0,14} = 0,14;$$

Os dados de entrada são, para flexão composta reta em y ,

$$\nu = 0,19;$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c * f_{cd} * h_y} = \frac{6,35}{0,14 * 0,26 * 30 * \frac{10^3}{1,4} * 0,26} = 0,03;$$

O ábaco fornece valores de ω que torna possível o cálculo da quantidade de armadura através da seguinte expressão,

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

O ábaco utilizado fornece valor de ω para $\nu = 0,0$ e $\nu = 0,2$, sendo necessária interpolação entre os valores para aproximação de $\nu = 0,19$. A Tabela 29 apresenta os valores encontrados para ω .

Tabela 29 - Valores de ω

ν	0	0,2
μ_x	0,14	
μ_y	0,03	
ω	0,48	0,3

Fonte: Do autor

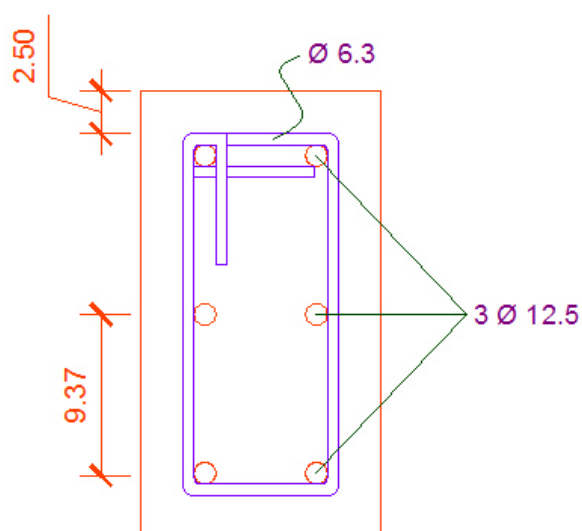
Interpolando esses valores para $\nu = 0,19$, obtém-se que $\omega = 0,309$. Com esse valor estima-se a quantidade de armadura,

$$A_s = \frac{(0,309 * 0,14 * 0,26 * (30 * 10^3) / 1,4)}{\frac{500 * 10^3}{1,15}} = 5,54 * 10^{-4} m^2$$

Detalhamento preliminar

Para que o valor de armadura seja atendido utiliza-se seis barras de $\phi 12,5 mm$, que correspondem a $7,36 cm^2$. A figura a seguir ilustra.

Figura 45 - Seção transversal pilar P3



Fonte: Do autor

Armaduras máximas e mínimas

As barras utilizadas respeitam o valor mínimo de 10 *mm* e o máximo que corresponde a $\frac{1}{8} * 140 = 17,5$ *mm* conforme o item 18.4.2.1 da NBR 6118.

Quanto a taxa de armadura tem-se que a seção apresenta,

$$\rho = \frac{7,36}{14 * 26} = 0,020 \therefore 2 \%$$

Sendo o limite normativo, 8% da seção transversal e prevendo a utilização de traspasse o valor máximo seria de 4%. Percebe-se que a seção possui valores abaixo dos máximos.

Quanto a armadura mínima tem-se,

$$A_{s,mín} = 0,15 * \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

Portanto,

$$A_{s,mín} = 0,15 * \frac{146,83}{500000/1,15} = 0,51 * 10^{-4} m^2$$

Verificando,

$$A_{s,mín} \geq 0,004 * 0,14 * 0,26 = 1,46 * 10^{-4}$$

Dessa maneira percebe-se que valor adotado supera o mínimo estabelecido no item 17.3.5.3.2 da NBR 6118.

Espaçamento entre as barras longitudinais

O espaçamento entre as barras longitudinais, conforme o item 18.4.2.2 da NBR 6118, deve-se garantir que cada vértice do pilar possua uma barra que os espaçamentos sejam superiores aos seguintes valores,

$$s \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ 1,6 \text{ cm} \\ 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm} \end{cases}$$

Conforme visualizado na Figura 45 esses valores são respeitados.

Armadura transversal

Conforme o item normativo 18.4.3 da NBR 6118, os espaçamentos da armadura transversal devem ser superiores ao menor dos seguintes valores,

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 14 \text{ cm} \\ 12 * \phi = 19,2 \text{ cm} \end{cases}$$

Dessa maneira deve-se espaçar igualmente os estribos a cada 14 *cm*. Conforme visto, foi prevista a utilização de estribos de 6,3 *mm*, que respeita a dimensão mínima para armaduras transversais conforme o item normativo.

Comprimento dos estribos

Avaliando o pilar P3 de seção 14 x 26, sendo o cobrimento necessário de 2,5 *cm* e que os estribos utilizados sejam de 6,3 *mm* o comprimento total dos estribos, segundo Carvalho e Figueiredo (2010), pode ser calculado da seguinte forma,

Comprimento reto,

$$l_{reto} = l_{livre} - 8 * (2,5 * \phi_t)$$

$$l_{reto} = 2 * (26 - 2 * 2,5) + 2 * (14 - 2 * 2,5) - 8 * (2,5 * 0,63) = 47,4 \text{ cm}$$

Comprimento em curva,

$$l_{curva} = \frac{\pi * D}{4} = \frac{\pi * (3 * \phi_t + \phi_t)}{4} = \frac{\pi * (3 * 0,63 + 0,63)}{4} \cong 2 \text{ cm}$$

Comprimento de gancho reto,

$l_{g,reto} = 7 \text{ cm}$, de acordo com o item 9.4.6.1 da NBR 6118;

Dessa maneira o comprimento total dos estribos será,

$$l_{estr} = l_{reto} + 3 * l_{curva} + 2 * l_g = 47,4 + 3 * 2 + 2 * (7 + 2) \cong 72 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem para emendas por transpasse

O procedimento para estimativa dos comprimentos de ancoragem para emendas por transpasse é similar ao procedido nas vigas e portanto será apresentado resumidamente.

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

Assim,

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,448 = 3,26 \text{ Mpa};$$

Estimativa do comprimento de ancoragem básico,

$$l_b = \frac{\phi_{adot}}{4} * f_{yd} * f_{bd};$$

Dessa maneira,

$$l_b = \frac{0,0125}{4} * \frac{500/1,15}{3,26} = 0,417 \text{ m};$$

Conforme o item 9.4.2.5 da NBR 6118, o comprimento de ancoragem necessário pode ser obtido através da seguinte equação:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Assim,

$$l_{b,nec} = 0,417 * \frac{5,54}{7,36} = 0,314 \text{ m}$$

Verificando o $l_{b,min}$,

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot lb = 0,3 * 0,417 = 0,13 \text{ m} \\ 10 \cdot \phi = 10 * 0,016 = 0,16 \text{ m} \\ 10 \text{ cm} = 0,10 \text{ m} \end{cases}$$

Conforme calculado os valores de $l_{b,nec}$ superam os valores de $l_{b,min}$.

Portanto, serão utilizadas emendas por traspasse de 32 cm de comprimento.

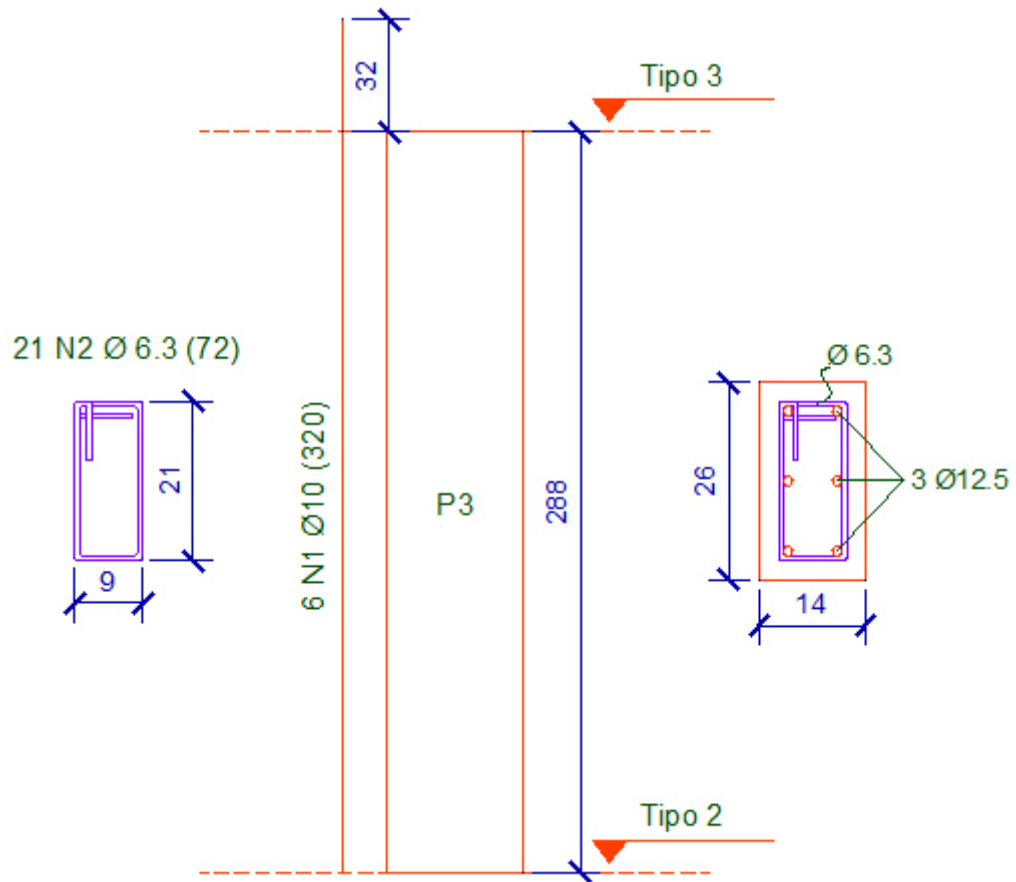
Desenhos e detalhes finais

Tabela 30 - Relação de barras

Nº - Função	ϕ (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário	Total
1 - Flexão	12,5	6	320	1920
2 - Estribos	6,3	21	72	1512

Fonte: Do autor

Figura 46 - Detalhes pilar P3



Fonte: Do autor

4.7 Carregamentos aplicados

Os carregamentos aplicados em cada um dos elementos necessários para o pavimento em análise são apresentados a seguir.

Para lajes do pavimento Tipo 03,

Tabela 31 - Carregamentos nas lajes do pavimento Tipo 03

Dados				Por Área (kN/m ²)									Linear (kN/m)								
				Permanente						Acidental		Total	Permanente					Acidental		Total	
Laje	lx(cm)	ly(cm)	h(cm)	P.P.	Reg.	Rev.	Par.	Ad.1	Ad.2	Total	Ad.1		Ad.2	Reg.	Par.	Ad.1	Ad.2	Total	Ad.1		Ad.2
L1	81,50	280,00	10,00	2,50	0,63	0,56	2,35	0,00	0,00	6,04	2,00	0,00	2,00	130,00	2,49	0,00	0,00	2,49	1,18	2,00	3,18
L2	56,50	480,00	10,00	2,50	0,63	0,56	3,95	0,00	0,00	7,64	1,50	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L3	303,00	373,00	8,00	2,00	0,63	0,56	0,00	0,00	0,00	3,19	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L4	128,00	303,00	8,00	2,00	0,63	0,56	1,73	0,00	0,00	4,92	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L5	303,00	303,00	8,00	2,00	0,63	0,56	0,00	0,00	0,00	3,19	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L6	21,50	315,00	10,00	2,50	0,63	0,56	0,00	0,00	0,00	3,69	1,50	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L7	121,50	380,00	12,00	3,00	0,63	0,56	2,32	2,08	0,00	8,59	2,00	0,00	2,00	180,00	2,54	0,00	0,00	2,54	0,79	2,00	2,79
L8	368,00	488,00	8,00	2,00	0,63	0,56	0,93	0,00	0,00	4,12	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L9	353,00	488,00	9,00	2,25	0,63	0,56	2,41	0,00	0,00	5,85	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L10	253,00	353,00	8,00	2,00	0,63	0,56	2,16	0,00	0,00	5,35	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Legenda	
L	Laje
lx	Menor vão
ly	Maior Vão
h	Espessura
P.P.	Peso Próprio
Reg.	Camada Regularização
Rev.	Revestimento
Par.	Parede
Ad.	Adicional

Fonte: Do autor

Para lajes do pavimento Cobertura,

Tabela 32 - Carregamentos nas lajes do pavimento Cobertura

Dados				Por Área (kN/m ²)									Linear (kN/m)								
				Permanente						Acidental			Total	Permanente					Acidental		Total
Laje	lx(cm)	ly(cm)	h(cm)	P.P.	Reg.	Rev.	Par.	Ad.1	Ad.2	Total	Ad.1	Ad.2		Reg.	Par.	Ad.1	Ad.2	Total	Ad.1	Ad.2	
L1	81,50	280,00	10,00	2,50	0,63	0,56	0,00	1,00	0,00	4,69	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L2	56,50	480,00	10,00	2,50	0,63	0,56	0,00	0,00	0,00	3,69	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L3	303,00	373,00	7,00	1,75	0,63	0,56	0,00	1,00	0,00	3,94	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L4	128,00	303,00	7,00	1,75	0,63	0,56	0,00	1,00	0,00	3,94	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L5	303,00	303,00	7,00	1,75	0,63	0,56	0,00	1,00	0,00	3,94	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L6	21,50	315,00	10,00	2,50	0,63	0,56	0,00	0,00	0,00	3,69	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L7	121,50	380,00	10,00	2,50	0,63	0,56	0,00	1,00	0,00	4,69	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L8	368,00	488,00	8,00	2,00	0,63	0,56	0,00	1,00	0,00	4,19	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L9	353,00	488,00	8,00	2,00	0,63	0,56	0,00	1,00	0,00	4,19	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L10	253,00	353,00	7,00	1,75	0,63	0,56	0,00	1,00	0,00	3,94	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
L11	253,00	498,00	7,00	1,75	0,63	0,56	1,49	1,00	0,00	5,43	2,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Legenda	
L	Laje
lx	Menor vão
ly	Maior Vão
h	Espessura
P.P.	Peso Próprio
Reg.	Camada Regularização
Rev.	Revestimento
Par.	Parede
Ad.	Adicional

Fonte: Do autor

Para as vigas do pavimento Cobertura,

Tabela 33 - Carregamentos nas vigas do pavimento Cobertura

Viga	Trecho		Carregamento	
	x1 (m)	x2 (m)	Permanente	Acidental
V1	0,00	1,12	4,31 kN/m	1,58 kN/m
V1	1,12	3,72	8,53 kN/m	3,21 kN/m
V1	3,72	4,94	3,28 kN/m	1,13 kN/m
V1	4,94	4,94	7,26 kN	3,52 kN
V1	4,94	5,25	3,28 kN/m	1,13 kN/m
V1	5,25	8,40	5,04 kN/m	2,26 kN/m
V2	0,00	1,20	6,58 kN/m	2,73 kN/m
V2	1,20	1,20	18,53 kN	8,28 kN
V2	1,20	3,73	9,27 kN/m	4,19 kN/m
V2	3,73	5,13	2,63 kN/m	1,36 kN/m
V2	5,13	8,40	7,75 kN/m	3,60 kN/m
V2	8,40	8,40	4,91 kN	2,29 kN
V2	8,40	8,65	4,74 kN/m	1,31 kN/m
V3	0,00	0,89	6,40 kN/m	0,00 kN/m
V3	0,89	1,19	16,08 kN/m	3,94 kN/m
V3	1,19	1,19	22,52 kN	10,60 kN
V3	1,19	4,96	16,08 kN/m	3,94 kN/m
V3	4,96	8,74	7,08 kN/m	2,19 kN/m
V4	0,00	3,15	3,42 kN/m	1,12 kN/m
V5	0,00	3,15	5,94 kN/m	2,40 kN/m
V6	0,00	3,15	5,09 kN/m	2,61 kN/m
V7	0,00	3,15	3,36 kN/m	1,66 kN/m
V8	0,00	3,72	9,29 kN/m	4,40 kN/m
V8	3,72	5,00	5,09 kN/m	1,97 kN/m
V9	0,00	5,00	14,91 kN/m	6,75 kN/m
V9	5,00	7,65	10,94 kN/m	2,03 kN/m
V9	7,65	12,65	14,91 kN/m	6,75 kN/m
V10	0,00	5,00	5,23 kN/m	1,92 kN/m
V10	5,00	7,65	2,63 kN/m	0,74 kN/m
V10	7,65	12,65	5,23 kN/m	1,92 kN/m
V11	0,00	2,65	8,41 kN/m	0,74 kN/m

Fonte: Do autor

Para as vigas do pavimento Tipo 03,

Tabela 34 - Carregamentos nas vigas do pavimento Tipo 03

Viga	Trecho		Carregamento	
	x1	x2	Permanente	Acidental
V1	0,00	1,12	9,07 kN/m	1,58 kN/m
V1	1,12	3,72	16,48 kN/m	6,39 kN/m
V1	3,72	4,94	10,98 kN/m	0,85 kN/m
V1	4,94	4,94	12,59 kN	3,10 kN
V1	4,94	5,25	10,98 kN/m	0,85 kN/m
V1	5,25	8,40	13,26 kN/m	2,23 kN/m
V2	0,00	1,20	10,47 kN/m	2,74 kN/m
V2	1,20	1,20	45,59 kN	12,56 kN
V2	1,20	3,73	12,05 kN/m	3,51 kN/m
V2	3,73	5,13	2,63 kN/m	0,77 kN/m
V2	5,13	8,40	13,89 kN/m	3,78 kN/m
V2	8,40	8,40	10,55 kN	1,93 kN
V2	8,40	8,65	5,04 kN/m	1,33 kN/m
V3	0,00	0,89	1,50 kN/m	0,00 kN/m
V3	0,89	1,19	8,13 kN/m	0,77 kN/m
V3	1,19	1,19	57,94 kN	17,81 kN
V3	1,19	4,96	8,13 kN/m	0,77 kN/m
V3	4,96	8,74	10,85 kN/m	3,33 kN/m
V4	0,00	3,15	7,29 kN/m	1,12 kN/m
V5	0,00	3,15	10,29 kN/m	2,40 kN/m
V6	0,00	3,15	10,15 kN/m	2,50 kN/m
V7	0,00	3,15	7,94 kN/m	1,45 kN/m
V8	0,00	3,72	24,04 kN/m	7,49 kN/m
V8	3,72	5,00	11,06 kN/m	1,97 kN/m
V9	0,00	2,55	23,49 kN/m	6,75 kN/m
V9	2,55	5,00	18,29 kN/m	6,75 kN/m
V9	5,00	7,65	3,49 kN/m	0,74 kN/m
V9	7,65	10,10	18,29 kN/m	6,75 kN/m
V9	10,10	12,65	23,49 kN/m	6,75 kN/m
V10	0,00	5,00	12,18 kN/m	1,93 kN/m
V10	5,00	7,65	8,48 kN/m	0,74 kN/m
V10	7,65	12,65	12,18 kN/m	1,93 kN/m
V11	0,00	2,65	5,80 kN/m	0,00 kN/m

Fonte: Do autor

Para os pilares do pavimento Tipo 03,

Tabela 35 - Carregamentos nos pilares do pavimento Tipo 03

Carregamento nos pilares do pavimento Tipo 03									
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
60,6	185,1	83,9	122,1	157,6	199,7	119,8	226,2	398,6	104,4

Fonte: Do autor

Com os valores de carregamentos, e com a metodologia de cálculo apresentada é possível obter os resultados para o dimensionamento e detalhamento dos elementos do pavimento de interesse. Esses resultados são apresentados ao final do capítulo a seguir.

5 DESENVOLVIMENTO DE ROTINAS DE CÁLCULO

Buscando tornar ágil o processo de iteração dos elementos estruturais em estudo, foram programadas rotinas que simulam grande parte dos cálculos manuais apresentados nesse trabalho.

A linguagem de programação utilizada para desenvolvimento das rotinas foi o *PHP* (*Hypertext Preprocessor*), uma linguagem voltada para desenvolvimento de aplicações *Web* com processamento no servidor de origem.

Foram desenvolvidas também interfaces gráficas que possibilitassem a inserção de dados e impressão de resultados de forma mais amigável. Para isso utilizou-se as tecnologias *HTML*, *CSS* e *JavaScript* com a associação da biblioteca *JQuery*. Com isso além de proporcionar uma interface mais agradável, a associação entre essas linguagens possibilitou a criação de um endereço eletrônico que permite o acesso de usuários através *Word Wide Web*. Os endereços de acesso são apresentados nos itens que demonstram como foi procedida a elaboração da rotina de cálculo dos elementos de lajes, vigas e pilares. Conhecendo o endereço, qualquer indivíduo que tenha acesso a internet poderá acessá-lo, e utilizá-lo como ferramenta.

Acompanhado ao desenvolvimento foram realizados testes de validação para que fossem confirmadas a aplicação correta dos cálculos. Contudo alerta-se que além de ser necessário um conhecimento básico sobre estruturas de concreto armado por parte do usuário, os resultados devem ser submetidos a uma nova avaliação. É importante ressaltar que é possível a ocorrência de *bugs*, e um estudo mais aprofundado seria necessário para que fosse garantido o funcionamento perfeito do sistema desenvolvido. Por esse motivo, o autor não se responsabiliza pelo uso por qualquer que seja a natureza de aplicação.

Com exceção das lajes os cálculos dos esforços não são contemplados nas rotinas, e por esse motivo serão necessários a prévia avaliação dos esforços, pois parte as rotinas são alimentadas com esses valores. Nesse trabalho utilizou-se o software *Ftool*, disponibilizado pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio) na obtenção dos esforços necessário para utilização das rotinas.

Nos itens a seguir são apresentados maiores detalhes sobre as aplicações desenvolvidas.

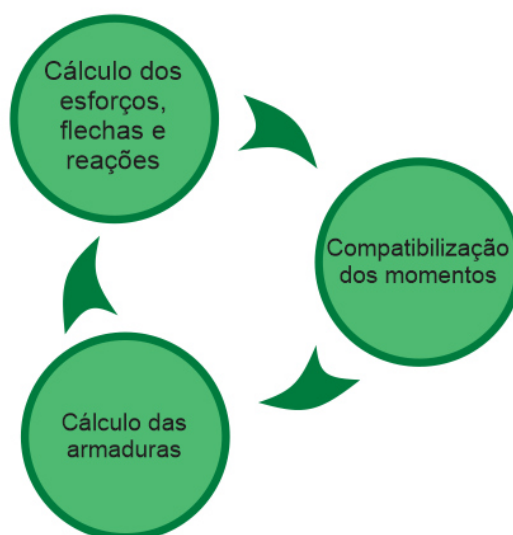
5.1 Rotinas de Cálculo de Lajes

No elaboração da rotina de cálculo de lajes, a rotina foi dividida em três partes, uma para calcular os esforços e reações das lajes em 1 e 2 direções, outra para calcular as armaduras

necessárias na direção desejada e outra para a compatibilização dos momentos. Com esse arranjo, quando aplicado em projeto inicialmente faz-se todos os cálculos dos esforços e reações das lajes do projeto, após faz-se a compatibilização dos momentos e por último a determinação das armaduras necessárias.

Antes de definida as áreas de armaduras necessárias não é possível avaliar a rigidez equivalente da peça. Por esse motivo na rotina de cálculo de armaduras tem como um dos resultados o valor da rigidez equivalente da peça. Contudo os valores de flecha são calculados na rotina que estima os esforços e as flechas, e que possui uma entrada de dados opcional, que possibilita a inserção desse valor para avaliação das flechas no estágio II; caso seja de interesse. Esse processo forma um ciclo de execução, que é ilustrado na Figura 47.

Figura 47 – Ciclo de execução de rotinas aplicadas às lajes

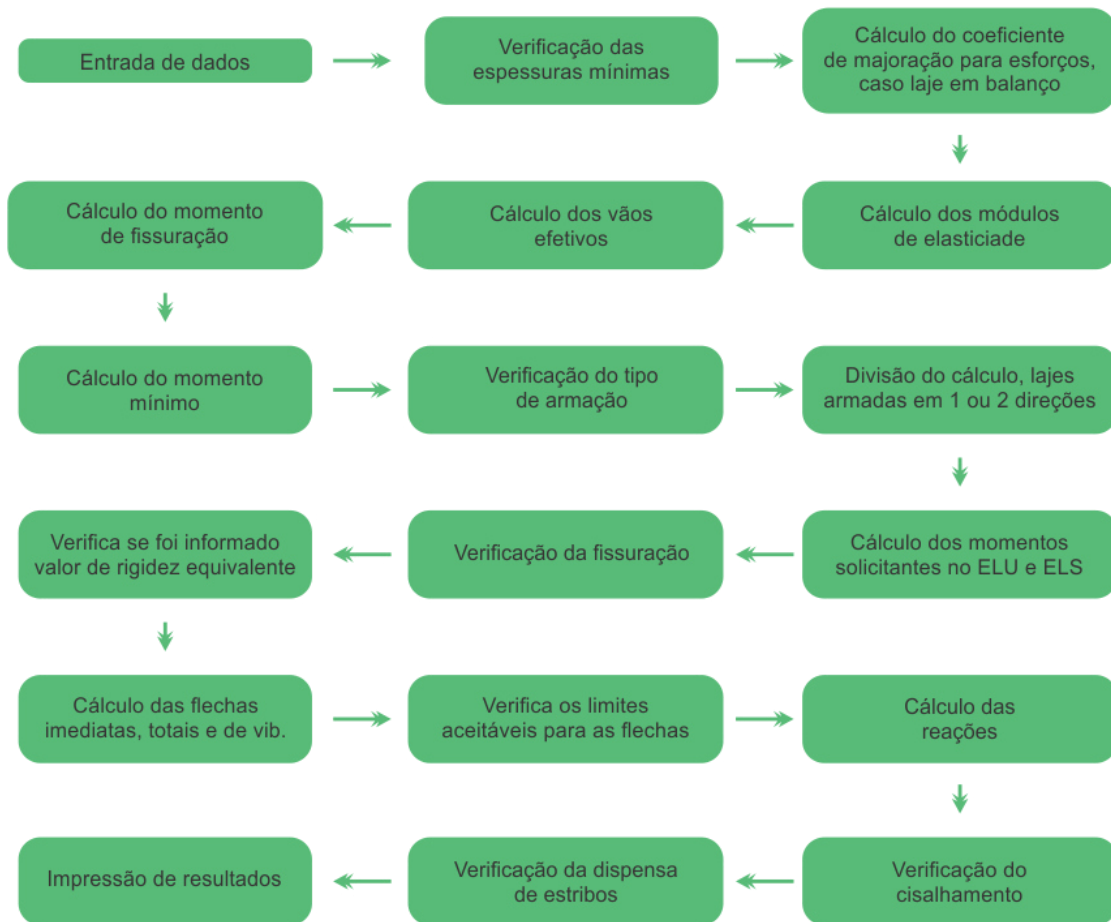


Fonte: Do autor

Os fluxogramas apresentados a seguir apresentam os passos seguidos pelas rotinas e completam o entendimento.

Assim para o cálculo dos esforços, flechas e reações,

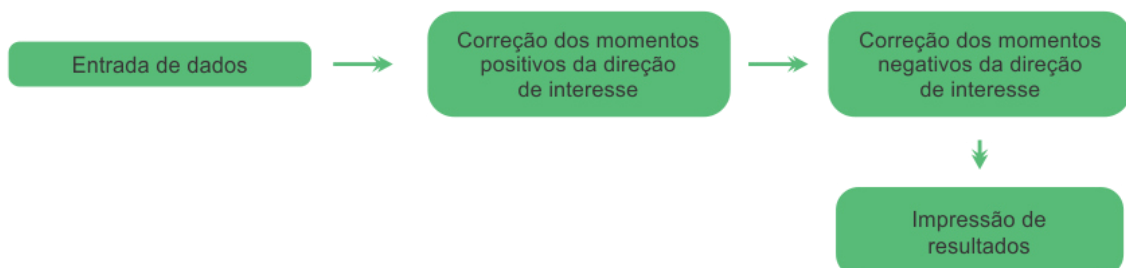
Figura 48 – Fluxograma 1, rotina de lajes



Fonte: Do autor

Para a compatibilização dos momentos solicitantes,

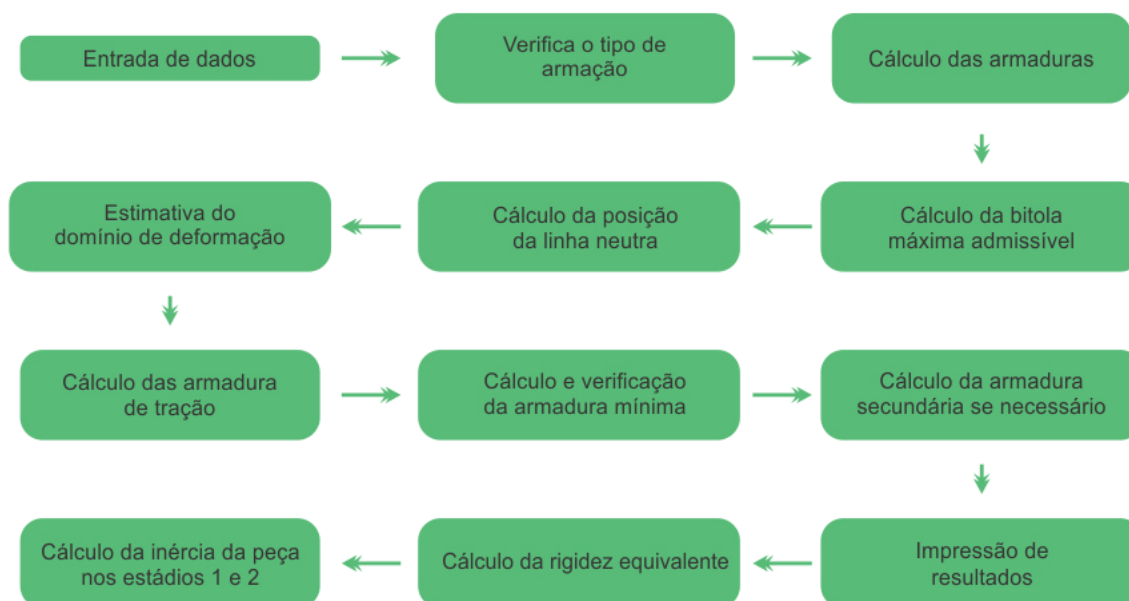
Figura 49 – Fluxograma 2, rotina de lajes



Fonte: Do autor

Para o cálculo das armaduras,

Figura 50 – Fluxograma 3, rotina de lajes



Fonte: Do autor

A interface gráfica subdivide-se em dois painéis, um a esquerda composto de campos de entrada de dados, e um a direita onde são expressos os resultados. A Figura 51 ilustra parte da interface gráfica.

Figura 51 - Interface das rotinas de cálculo para vigas

Entrada de Dados		Resultados	
Nome da Laje	L1	Dados Fundamentais	
lx	100	Nome da laje = L1	
ly	500	fck = 30.00 MPa	
Laje de Cobertura?	<input type="checkbox"/>	Espessura adotada = 10.00 cm	
Laje em Balanço?	<input checked="" type="checkbox"/>	Espessura mínima = 10.00 cm	
Laje de Piso?	<input type="checkbox"/>	Coef. Adicional Lajes em balanço = 1.45	
Laje para Veículo menor 3mil kg?	<input type="checkbox"/>	lx (menor vão) = 100.00 cm	
Laje para Veículo maior 3mil kg?	<input type="checkbox"/>	ly (maior vão) = 500.00 cm	
		Área de Seção = 1000.00 cm ²	

Fonte: Do autor

As rotinas podem ser acessada através dos endereços eletrônicos que seguem abaixo:

<http://www.esfinger.com/tcc/calculaLajes.php>;

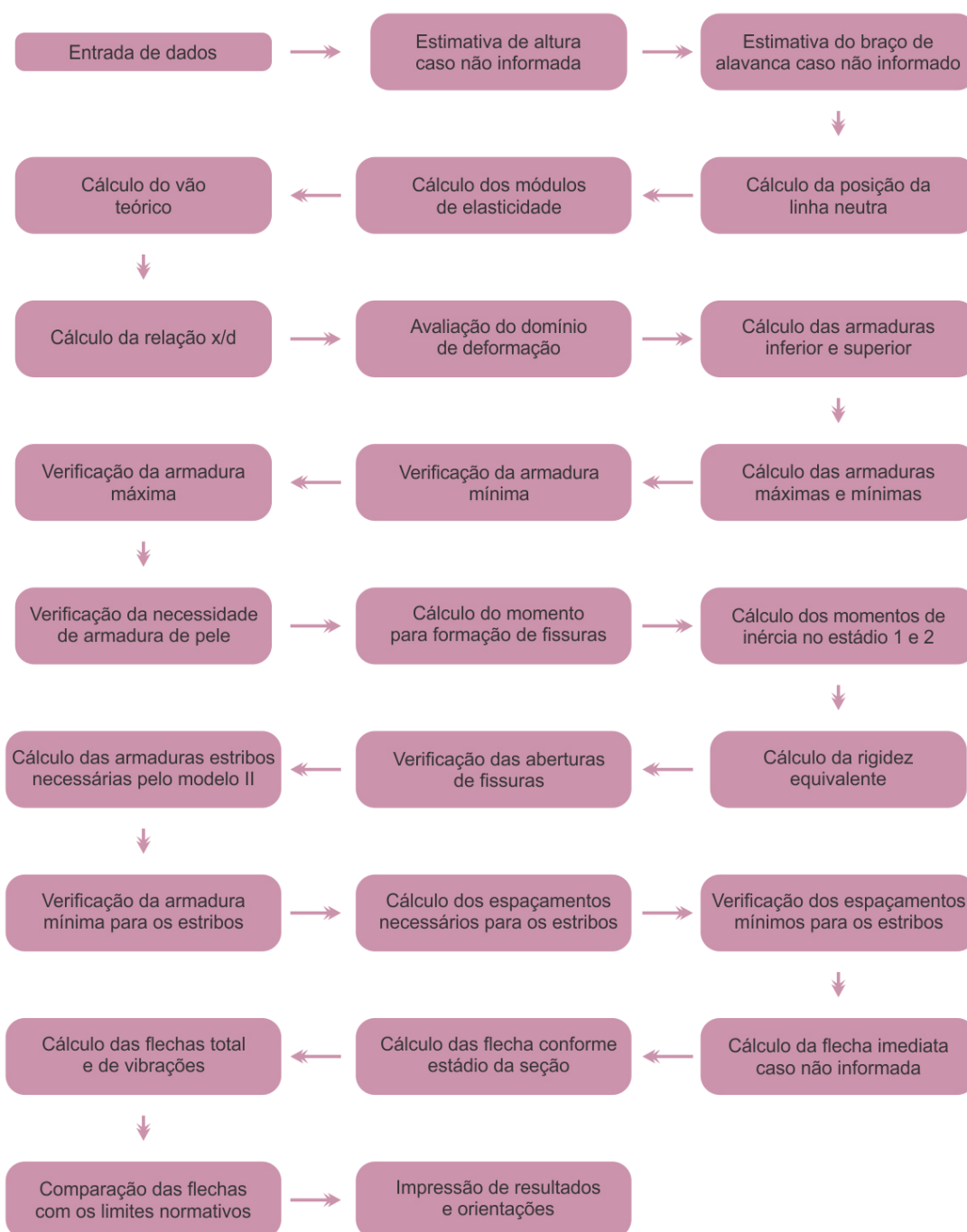
<http://www.esfinger.com/tcc/CalculaLajesCompatibilizacao.php>;

<http://www.esfinger.com/tcc/calculaLajesArmaduras.php>.

5.2 Rotinas de Cálculo de Vigas

A rotina de cálculo aplicada em vigas fornece resultados que auxiliam no dimensionamento e detalhamento. Baseia-se no cálculo de uma seção a escolha do usuário, tal qual necessitando previamente o conhecimento dos esforços aos quais esteja submetida. Para o cálculo é necessária a inserção de dados como resistência característica dos materiais, dimensões da seção, diâmetro das barras de estribo, esforços, carregamentos para avaliação de flechas ou o valor da flecha imediata se conhecido, dentre outras informações. Como resultados tem-se em essência os valores de armaduras, flechas bem como outras informações adicionais. Na Figura 52 é ilustrado o fluxograma que expressa grande parte dos passos executados pela rotina.

Figura 52 - Fluxograma rotina de vigas



Fonte: Do autor

Os resultados são apresentados em um painel lateral seccionado por tópicos após a inserção de dados e requisição que a rotina seja aplicada. A Figura 53 ilustra a interface da rotina e parte dos valores a serem inseridos bem como painel de resultados.

Figura 53 - Interface das rotinas de cálculo para vigas

Entrada de Dados		Resultados	
Nome Viga	V1	Armadura Longitudinal de Seções Retangulares	
Classe do Concreto	C30	Nome da viga = V1	
Classe do Aço	CA50	Classe do Concreto = C30	
fck	30	Classe do Aço = CA50	
fyk	500	Vão teórico = 372.00 cm	

Fonte: Do autor

A rotina pode ser acessada através do endereço eletrônico que segue abaixo:

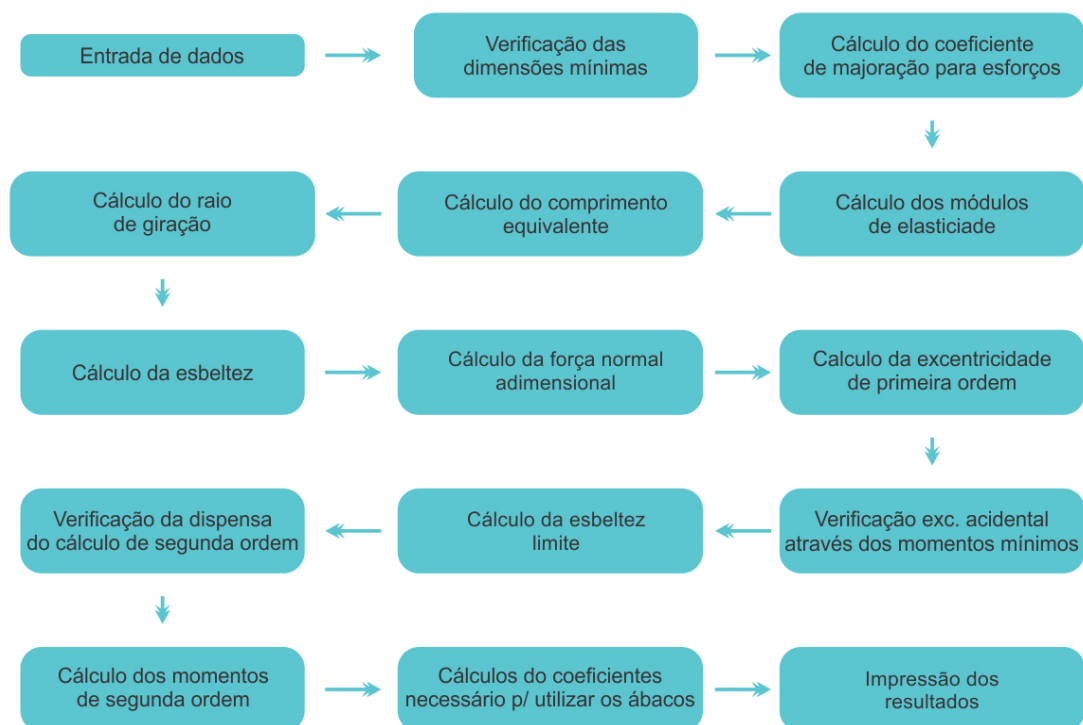
<http://www.esfinger.com/tcc/calculaVigas.php>.

5.3 Rotinas de Cálculo de Pilares

As rotinas desenvolvidas para auxílio no cálculo dos pilares tem como dados de entrada os valores de esforços solicitantes, dimensões da peça em estudo bem como condições de vinculação e excentricidades acidentais.

Como resultado tem-se parâmetros para estimativa da quantidade armadura através dos mesmos ábacos utilizados anteriormente nos cálculos manuais, produzidos por Pinheiro (2009). A Figura 54 ilustra o fluxograma que possibilita um entendimento da maior parte das etapas da rotina.

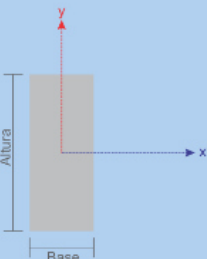
Figura 54 - Fluxograma rotina de pilares



Fonte: Do autor

A interface dos pilares segue o mesmo escopo das apresentadas nas vigas, sendo disposto um painel lateral esquerdo com os dados de entrada e um painel direito com os resultados. A Figura 55 ilustra parte da interface da rotina.

Figura 55 - Interface das rotinas de cálculo para pilares

Entrada de Dados		Dados da Seção	
Nome Pilar	P1	Área da seção =	312.00 cm ²
fck	30	Falha, o pilar apresenta seção menor que	360 cm ²
α Agregado	1	Comprimento equivalente em x =	260.00 cm
Nsd (N*1.4)	750000	Comprimento equivalente em y =	250.00 cm
Convenção		γ _n =	1.00
		Nsd =	750000.00 kgf
		Força normal adimensional (v) =	11.22
		Rádio de Giração em x =	7.51 cm
		Rádio de Giração em y =	3.46 cm
		λ _x =	34.64
		λ _{1x} =	35.00
		λ _y =	72.17

Fonte: Do autor

A rotina pode ser acessada através do endereço eletrônico que segue abaixo:

<http://www.esfinger.com/tcc/calculaPilares.php>.

5.4 Resultados dos cálculos dos elementos

Conforme a metodologia aplicada no capítulo 4 e as rotinas apresentadas, a seguir são explanados os resultados finais encontrados após as iterações necessárias.

Para as lajes,

Tabela 36 - Resultados das armaduras de continuidade para as lajes para o pavimento Tipo 03 e Cobertura

Pavimento	Lajes	As (cm ²)
Tipo	L3-L8	2,19
Tipo	L5-L9	1,84
Tipo	L8-L9	6,14
Tipo	L10-L9	1,65
Cobertura	L3-L8	3,08
Cobertura	L5-L9	2,57
Cobertura	L8-L9	5,30
Cobertura	L9-L10	2,10
Cobertura	L10-L11	1,41
Cobertura	L11-L8	2,19

Fonte: Do autor

Para as lajes,

Tabela 37 - Resultados das lajes para o pavimento Tipo 03, Cobertura e Caixa d'água

Pavimento	Laje	Natureza	h (cm)	Flecha Total (cm)	Limite Visual (cm)	Momentos (kNm/m)				Armadura (cm ²)				Reações C, P,(kN/m)				Reações C, A,(kN/m)			
						mx	my	mx'	my'	Asx	Asy	Asx'	Asy'	rx	ry	rx'	ry'	rx	ry	rx'	ry'
Tipo	L1	Balanço	10	0,31	0,68	-	-	15,55	-	-	-	4,82	0,96	-	-	7,41	-	-	-	4,81	-
Tipo	L2	Balanço	10	0,01	0,48	-	-	3,28	-	-	-	1,50	0,90	-	-	4,43	-	-	-	0,85	-
Tipo	L3	Piso	8	0,21	1,23	4,11	1,75	5,56	-	1,94	1,20	-	-	2,52	1,79	4,37	-	1,58	1,12	2,74	-
Tipo	L4	Piso	8	0,05	1,03	2,14	-	-	-	1,48	0,90	-	-	3,15	-	-	-	1,28	-	-	-
Tipo	L5	Piso	8	0,2	1,23	2,11	3,30	-	4,70	1,20	1,75	-	-	1,80	2,28	-	3,95	1,13	1,43	-	2,47
Tipo	L6	Balanço	10	0	0,24	-	-	0,46	-	-	-	1,50	0,90	-	-	0,79	-	-	-	0,32	-
Tipo	L7	Balanço	12	0,97	1	-	-	28,30	-	-	-	7,11	1,47	-	-	12,98	-	-	-	5,22	-
Tipo	L8	Piso	8	0,72	1,49	6,27	2,84	14,07	5,56	3,04	1,56	-	-	4,06	1,58	7,03	-	1,97	0,77	3,42	-
Tipo	L9	Piso	9	0,87	1,43	8,62	3,13	14,07	4,70	3,24	1,35	-	-	5,63	3,84	9,76	-	1,93	1,31	3,33	-
Tipo	L10	Piso	8	0,13	1,03	3,21	1,05	4,24	-	1,47	1,20	-	-	-	1,99	5,41	-	-	0,74	2,02	-
Cobertura	L1	Balanço	10	0,04	0,68	-	-	4,85	-	-	-	1,50	0,90	-	-	3,82	-	-	1,63	-	-
Cobertura	L2	Balanço	10	0,01	0,48	-	-	2,04	-	-	-	1,50	0,90	-	-	2,08	-	-	1,13	-	-
Cobertura	L3	Cobertura	7	0,45	1,23	4,68	2,00	6,34	-	2,86	1,43	-	-	3,11	2,22	5,38	-	1,58	1,12	2,73	-
Cobertura	L4	Cobertura	7	0,06	1,06	1,82	-	-	-	1,41	0,90	-	-	2,52	-	-	-	1,28	-	-	-
Cobertura	L5	Cobertura	7	0,35	1,23	3,76	2,41	5,35	-	2,26	1,74	-	-	2,22	2,22	-	4,87	1,13	1,13	-	2,47
Cobertura	L6	Balanço	10	0	0,2	-	-	0,35	-	-	-	1,50	0,90	-	-	0,79	-	-	-	0,43	-
Cobertura	L7	Balanço	10	0,18	1	-	-	10,53	-	-	-	3,18	0,90	-	-	5,70	-	-	-	2,43	-
Cobertura	L8	Cobertura	8	0,73	1,49	6,53	2,87	6,34	12,37	3,18	1,57	-	-	3,89	2,69	6,73	-	1,97	1,36	3,42	-
Cobertura	L9	Cobertura	8	0,65	1,43	6,04	2,54	12,37	5,35	2,92	1,38	-	-	4,03	2,74	6,98	-	1,92	1,31	3,33	-
Cobertura	L10	Cobertura	7	0,14	1,03	2,42	1,22	2,53	3,42	1,38	1,13	-	-	-	1,46	3,14	2,53	-	0,74	1,59	1,29
Cobertura	L11	Piso	7	0,35	1,03	3,44	0,70	4,60	2,53	2,01	1,13	-	-	-	2,01	6,99	-	-	0,74	2,58	-
Caixa d'água	LRS	Piso	10	1,02	1,04	12,61	4,79	-	-	4,49	1,87	-	-	11,41	7,67	-	-	1,92	1,29	-	-
Caixa d'água	LIM	Cobertura	7	0,76	1,03	5,38	2,04	-	-	3,34	1,46	-	-	3,77	2,54	-	-	1,92	1,29	-	-

Fonte: Do autor

Para as vigas,

Tabela 38 - Resultados das vigas para o pavimento Tipo 03

Viga	Base (cm)	Altura (cm)	Vão (cm)	Posição da seção (cm)	x/d	As,nec, inf(cm ²)	As,nec sup(cm ²)	As,estr,a (cm ² /m)	M. Ult. (kNm)	M. Q. P. (kNm)	M. F. (kNm)	M. R. (kNm)	V.U. (kN)	Flecha Total (cm)	Limite Vis. (cm)
V1	12,00	45,00	372,00	150,00	0,083	1,33	0,00	2,60	22,43	12,53	13,03	16,02	62,09	0,13	1,49
V1	12,00	45,00	0,00	372,00	0,216	0,00	3,48	2,60	55,23	34,10	34,86	39,45	62,09	0,00	0,00
V1	12,00	45,00	468,00	612,00	0,112	1,80	0,00	2,60	29,95	19,59	19,85	21,39	62,87	0,58	1,87
V1	12,00	45,00	0,00	840,00	0,092	0,00	1,49	2,60	24,92	16,33	16,54	17,80	62,87	0,00	0,00
V2	12,00	40,00	0,00	0,00	0,105	0,00	1,47	3,99	21,50	13,02	13,36	15,36	80,86	0,00	0,00
V2	12,00	40,00	372,00	120,00	0,364	5,12	0,00	3,99	66,54	40,31	41,34	47,53	80,86	1,28	1,49
V2	12,00	40,00	0,00	372,00	0,265	0,00	3,73	1,39	50,78	30,70	31,49	36,27	22,88	0,00	0,00
V2	12,00	40,00	327,00	691,00	0,103	1,45	0,00	2,97	21,10	12,83	13,15	15,07	39,31	0,25	1,31
V2	12,00	40,00	0,00	864,00	0,095	0,00	1,34	2,97	19,67	12,01	12,30	14,05	39,31	0,00	0,00
V3	12,00	50,00	0,00	0,00	0,062	0,00	1,13	3,27	21,49	13,28	13,57	15,35	93,56	0,00	0,00
V3	12,00	50,00	496,00	120,00	0,285	5,15	0,00	3,27	89,32	54,46	55,79	63,80	93,56	1,64	1,98
V3	12,00	50,00	0,00	496,00	0,201	0,00	3,64	1,39	65,48	40,66	41,53	46,77	44,20	0,00	0,00
V3	12,00	50,00	378,00	875,00	0,028	0,90	0,00	1,39	9,84	5,70	5,89	7,03	44,20	0,02	1,51
V4	12,00	20,00	315,00	157,50	0,178	1,07	0,00	1,39	6,50	4,21	4,27	4,64	15,51	0,22	1,26
V4	12,00	20,00	0,00	315,00	0,227	0,00	1,37	1,39	8,11	5,25	5,33	5,79	15,51	0,00	0,00
V5	12,00	20,00	315,00	157,50	0,228	1,38	0,00	6,93	8,16	5,06	5,17	5,83	26,18	1,11	1,26
V5	12,00	20,00	0,00	315,00	0,424	0,00	2,56	6,93	13,86	8,59	8,78	9,90	26,18	0,00	0,00
V6	12,00	25,00	0,00	0,00	0,303	0,00	2,44	5,20	18,63	11,47	11,73	13,31	31,70	0,00	0,00
V6	12,00	25,00	315,00	176,00	0,213	1,71	0,00	5,20	13,62	8,39	8,58	9,73	31,70	1,15	1,26
V7	12,00	25,00	315,00	128,00	0,179	1,44	0,00	5,20	11,61	7,39	7,52	8,29	22,16	0,95	1,26
V7	12,00	25,00	0,00	315,00	0,155	0,00	1,24	5,20	10,15	6,47	6,58	7,25	22,16	0,00	0,00
V8	12,00	60,00	500,00	250,00	0,270	5,97	0,00	2,08	127,39	76,17	78,29	90,99	92,86	1,99	2,00
V9	12,00	45,00	0,00	130,00	0,280	0,00	4,50	3,70	69,57	41,07	42,30	49,69	88,73	0,00	0,00
V9	12,00	45,00	500,00	385,00	0,239	3,84	0,00	3,70	60,45	35,90	36,94	43,18	88,73	2,00	2,00
V9	12,00	45,00	0,00	630,00	0,209	0,00	3,36	3,70	69,57	41,07	42,30	49,69	88,73	0,00	0,00
V10	12,00	45,00	0,00	130,00	0,142	0,00	2,28	2,60	37,44	24,26	24,62	26,74	49,55	0,00	0,00
V10	12,00	45,00	500,00	385,00	0,140	2,24	0,00	2,60	36,86	23,78	24,15	26,33	49,55	1,21	2,00
V10	12,00	45,00	0,00	630,00	0,049	0,00	0,81	2,60	13,44	8,67	8,80	9,60	49,55	0,00	0,00
V11	12,00	20,00	265,00	132,50	0,070	0,42	0,00	1,39	2,67	1,91	1,91	1,91	9,94	0,11	1,06
V11	12,00	20,00	0,00	2,65	0,118	0,00	0,71	1,39	4,42	3,16	3,16	3,16	9,94	0,00	0,00

Fonte: Do autor

Para os pilares,

Tabela 39 - Resultados dos pilares para o pavimento Tipo 03

Pilar	Lef	Base	Altura	Área	Nsd	Mxd	Myd	lex	ley	v	ux	uy	As,n	As,a
P1	269	14	26	364	106,00	3,5	5,06	282	269	0,14	0,03	0,02	1,46	3,14
P2	269	14	26	364	324,00	12,66	11,89	282	269	0,42	0,12	0,06	1,99	3,14
P3	257	14	26	364	146,82	15,58	6,35	257	288	0,19	0,14	0,03	5,54	7,36
P4	274	14	26	364	213,66	13,44	7,32	282	274	0,27	0,07	0,07	1,46	3,14
P5	274	14	26	364	275,80	11,29	10,27	282	274	0,35	0,1	0,05	1,46	3,14
P6	274	14	26	364	349,44	16,68	13,01	277	274	0,45	0,15	0,06	4,84	7,36
P7	262	14	26	364	209,73	11,07	8,38	262	269	0,27	0,1	0,04	2,13	3,14
P8	264	14	26	364	395,90	18,76	13,44	282	264	0,51	0,17	0,07	10,22	12,06
P9	257	14	32	448	697,49	26,8	17,16	257	270	0,73	0,2	0,06	14,9	16,08
P10	252	14	26	364	182,79	7,65	6,71	252	269	0,23	0,07	0,03	1,46	3,14

Fonte: Do autor

5.5 Detalhamento dos elementos

Os detalhes de todos elementos inseridos no pavimento Tipo 03, conforme os resultados apresentados nesse capítulo encontram-se no Apêndice B – Detalhamentos dos Elementos.

6 SOLUÇÃO ATRAVÉS DO SOFTWARE EBERICK

6.1 Conhecendo um pouco sobre o Eberick

O software comercial Eberick, é um produto da empresa AltoQi, líder no mercado nacional em soluções para projetos estruturais. Conta com diversos recursos de cálculo, dimensionamento e detalhamento de elementos estruturais de concreto armado moldados in-loco e pré-moldado. Dessa maneira o software possibilita o cálculo completo dos elementos de fundações, pilares, vigas e lajes. Possui interface gráfica amigável, e fornece resultados com rapidez.

Além de fornecer softwares, a empresa AltoQi traz também soluções de capacitação dos usuário tanto no âmbito do ambiente dos produtos fornecidos bem como no de capacitar tecnicamente os profissionais através do canal QiSat.

6.2 Obtenção do software para realização desse trabalho

A obtenção do software foi realizada através de pedido formal junto à AltoQi por intermédio dos professores da Universidade Federal de Santa Catarina, Jano D'Araujo Coelho e Ivo José Padaratz. A tramitação foi realizada com agilidade, sendo disponibilizado o Eberick V9 por tempo limitado à realização desse trabalho.

6.3 Aprendizado e utilização do software

Após a obtenção do Eberick V9 iniciou-se o estudo para obtenção de soluções, embasado inicialmente em tutoriais fornecidos pelo software. Sentindo a necessidade de aprofundar os conhecimentos, e utilizar a ferramenta com maior responsabilidade, realizou-se a aquisição do Curso Eberick V9 à distância. O curso é fornecido pelo canal QiSat, com carga horária de 30 horas, que dispõe de 15 aulas e exercícios para capacitar o usuário. A realização do curso colaborou e foi fundamental para sua utilização do software.

6.4 Configurações iniciais

Aplicando o Eberick na obtenção de resultados, inicialmente configurou-se o software para que as soluções se aproximassem com os cálculos manuais. Dessa maneira, a seguir são listadas as configurações utilizadas.

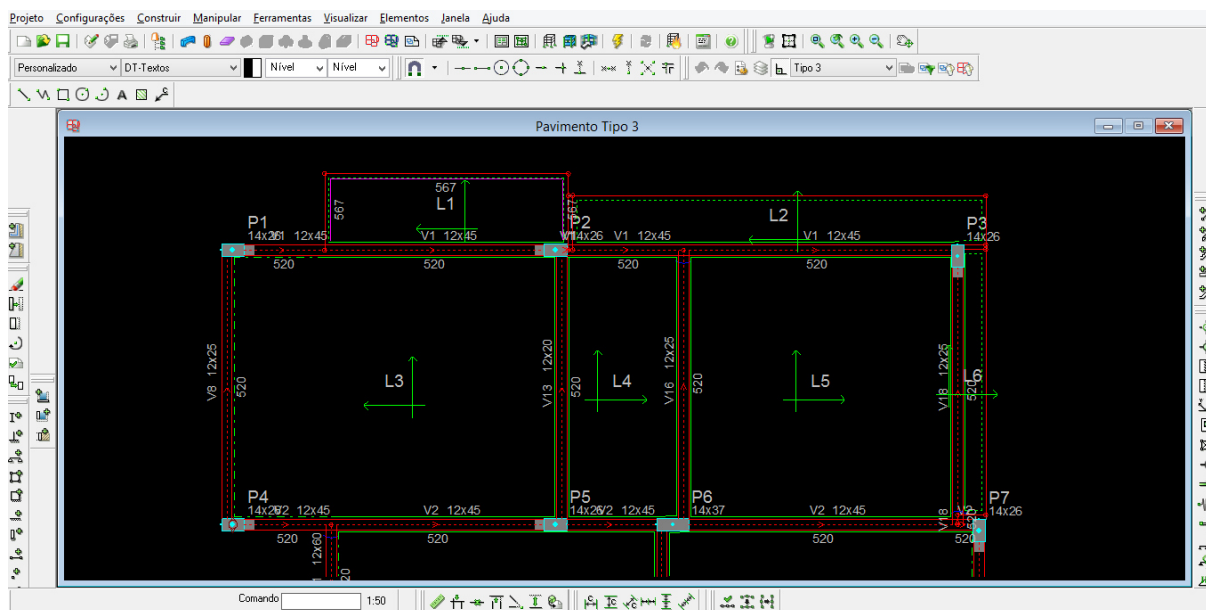
- Ações: Para as ações o software realiza uma envoltória de combinações e analisa as piores condições que o elemento esteja sujeito. Dessa maneira restringiu-se as combinações para as mesmas utilizadas no cálculo manual.
- Vento: Como não foi previsto no modelo manual, desabilitou-se a consideração dos efeitos de vento.
- Análise: O software trabalha com análise matricial de estruturas, que possibilita uma análise de esforços globais da estrutura. Nos métodos manuais essa análise foi realizada através de métodos mais simplificados e que se restringem a parte da estrutura. Em busca de aproximar os modelos optou-se por habilitar a opção no software de processo de cálculo para pavimentos isolados. Considerando ao invés da estrutura como um todo, apenas o pavimento estudado. Sendo ainda um modelo mais sofisticado que o realizado manualmente. Como consequência o software deixa de considerar o efeitos das imperfeições globais e de analisar a estabilidade global.

6.5 Lançamento da estrutura

O lançamento da estrutura no Eberick envolve desde a inserção das plantas arquitetônicas no programa bem como a inserção dos elementos estruturais desejados. As plantas arquitetônicas foram inseridas através de importação de arquivos no formato “dxf” e os elementos foram inseridos com as dimensões previstas na abordagem manual. Foram inseridos os carregamentos nas lajes e nas vigas conforme o cálculo manual realizado.

A Figura 56 ilustra o ambiente do software com parte da estrutura já lançada.

Figura 56 - Ambiente de trabalho no lançamento da estrutura



Fonte: Eberick V9, 2016

Salienta-se que quanto as ligações entre os elementos, para vigas apoiadas em outras vigas, rotulou-se suas extremidades conforme orientação no curso a distância, em favor de minimizar efeitos locais. Para as vinculações das lajes, buscou-se utilizar as que mais se aproximavam do modelo manual utilizado.

Foram realizados os lançamentos de todos os elementos para cada pavimento da estrutura. Contudo ressalta-se que análise restringiu-se ao pavimento Tipo 03, logo abaixo da cobertura.

Nessa etapa, o software possibilita avaliar o lançamento, detectando proximidades entre os elementos lançados, seus alinhamentos, prumadas dos pilares e assim verificando se o lançamento é adequado.

6.6 Obtenção dos resultados

Com lançamento realizado, através do processamento da estrutura, o Eberick possibilita o cálculo dos elementos estruturais, lajes, vigas e pilares. Cada um dos elementos pode ser avaliado caso a caso, alterando suas características e verificando se o dimensionamento é adequado. É possível para cada elemento, e para estrutura como um todo a avaliação dos deslocamentos, sendo possível a verificação de estados limites de serviço.

Sendo um dos objetivos desse trabalho o comparativo entre resultados das soluções encontradas manualmente e pelo software Eberick, nessa etapa foram extraídos os resultados de armaduras para cada elemento estrutural do pavimento Tipo 03.

Os resultados são apresentados no capítulo de comparativo entre resultados de áreas de aço obtidas através de cálculos manuais e software Eberick.

7 COMPARATIVO ENTRE RESULTADOS DE ÁREA DE AÇO

O comparativo entre resultados de áreas de aço obtidas através dos cálculos manuais e as obtidas através do software Eberick, busca avaliar e discutir os resultados obtidos através desses modelos. Salienta-se que os métodos manuais diferem dos métodos utilizados no software principalmente na análise estrutural e obtenção dos esforços solicitantes, e que portanto diferenças entre os valores são esperadas.

7.1 Comparativo entre os resultados das lajes

Nos métodos manuais utilizou-se para o cálculo dos esforços das lajes as tabelas de Bares, enquanto o programa calcula através da analogia de grelha. A distribuição dos esforços para as lajes manualmente é feita através da simplificação do modelo de charneiras plásticas sugerido na NBR 6118:2014 enquanto no Eberick esse processo é mais preciso em favor da aplicação do modelo de analogia de grelha.

Partindo dessas premissas os resultados das áreas de armaduras encontradas para as lajes do pavimento Tipo 03 no cálculo manual e no Eberick são apresentadas na Tabela 40.

Tabela 40 - Comparativo entre modelos - Lajes

Informações			Cálculo Manual				Cálculo Software			
Laje	Natureza	h (cm)	Armadura (cm ² /m)				Armadura (cm ² /m)			
			Asx	Asy	Asx'	Asy'	Asx	Asy	Asx'	Asy'
L1	Balanço	10	-	-	4,82	0,96	-	-	4,02	0,90
L2	Balanço	10	-	-	1,50	0,90	-	-	2,37	0,90
L3	Piso	8	1,94	1,20	-	-	1,17	2,22	-	-
L4	Piso	8	1,48	0,90	-	-	1,27	1,23	-	-
L5	Piso	8	1,20	1,75	-	-	4,17	1,23	-	-
L6	Balanço	10	-	-	1,50	0,90	-	-	1,85	0,90
L7	Balanço	12	-	-	7,11	1,47	-	-	7,47	1,47
L8	Piso	8	3,04	1,56	-	-	1,51	2,14	-	-
L9	Piso	9	3,24	1,35	-	-	2,62	2,55	-	-
L10	Piso	8	1,47	1,20	-	-	1,12	0,98	-	-

Fonte: Do autor

Percebe-se que em geral os resultados obtidos pelo Eberick são mais econômicos que os obtidos pelos cálculos manuais. Ao utilizar o software percebe-se que os esforços encontrados estão na maior parte pouco abaixo dos obtidos manualmente. Esse fato se deve, como abordado

anteriormente, ao software utilizar o método por analogia de grelha, um cálculo mais refinado que produz melhores resultados.

7.2 Comparativo entre os resultados das vigas

Conforme visto anteriormente o cálculo dos esforços das lajes no software é distinto dos utilizados manualmente. Por esse motivo as vigas estiveram sujeitas a diagramas de esforços que tiveram alguns picos e alguns valores muito baixos. Em favor disso os valores de armaduras obtidos oscilam. A Tabela 41 apresenta os valores encontrados.

Tabela 41 - Comparativo entre modelos – Vigas

Viga	Informações			Cálculo Manual		Cálculo Software	
	Base (cm)	Altura (cm)	Posição da seção (cm)	As,nec, inf(cm ²)	As,nec sup(cm ²)	As,nec, inf(cm ²)	As,nec sup(cm ²)
V1	12,00	45,00	150,00	1,33	0,00	1,50	0,00
V1	12,00	45,00	372,00	0,00	3,48	0,00	4,02
V1	12,00	45,00	612,00	1,80	0,00	1,95	0,00
V1	12,00	45,00	840,00	0,00	1,49	0,00	0,81
V2	12,00	40,00	0,00	0,00	1,47	0,00	2,87
V2	12,00	40,00	120,00	5,12	0,00	3,37	0,00
V2	12,00	40,00	372,00	0,00	3,73	0,00	3,60
V2	12,00	40,00	691,00	1,45	0,00	1,37	0,00
V2	12,00	40,00	864,00	0,00	1,34	0,00	0,81
V3	12,00	50,00	0,00	0,00	1,13	0,00	1,31
V3	12,00	50,00	120,00	5,15	0,00	1,50	0,00
V3	12,00	50,00	496,00	0,00	3,64	0,00	4,02
V3	12,00	50,00	875,00	0,90	0,00	1,95	0,00
V4	12,00	20,00	157,50	1,07	0,00	0,82	0,00
V4	12,00	20,00	315,00	0,00	1,37	0,00	0,88
V5	12,00	20,00	157,50	1,38	0,00	0,77	0,00
V5	12,00	20,00	315,00	0,00	2,56	0,00	1,24
V6	12,00	25,00	0,00	0,00	2,44	0,00	0,71
V6	12,00	25,00	176,00	1,71	0,00	4,18	0,00
V7	12,00	25,00	128,00	1,44	0,00	0,63	0,00
V7	12,00	25,00	315,00	0,00	1,24	0,00	0,41
V8	12,00	60,00	250,00	5,97	0,00	5,87	0,00
V9	12,00	45,00	130,00	0,00	4,50	0,00	3,33
V9	12,00	45,00	385,00	3,84	0,00	3,15	0,00
V9	12,00	45,00	630,00	0,00	3,36	0,00	3,27
V10	12,00	45,00	130,00	0,00	2,28	0,00	2,23
V10	12,00	45,00	385,00	2,24	0,00	1,59	0,00

V10	12,00	45,00	630,00	0,00	0,81	0,00	1,74
V11	12,00	20,00	132,50	0,42	0,00	0,44	0,00
V11	12,00	20,00	265,00	0,00	0,71	0,00	0,56

Fonte: Do autor

Observando os valores percebe-se que a ocorrência mais expressiva de valores menores de armadura para quando utilizado o software o que sugere um dimensionamento mais econômico.

Como o cálculo das lajes é realizado por analogia de grelhas, são calculadas faixas de para cada laje, sendo que suas reações são aplicadas às vigas de acordo com cada faixa. Por esse motivo em algumas regiões os esforços foram superiores aos encontrados manualmente (abordagem mais simplificada), de maneira que as armaduras para essas regiões foram superiores as calculadas manualmente.

7.3 Comparativo entre os resultados dos pilares

O cálculo dos pilares manuais foram realizados através de ábacos, enquanto no Eberick esse cálculo é realizado de maneira mais refinada. Os esforços considerados pelo programa foram na sua maioria superiores aos obtidos manualmente. Situação que pode ser explicada tanto pela distribuição de esforços ser diferente bem como considerações mais severas quanto aos efeitos de segunda ordem. Na obtenção dos resultados pelo Eberick no que se refere aos pilares, foram inseridos como dados de entrada os comprimentos efetivos dos pilares, que em alguns casos ocasionou na redução das armaduras necessárias.

Tabela 42 - Comparativo entre modelos – Pilares

Informações				Cálculo Manual	Software Eberick
Pilar	Lef	Base	Altura	As (cm ²)	As (cm ²)
P1	269	14	26	3,14	3,14
P2	269	14	26	3,14	4,71
P3	257	14	26	7,36	4,71
P4	274	14	26	3,14	4,91
P5	274	14	26	3,14	6,28
P6	274	14	26	7,36	9,42
P7	262	14	26	3,14	4,71
P8	264	14	26	12,06	14,73
P9	257	14	32	16,08	17,18
P10	252	14	26	3,14	3,14

Fonte: Do autor

Dessa maneira percebe-se que os valores obtidos para os cálculos manuais foram inferiores aos obtidos pelo software. O que pode indicar que o modelo manual é simplificado e que não considera alguns dos esforços considerados pelo software. Não obstante, os métodos de solução são distintos, para a abordagem manual com a utilização de ábacos, onde algumas aproximações são necessárias para seu uso, espera-se uma menor precisão dos resultados.

7.4 Comentário geral sobre os comparativos

Os comparativos abordam soluções distintas para elementos de mesmas dimensões, e consideram a busca por aproximar ao máximo os modelos e dados de entrada utilizados. Dessa maneira, mesmo com a tentativa de aproximar os modelos, os métodos adotados se diferem em muitos quesitos e revelam alguns valores discrepantes.

De uma maneira geral os valores encontrados para as armaduras são relativamente próximos em diversos casos, o que aponta que utilizando configurações simplificadas do software pode-se chegar a valores similares quando calculados manualmente.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A elaboração desse trabalho permitiu expandir os conhecimentos sobre concreto armado além de consolidá-los.

A aplicação de ambas abordagens apresentadas nesse trabalho possibilitou compreender quais os pontos fortes e fracos de cada abordagem. Nota-se que utilizando a abordagem manual tem-se maior facilidade em controlar os processos executados, contudo maior dificuldade quanto a realizar processos mais elaborados e precisos, além de demandar muito mais tempo. A abordagem computacional, utilizando por exemplo o Eberick, agiliza muito o processo de elaboração de um projeto estrutural e ainda possibilita cálculos mais sofisticados. Por possuir maior número de considerações, essa abordagem acaba refletindo em uma maior confiabilidade. Um ponto de atenção, é que por parte do usuário deve-se ter muita cautela, pois deve-se conhecer os processos que estão sendo realizados pelo software para que a modelagem seja feita de forma correta.

Com os resultados obtidos através de ambas abordagens, percebeu-se que os resultados obtidos na maioria dos casos foram próximos. Notou-se que para vigas e lajes a quantidade de armadura requisitada pela abordagem manual foi maior que a computacional, assim para esses elementos com a modelagem elaborada, o Eberick mostrou-se mais econômico.

Para os pilares a abordagem manual mostrou-se mais econômica, contudo salienta-se que de um modo geral os esforços encontrados entre os métodos são diferentes, e que para os pilares os valores de momento foram superiores aos encontrados no método manual.

Esse trabalho também possibilitou que fossem elaboradas rotinas através de programação, conhecimentos que poderão auxiliar na automatização de processos em trabalhos futuros. De um modo geral, a elaboração desse trabalho foi satisfatória pois além de conectar conhecimentos já adquiridos os aprimorou.

9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de estruturas de concreto - Procedimento, NBR 6118:2014**, Rio de Janeiro, RJ, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. NBR 6120:1980**. São Paulo, SP, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. NBR 8681:2003**. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

BARES, R. **Tablas para El cálculo de placas y vigas paredes**. Barcelona: Editorial Gustavo Gili S/A, 1972.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 3ª ed. São Carlos: EdUFSCAR, 2010.

COELHO, J. D. **Estruturas de concreto armado III**. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, SC, 2015

FTOOL: **Um Programa Gráfico-Interativo para Ensino de Comportamento de Estruturas**. MARTHA, Luiz Fernando. PUC – RIO, Rio de Janeiro, 2015.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1995.

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

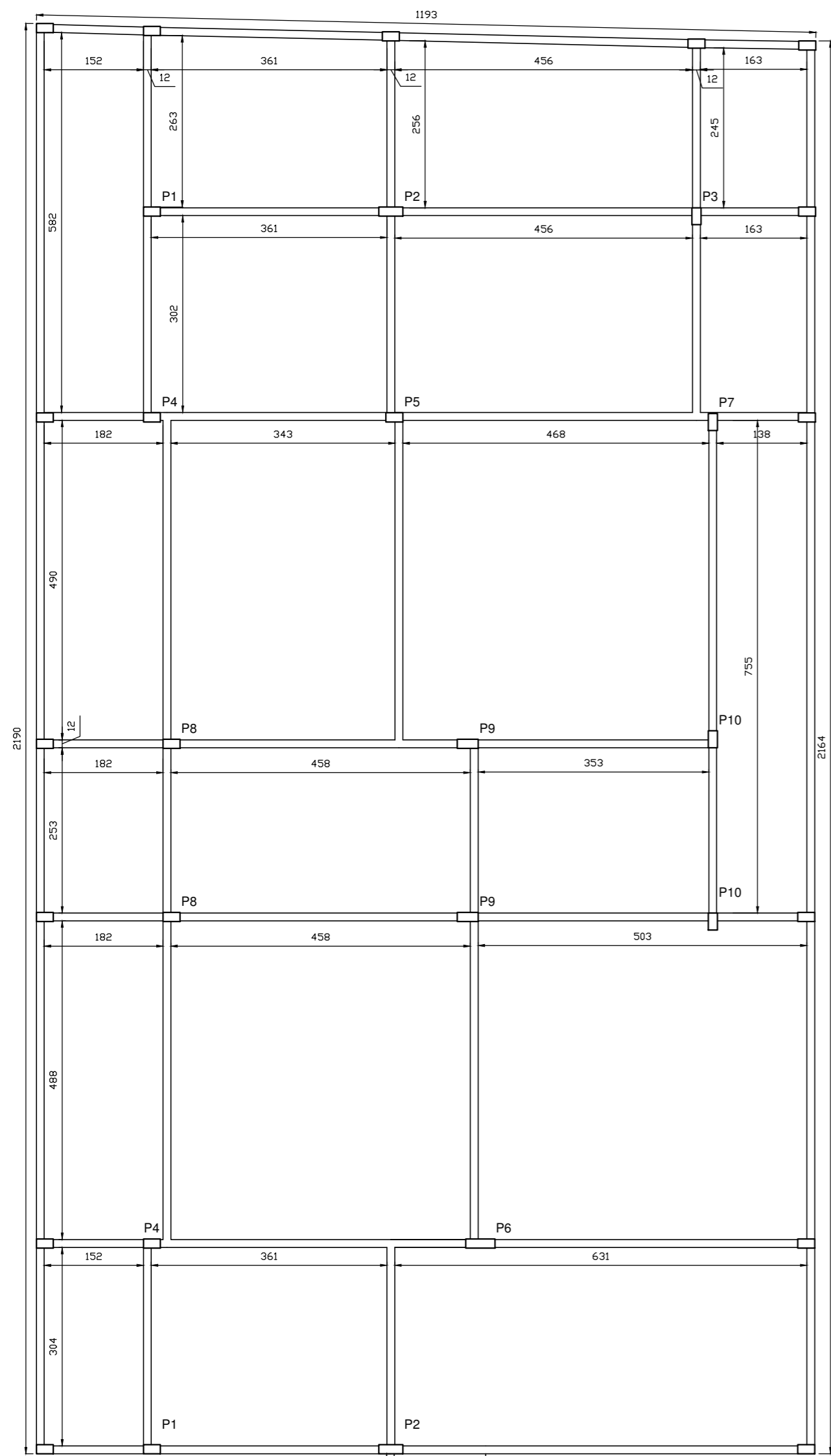
LORIGGIO, D. D. **Estruturas de Concreto Armado I**. Notas de aula Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, SC, 2012.

PADARATZ, I. J. & PINTO, R. C. A. **Estruturas de concreto armado II**. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, SC, 2013.

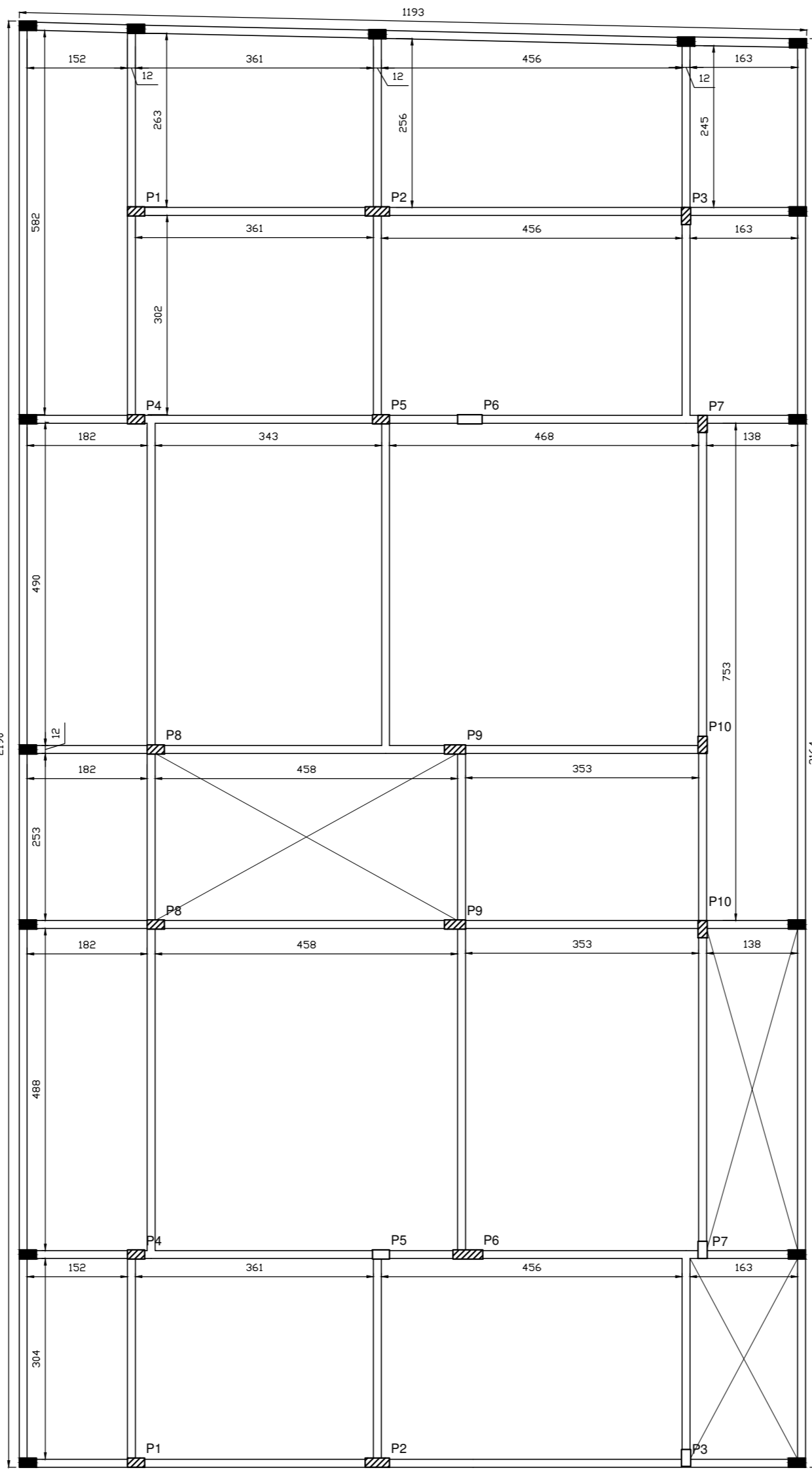
PINHEIRO, L. M. **Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua**. Universidade de São Paulo – USP. São Carlos, SP, 2009.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. Apostila. Universidade de São Paulo - USP. São Carlos, SP, 2010.

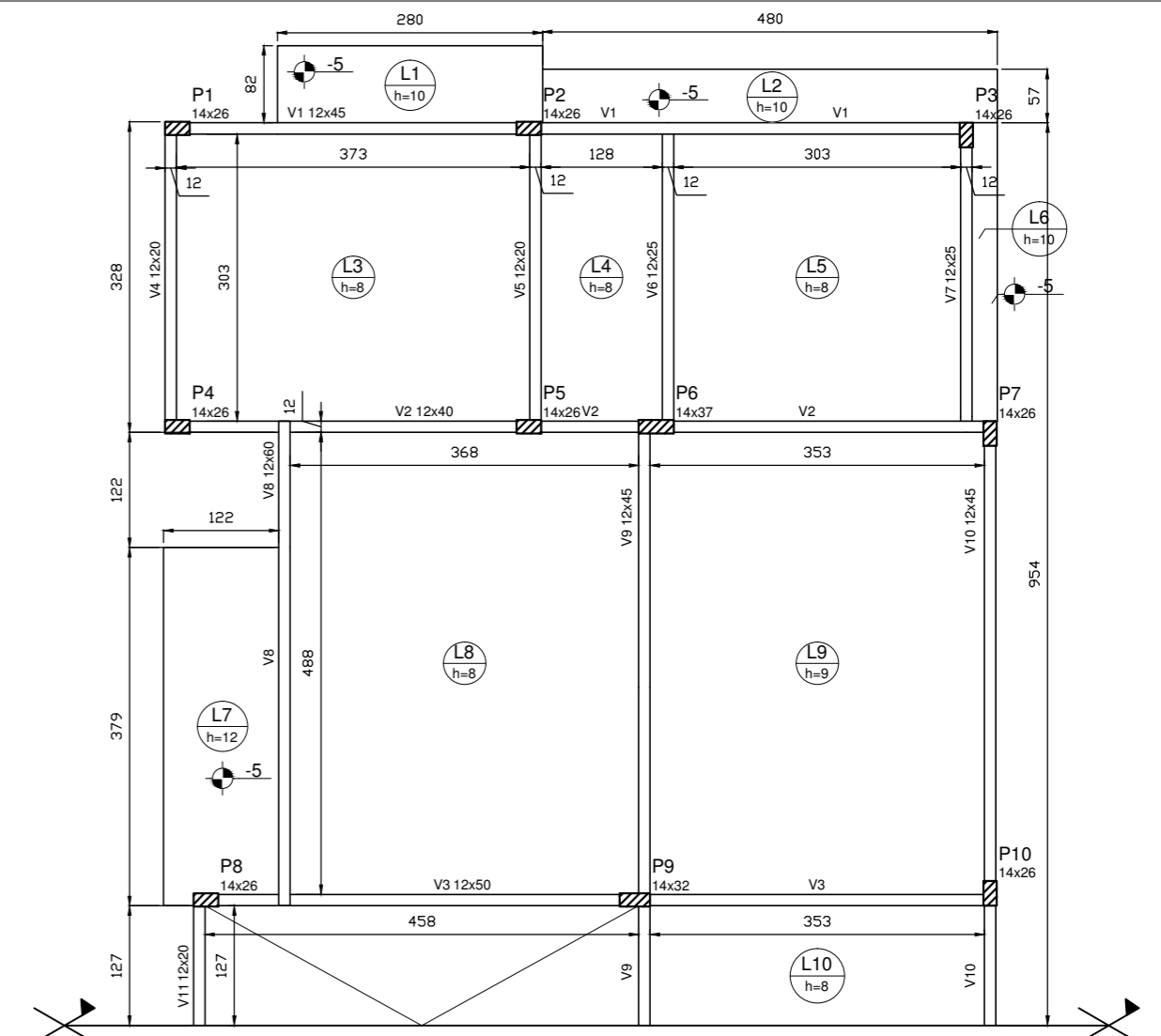
10 APÊNDICE A – PLANTA DE FORMAS



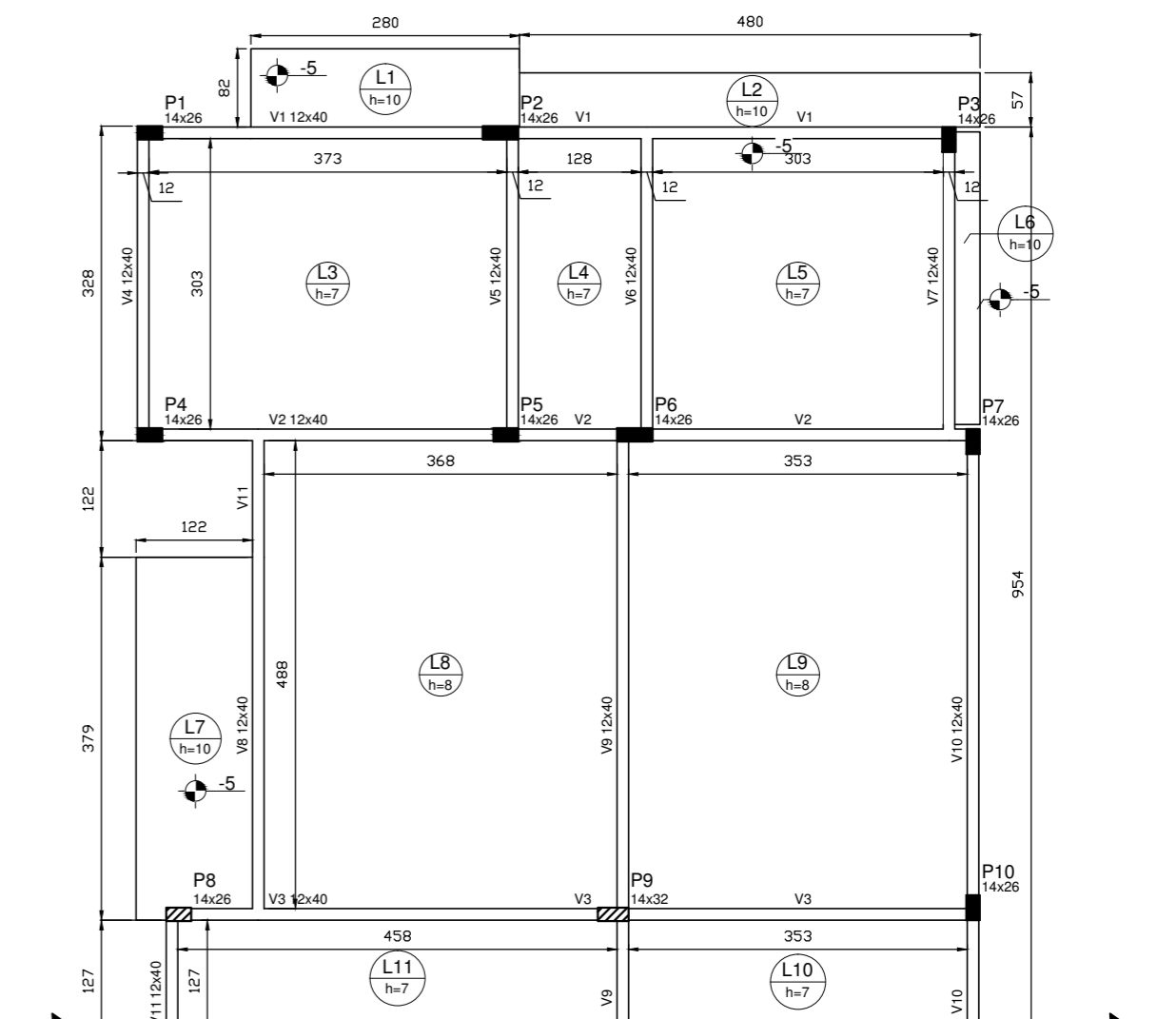
Térreo
Escala 1:75



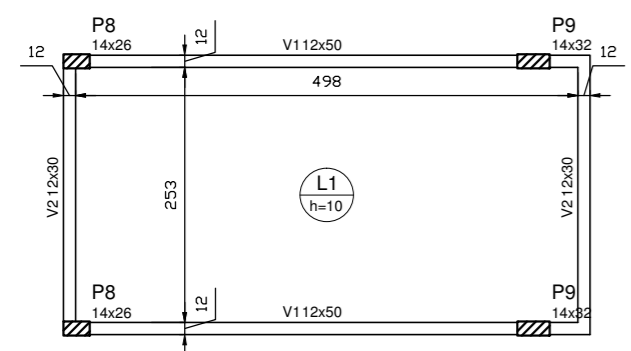
Tipo 1
Escala 1:75



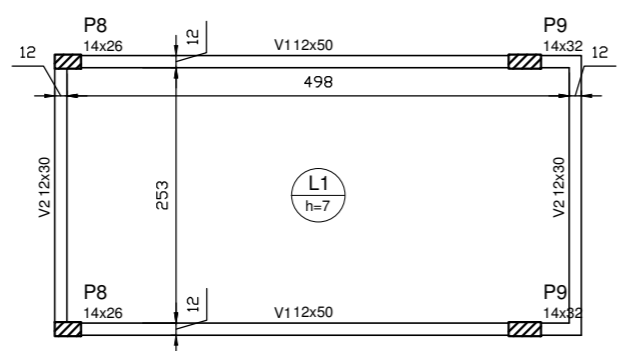
Tipo 2 e 3
Escala 1:75



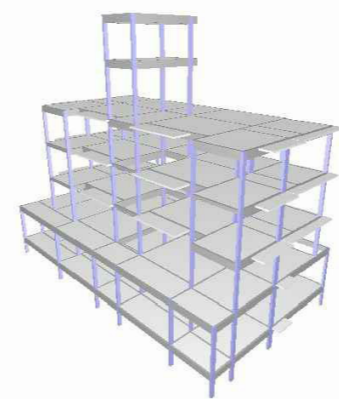
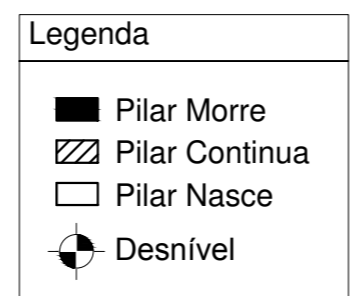
Cobertura
Escala 1:75



LRS
Escala 1:75

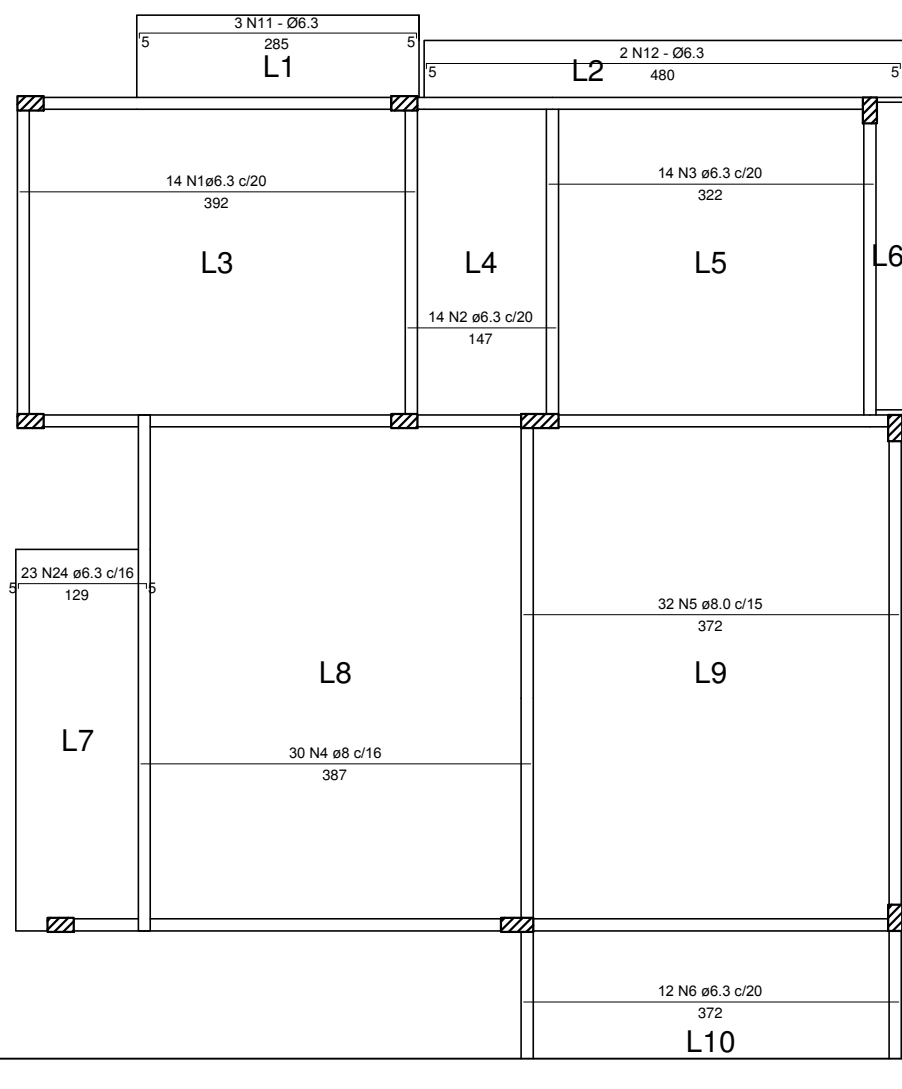


LIM
Escala 1:75

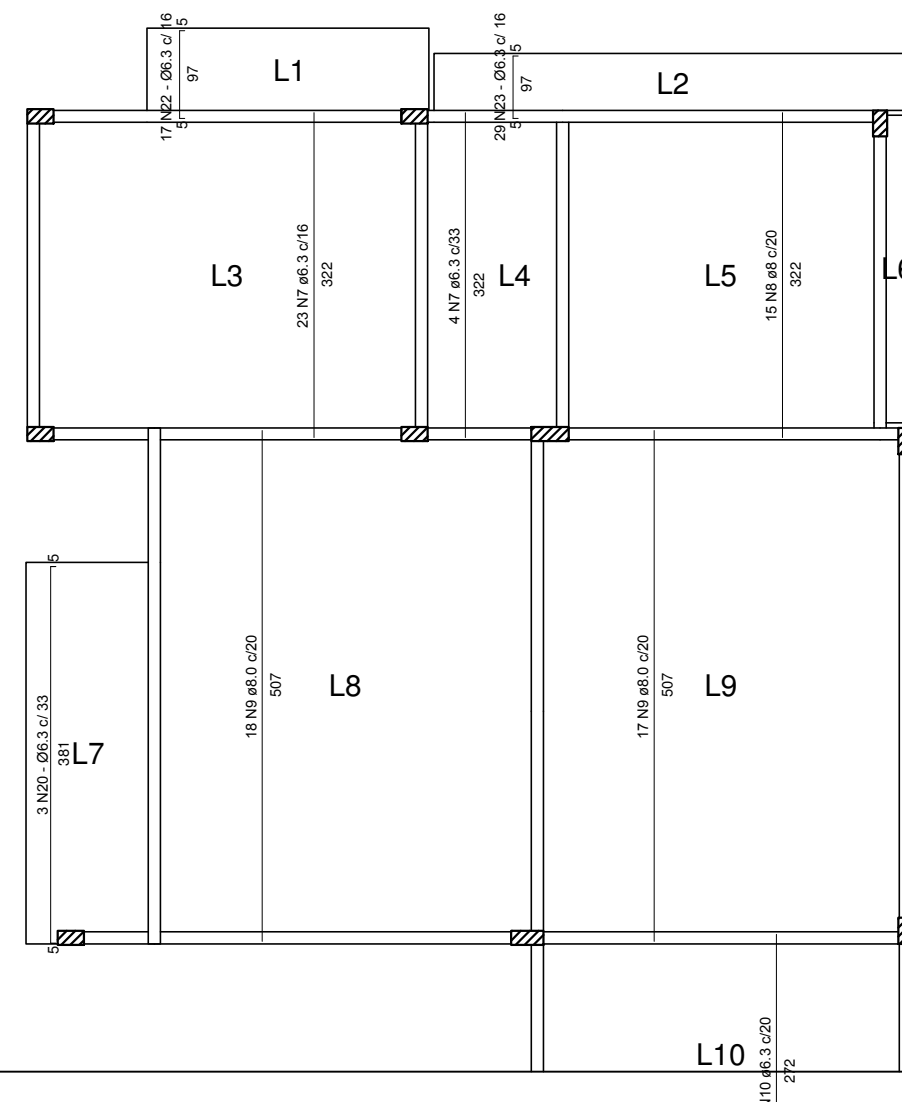


TRABALHO DE CONCLUSÃO		
DATA: 23/06/2016	ESCALA: 1:75	PROJETO: PLANTA DE FORMAS
CALCULISTA: EDILBERTO	DESENHO: EDILBERTO	AUTOR:
FOLHA: A2 01/01	ART:	EDILBERTO COSTA

11 APÊNDICE B – DETALHAMENTOS DOS ELEMENTOS



ARMAÇÃO POSITIVA NA DIREÇÃO X
ESCALA 1:75



ARMAÇÃO POSITIVA NA DIREÇÃO X
ESCALA 1:75

Nome	φ (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	6.3	14	392	5488
N2	6.3	14	147	2058
N3	6.3	14	322	4508
N4	8	30	387	11610
N5	8	32	372	11904
N6	6.3	12	372	4464
N7	6.3	27	322	8694
N8	8	15	322	4830
N9	8	35	507	17745
N10	6.3	12	272	3264
N11	6.3	6	285	1710
N12	6.3	4	480	1920
N13	6.3	15	137	2055
N14	10	34	418	14212
N15	10	40	374	14960
N16	10	17	299	5083
N17	6.3	23	251	5773
N18	6.3	2	310	620
N19	8	32	306	9792
N20	6.3	6	381	2286
N21	6.3	21	259	5439
N21	6.3	21	259	5439
N22	6.3	17	97	1649
N23	6.3	29	97	2813
N24	6.3	23	129	2967

TRABALHO DE CONCLUSÃO

DATA:
23/06/2016

ESCALA:
1:75

PROJETO:
DETALHAMENTO LAJES

CALCULISTA:
EDILBERTO

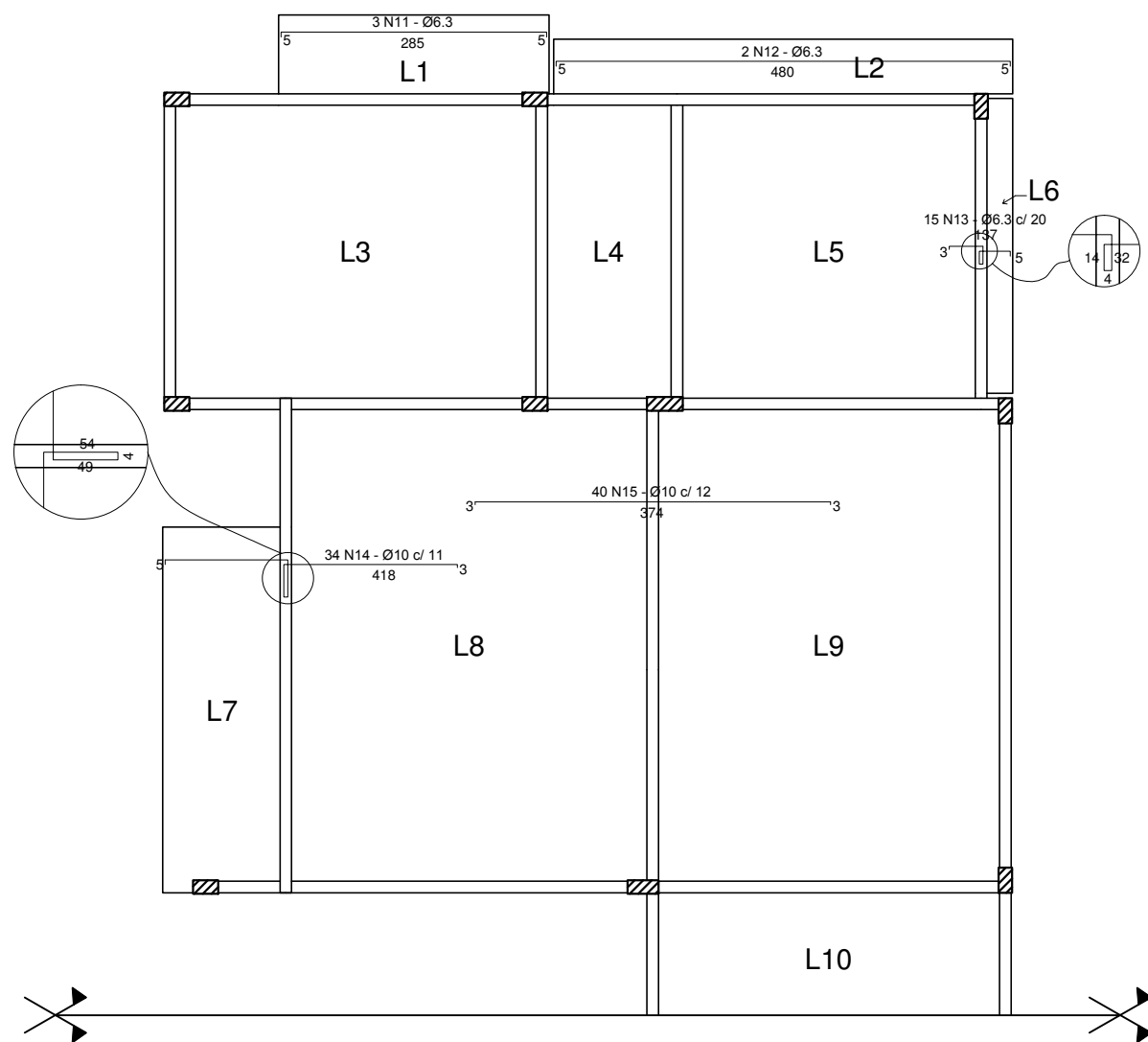
DESENHO:
EDILBERTO

AUTOR:

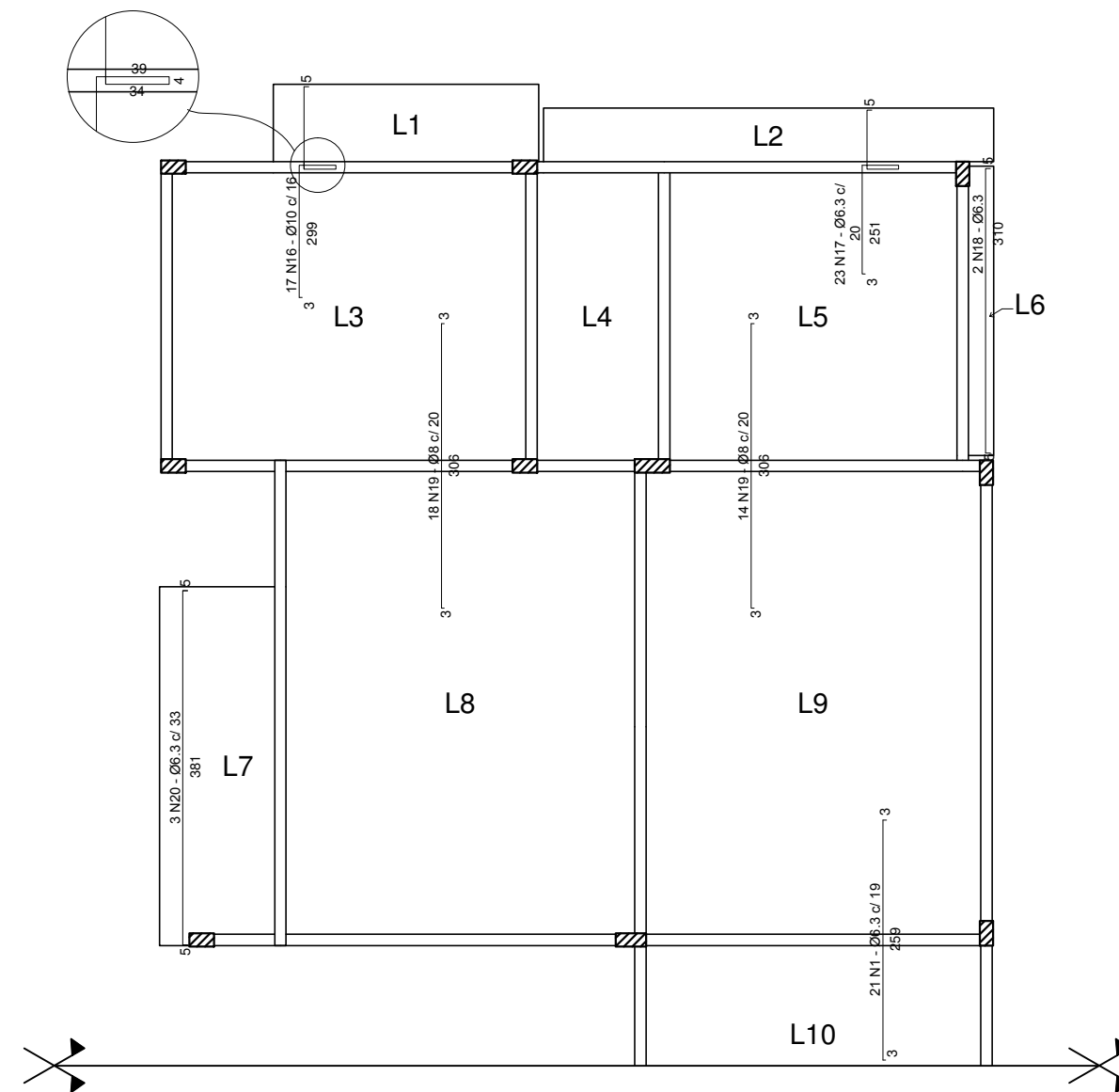
FOLHA:
A3 01/02

ART:

EDILBERTO COSTA



ARMAÇÃO NEGATIVA NA DIREÇÃO X
ESCALA 1:75



ARMAÇÃO NEGATIVA NA DIREÇÃO X
ESCALA 1:75

Nome	φ (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	6.3	14	392	5488
N2	6.3	14	147	2058
N3	6.3	14	322	4508
N4	8	30	387	11610
N5	8	32	372	11904
N6	6.3	12	372	4464
N7	6.3	27	322	8694
N8	8	15	322	4830
N9	8	35	507	17745
N10	6.3	12	272	3264
N11	6.3	6	285	1710
N12	6.3	4	480	1920
N13	6.3	15	137	2055
N14	10	34	418	14212
N15	10	40	374	14960
N16	10	17	299	5083
N17	6.3	23	251	5773
N18	6.3	2	310	620
N19	8	32	306	9792
N20	6.3	6	381	2286
N21	6.3	21	259	5439
N21	6.3	21	259	5439
N22	6.3	17	97	1649
N23	6.3	29	97	2813
N24	6.3	23	129	2967

TRABALHO DE CONCLUSÃO

DATA:
23/06/2016

ESCALA:
1:75

PROJETO:
DETALHAMENTO LAJES

CALCULISTA:
EDILBERTO

DESENHO:
EDILBERTO

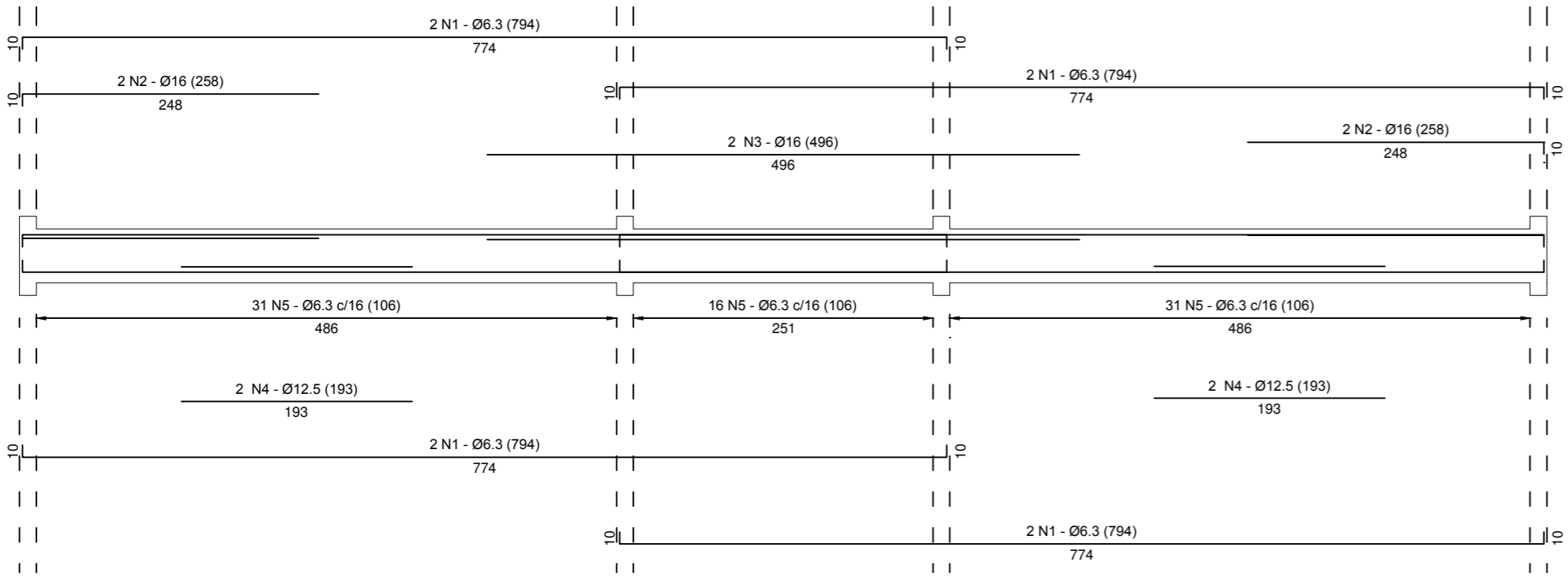
AUTOR:

FOLHA:
A3 02/02

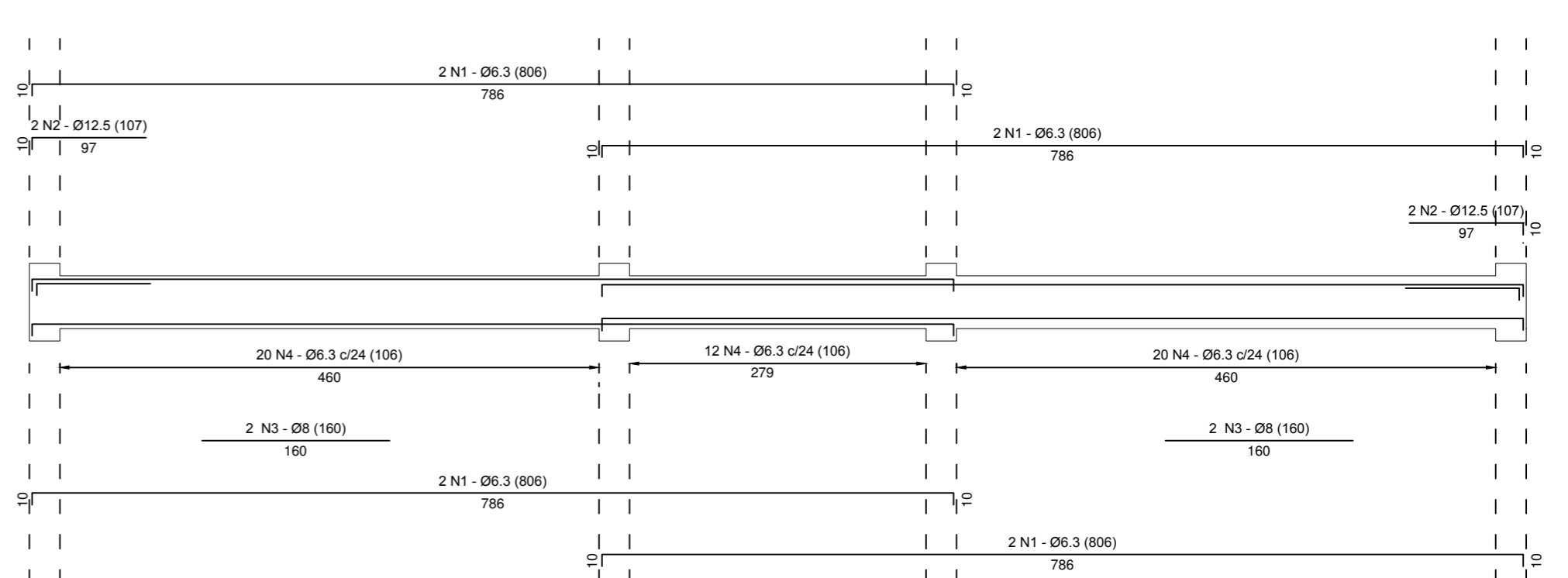
ART:

EDILBERTO COSTA

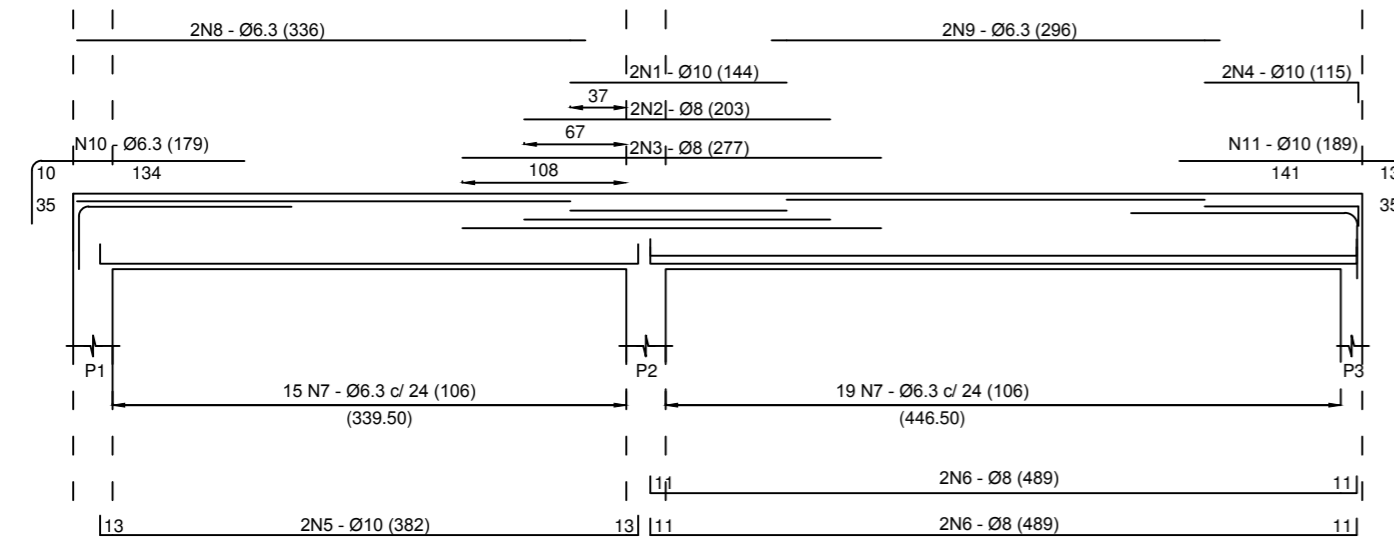
V9 (12 x 45)



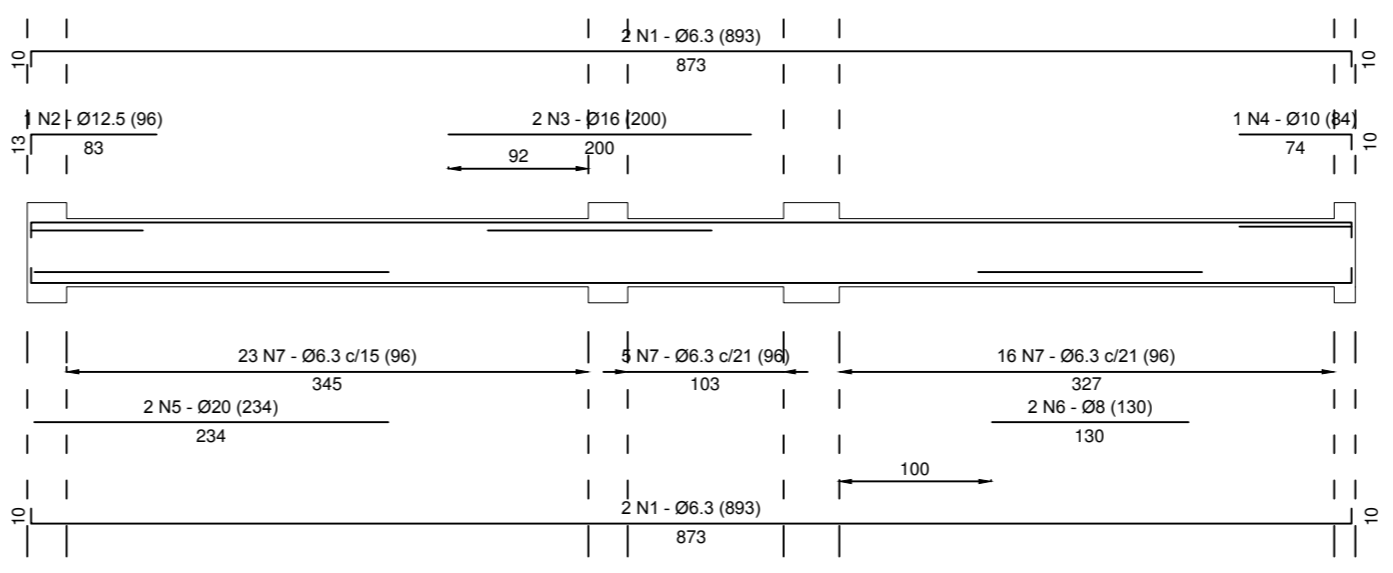
V10 (12 x 45)



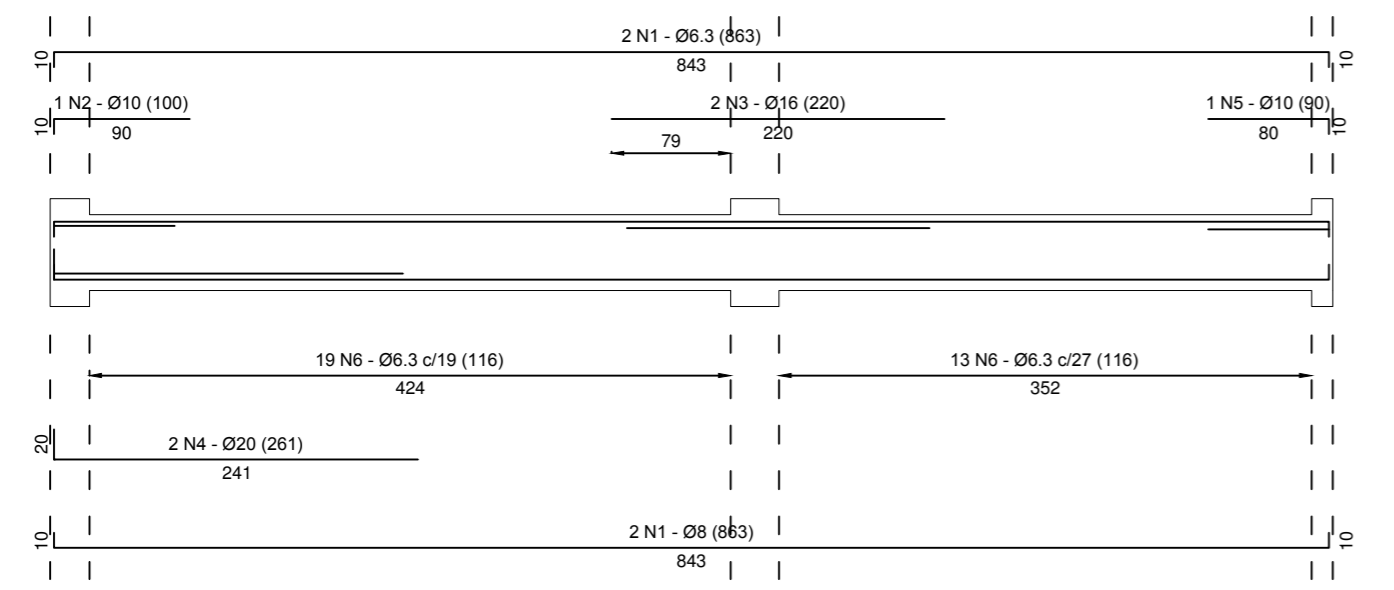
V1 (12 x 45)



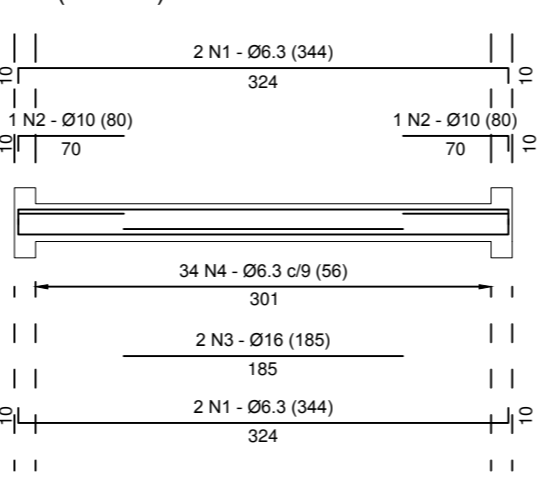
V2 (12 x 40)



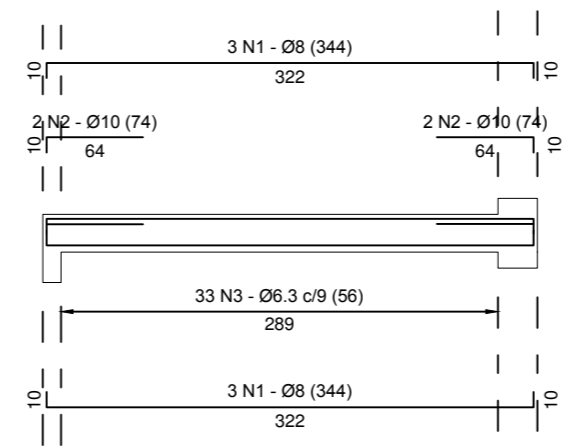
V3 (12 x 50)



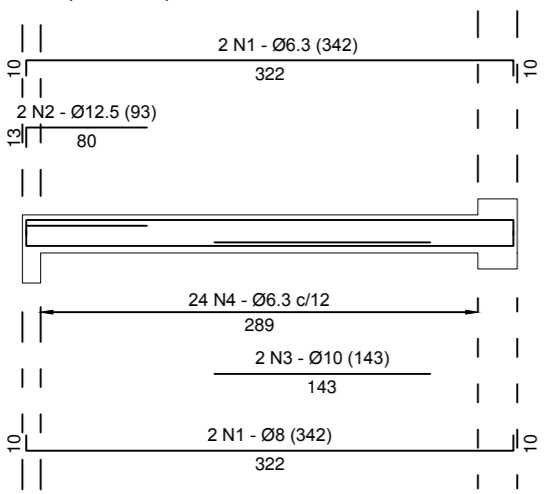
V4 (12 x 20)



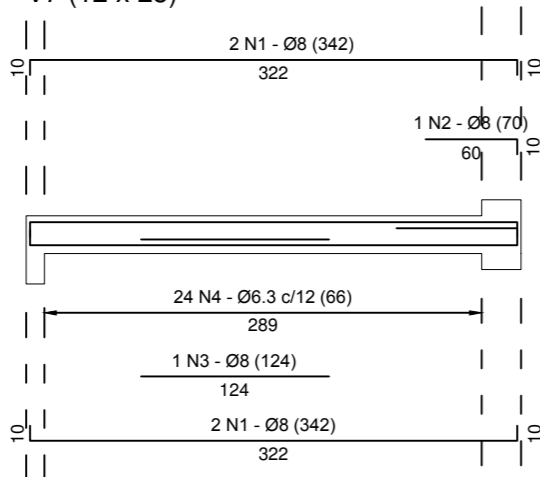
V5 (12 x 20)



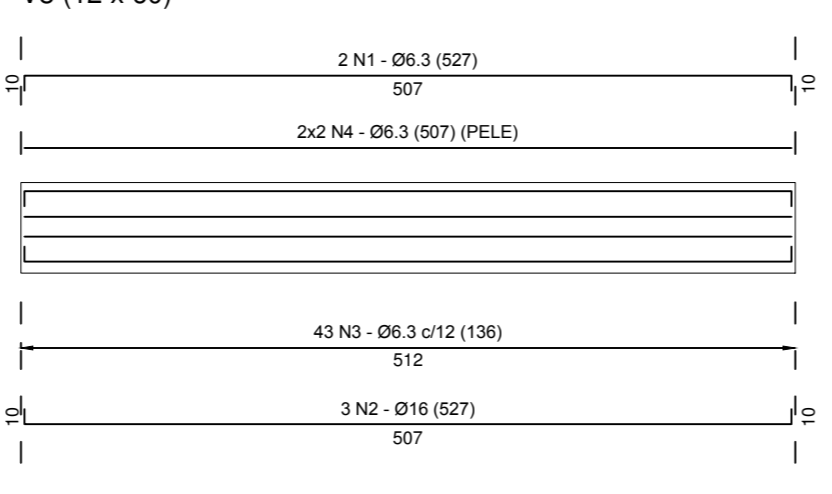
V6 (12 x 25)



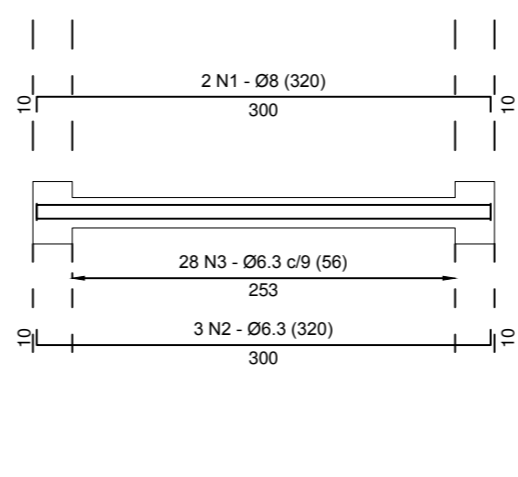
V7 (12 x 25)



V8 (12 x 60)



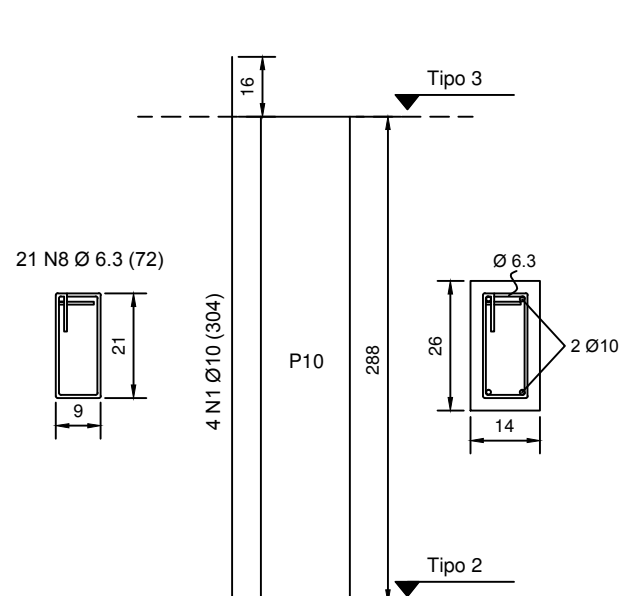
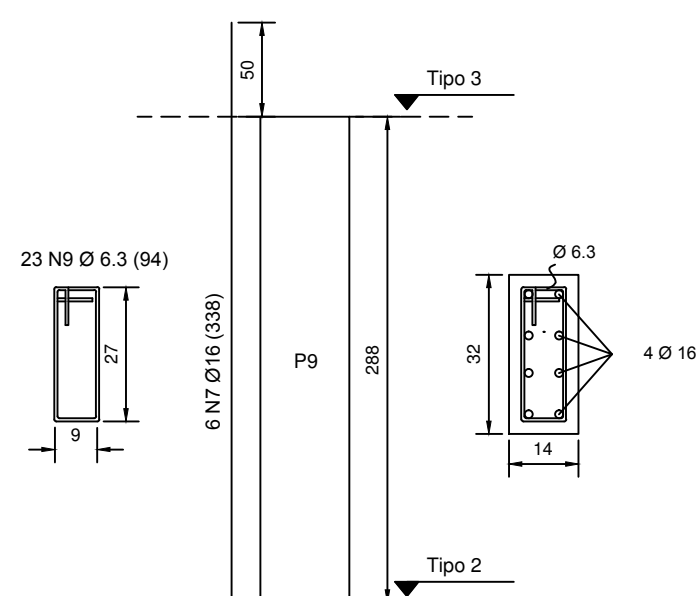
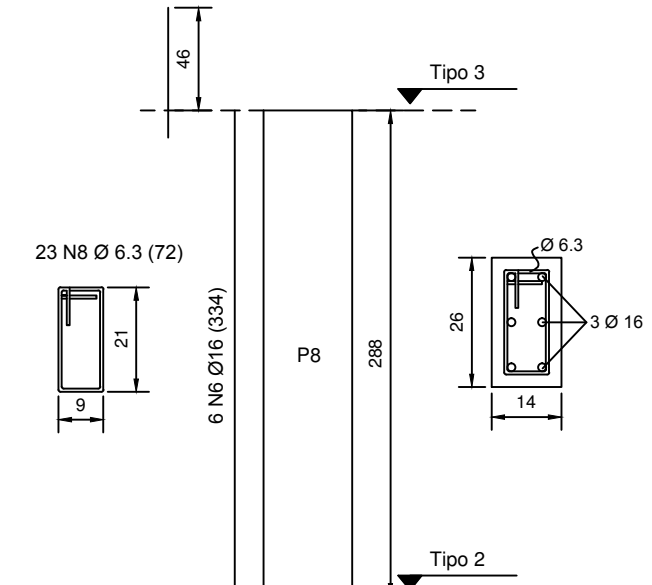
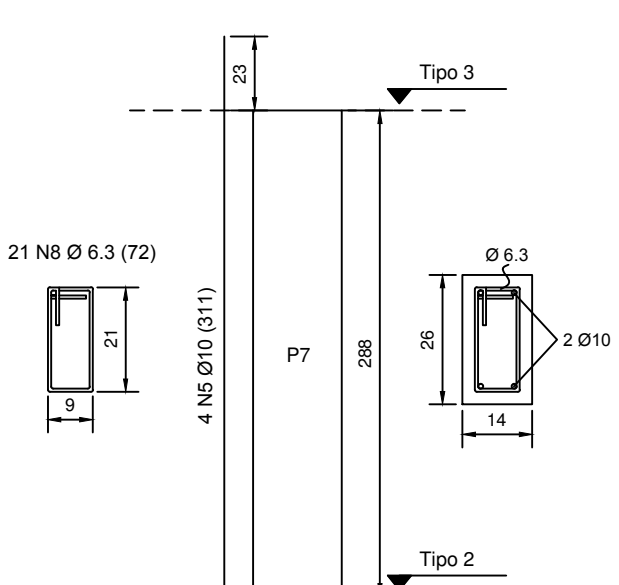
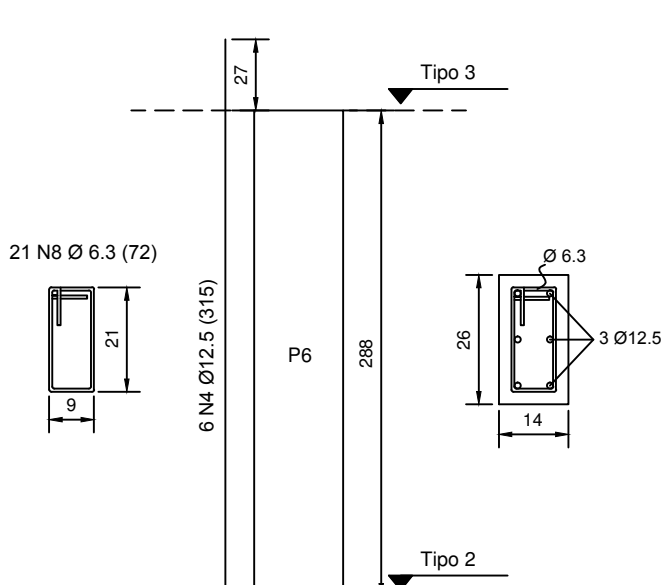
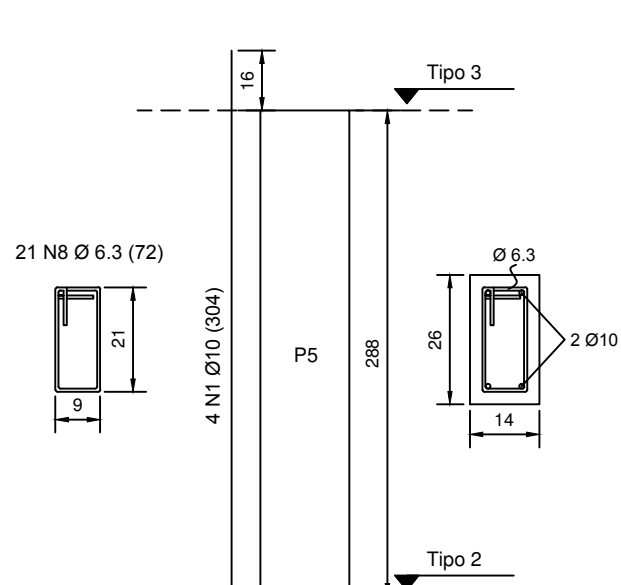
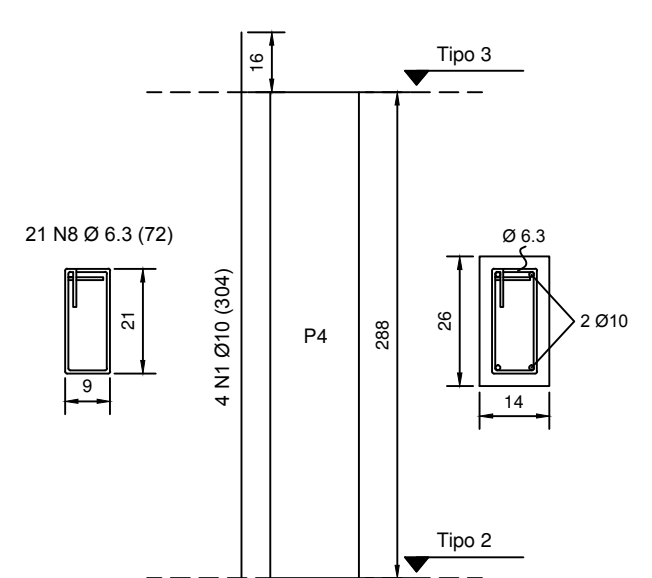
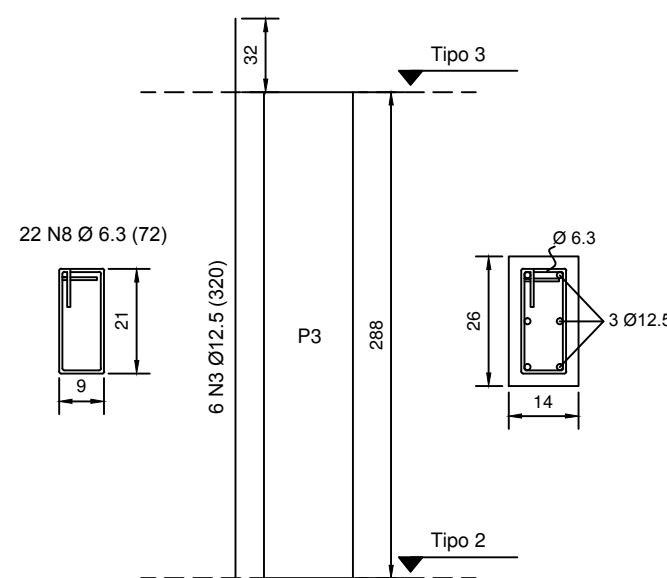
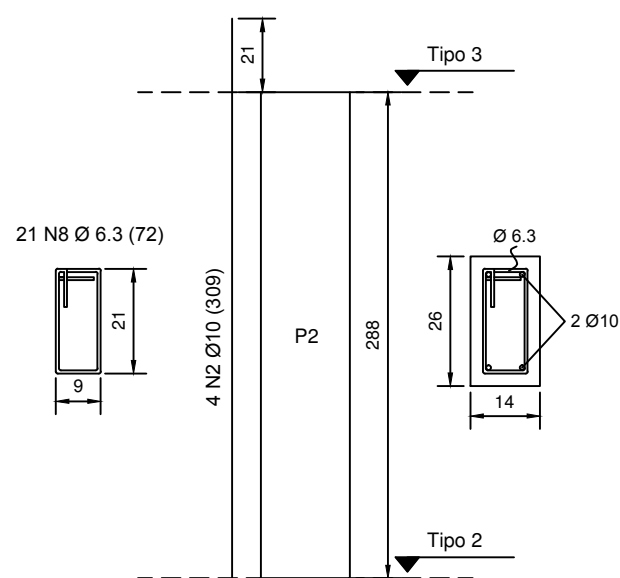
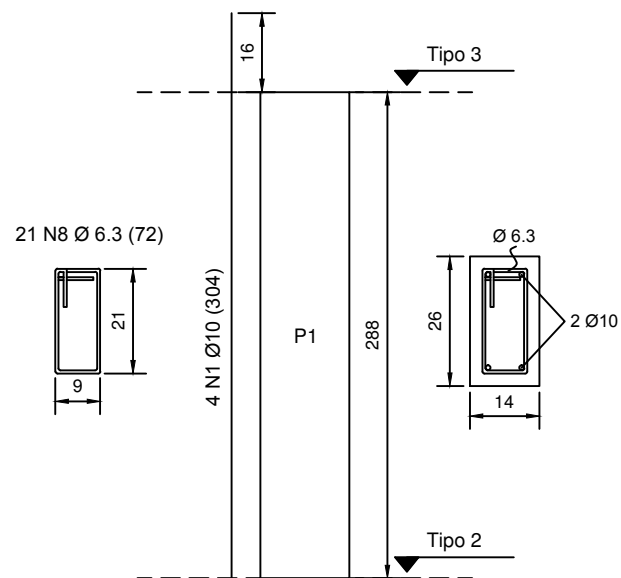
V11 (12 x 20)



Viga	Nome	Quantidade	φ (mm)	Comprimento	
				Unitário (cm)	Total (cm)
V1	N1	2	10	144	288
V1	N2	2	8	203	406
V1	N3	2	8	277	554
V1	N4	2	10	115	230
V1	N5	2	10	382	764
V1	N6	4	8	489	1956
V1	N7	34	6.3	106	3604
V1	N8	2	6.3	336	672
V1	N9	2	6.3	296	592
V1	N10	1	6.3	179	179
V1	N11	1	10	189	189
V2	N1	4	6.3	893	3572
V2	N2	1	12.5	83	83
V2	N3	2	16	200	400
V2	N4	1	10	84	84
V2	N5	2	20	234	468
V2	N6	2	8	130	260
V2	N7	44	6.3	96	4224
V3	N1	4	6.3	863	3452
V3	N2	1	10	100	100
V3	N3	2	16	220	440
V3	N4	2	20	261	522
V3	N5	1	10	90	90
V3	N6	32	6.3	116	3712
V4	N1	4	6.3	344	1376
V4	N2	2	10	80	160
V4	N3	2	16	185	370
V4	N4	34	6.3	56	1904
V5	N1	6	8	344	2064
V5	N2	4	10	74	296
V5	N3	33	56	56	1848
V6	N1	4	6.3	342	1368
V6	N2	2	12.5	93	186
V6	N3	2	10	143	286
V6	N4	24	6.3	66	1584
V7	N1	4	8	342	1368
V7	N2	1	8	70	70
V7	N3	1	8	124	124
V7	N4	66	6.3	66	4356
V8	N1	2	6.3	527	1054
V8	N2	3	16	527	1581
V8	N3	43	6.3	136	5848
V8	N4	4	6.3	507	2028
V9	N1	8	6.3	794	6352
V9	N2	4	16	258	1032
V9	N3	2	16	496	992
V9	N4	4	12.5	193	772
V9	N5	78	6.3	106	8268
V10	N1	8	6.3	806	6448
V10	N2	4	12.5	107	428
V10	N3	4	8	160	640
V10	N4	52	6.3	106	5512
V11	N1	2	8	320	640
V11	N2	3	6.3	320	960
V11	N3	28	6.3	56	1568

TRABALHO DE CONCLUSÃO

DATA: 23/06/2016	ESCALA: 1:50	PROJETO: DETALHAMENTO VIGAS
CALCULISTA: EDILBERTO	DESENHO: EDILBERTO	AUTOR:
FOLHA: A2 01/01	ART:	EDILBERTO COSTA

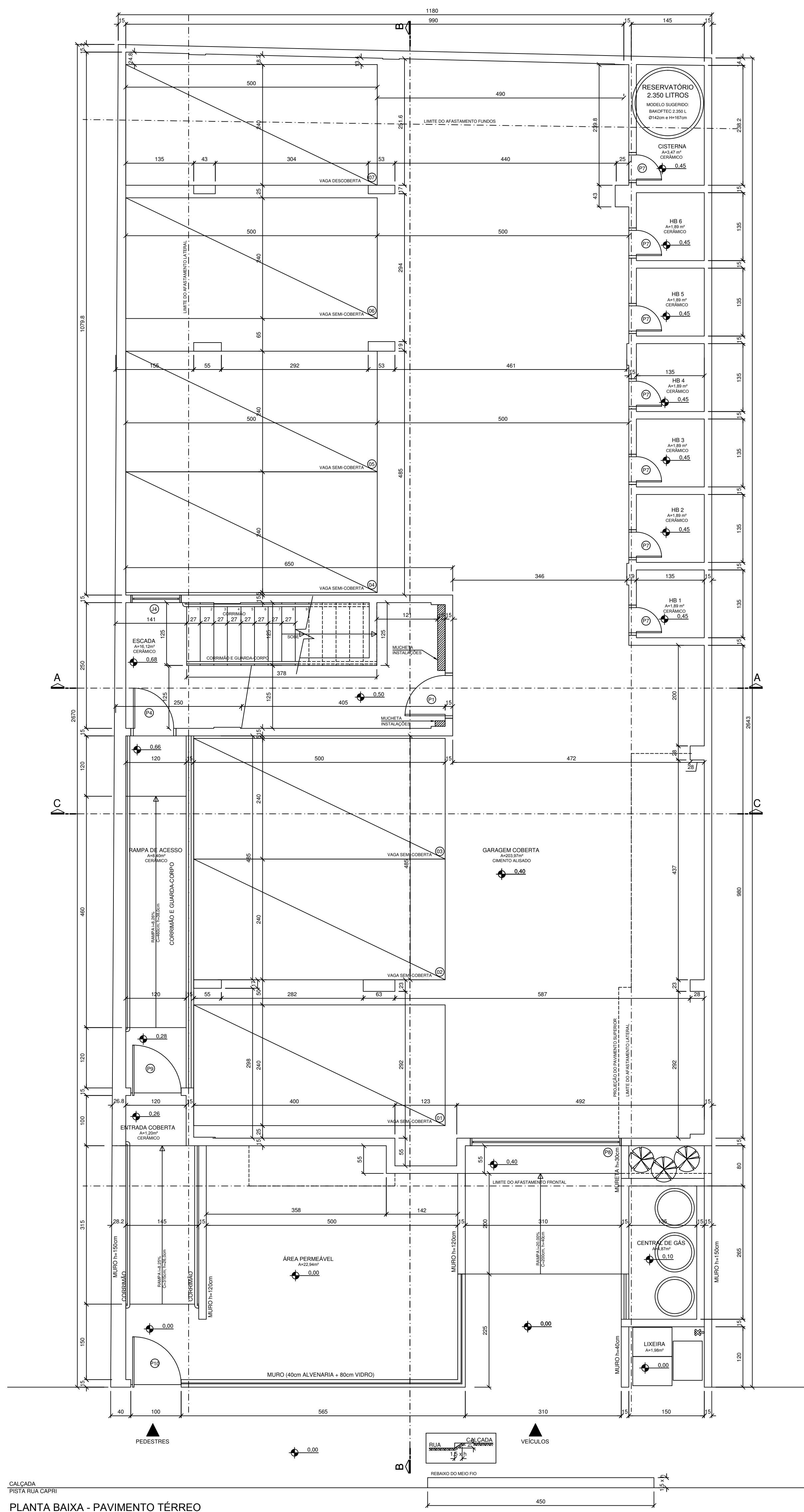


Nome	φ (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	10	16	304	4864
N2	10	4	309	1236
N3	12.5	6	320	1920
N4	12.5	6	315	1890
N5	10	4	311	1244
N6	16	6	334	2004
N7	16	8	338	2704
N8	6.3	192	72	13824
N9	6.3	23	94	2162

TRABALHO DE CONCLUSÃO

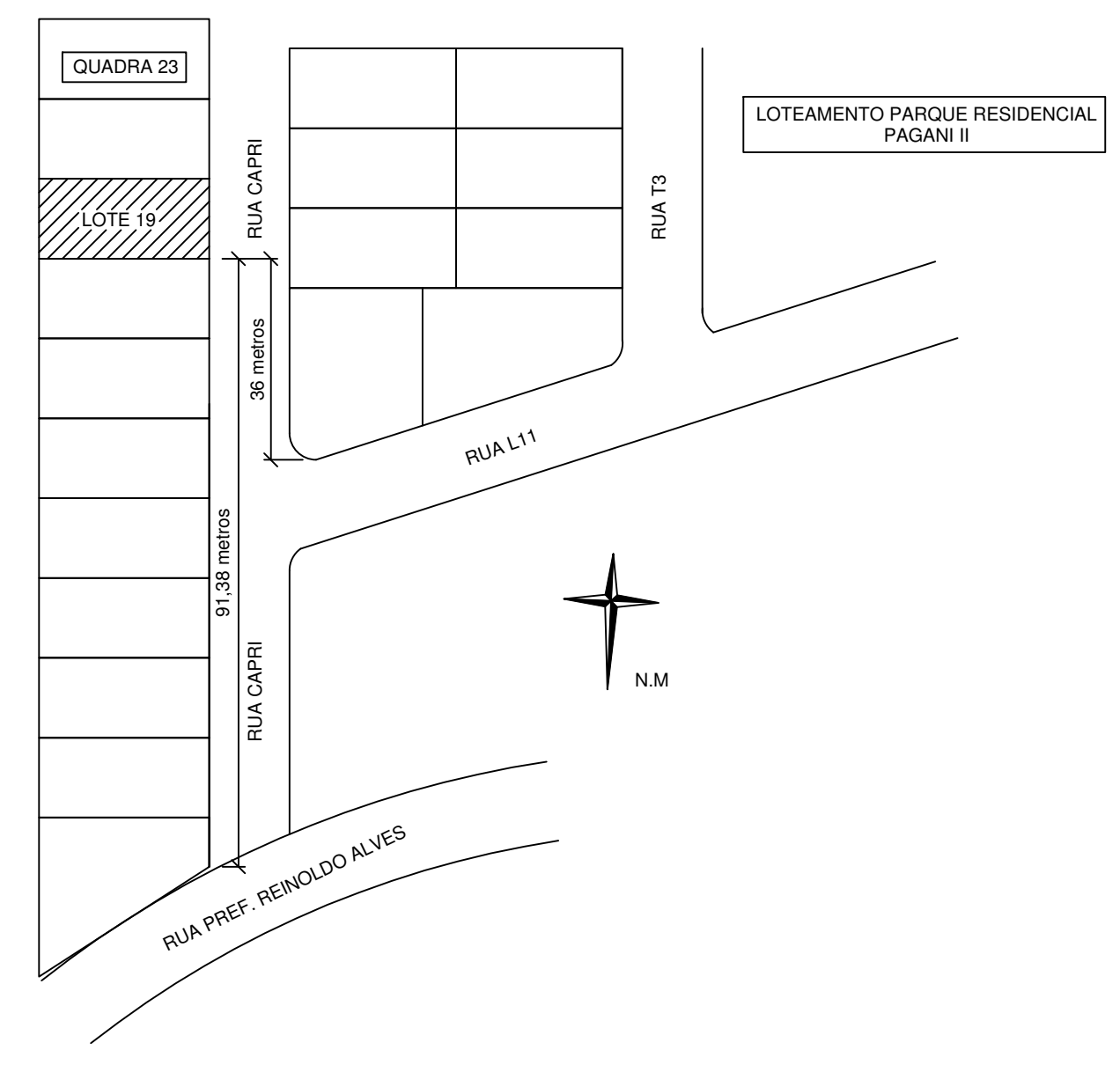
DATA: 23/06/2016	ESCALA: N/A	PROJETO: DETALHAMENTO PILARES
CALCULISTA: EDILBERTO	DESENHO: EDILBERTO	AUTOR:
FOLHA: A3 01/01	ART:	EDILBERTO COSTA

12 ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO



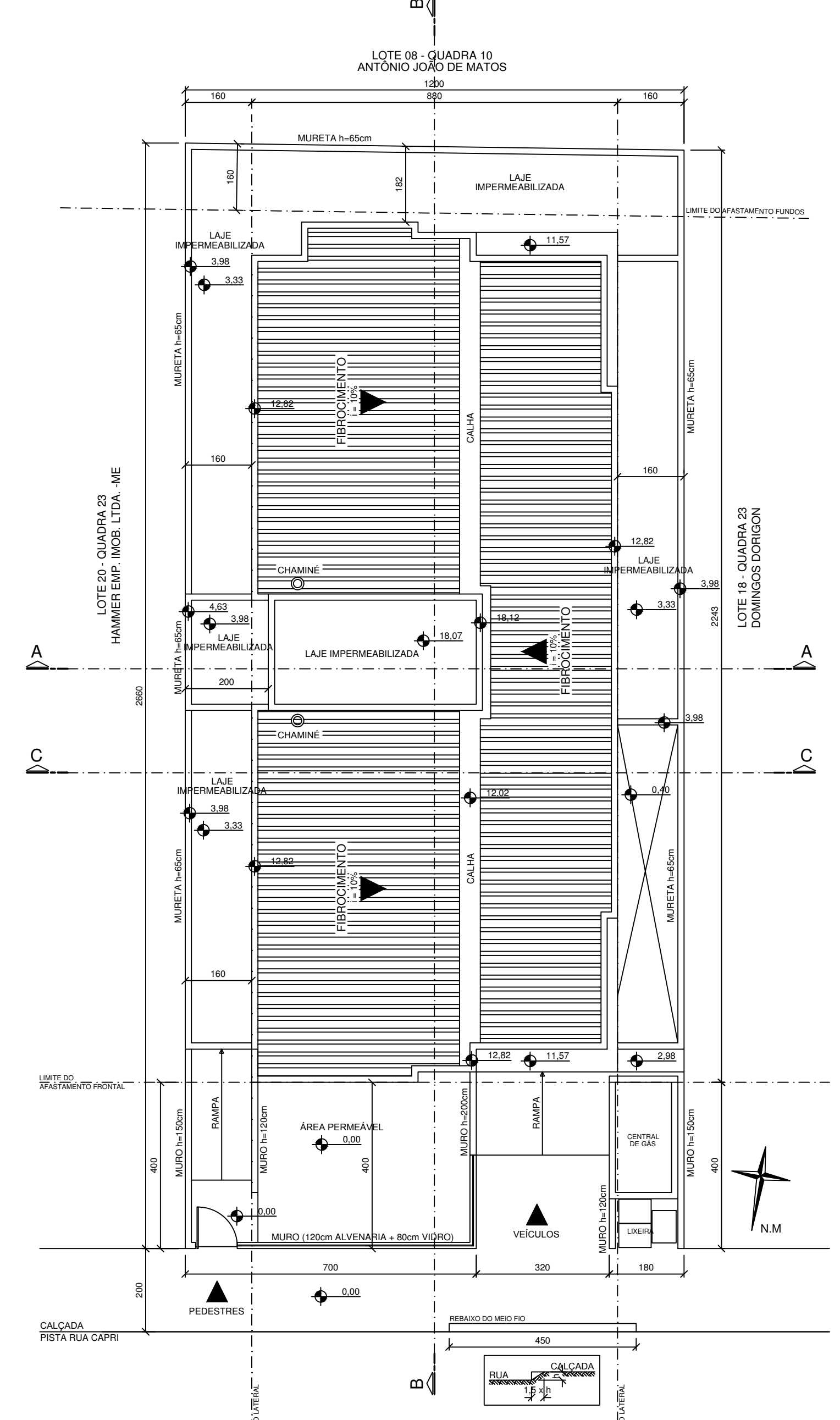
PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TÉRREO
ESC. 1/50

TERRENO:
- LOTE 19, QUADRA 23, LOT. PAGANI II
- INSCRIÇÃO IMOBILIÁRIA: 01.02.188.0133.000
- REG. IMÓVEIS MATRÍCULA Nº 30.292, L2-FP



PLANTA DE SITUAÇÃO
ESC. 1/1.000

QUADRO DE ÁREAS				
TERRENO	COBERTA	COBERTA	DESCOBERTA	
ÁREA ESCRITURADA				318,15 m²
EDIFICAÇÃO	FECHADA	ABERTA		TOTAL
TÉRREO	249,58 m²	-	11,85 m²	261,43 m²
TIPO (x3)	3 x 157,38 m²	3 x 11,52 m²	-	3 x 168,90 m²
BARRILETE	14,70 m²	-	-	14,70 m²
RESERVATÓRIO	14,70 m²	-	-	14,70 m²
CENTRAL DE GÁS	4,87 m²	-	-	4,87 m²
LIXEIRA	-	-	1,98 m²	1,98 m²
ÁREA TOTAL DA EDIFICAÇÃO	755,99 m²	34,56 m²	13,83 m²	804,38 m²
ÁREA DAS UNIDADES (POR UNIDADE)				
APARTAMENTOS 101, 102, 201, 202, 301 E 302				78,57 m²
VAGAS DE GARAGEM 01, 02, 03, 04, 05, 06 E 07				7 x 12,00 m²

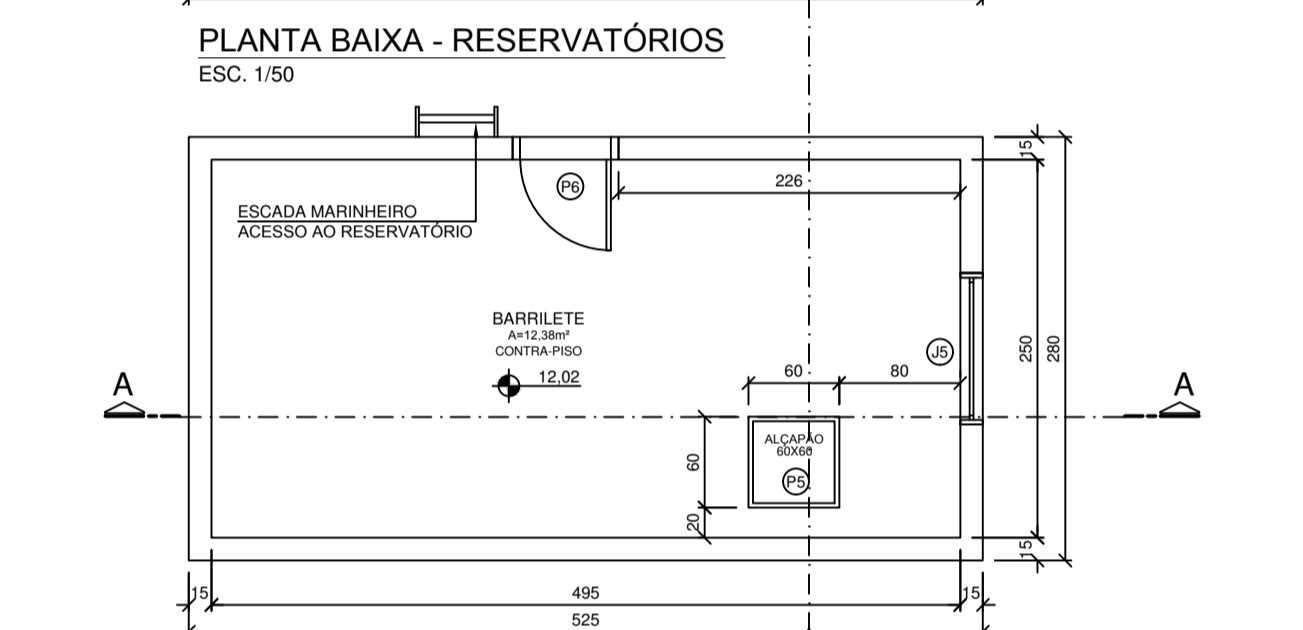
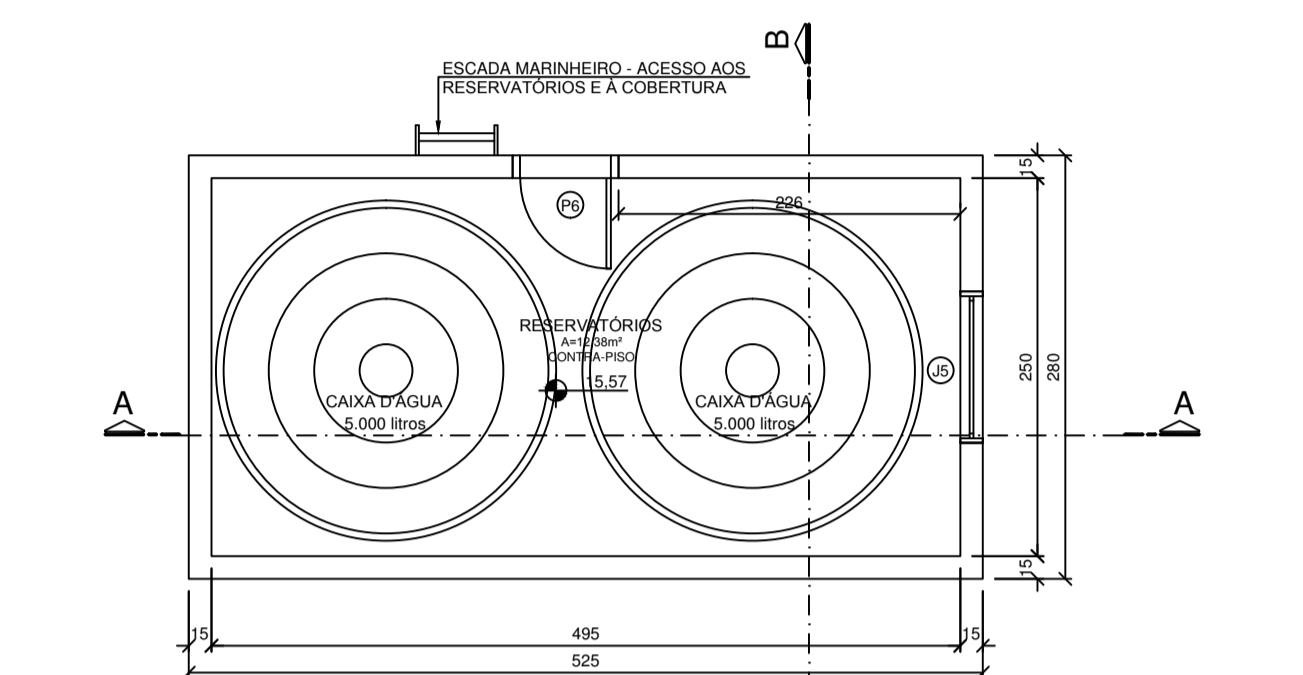


PLANTA DE IMPLANTAÇÃO
ESC. 1/100

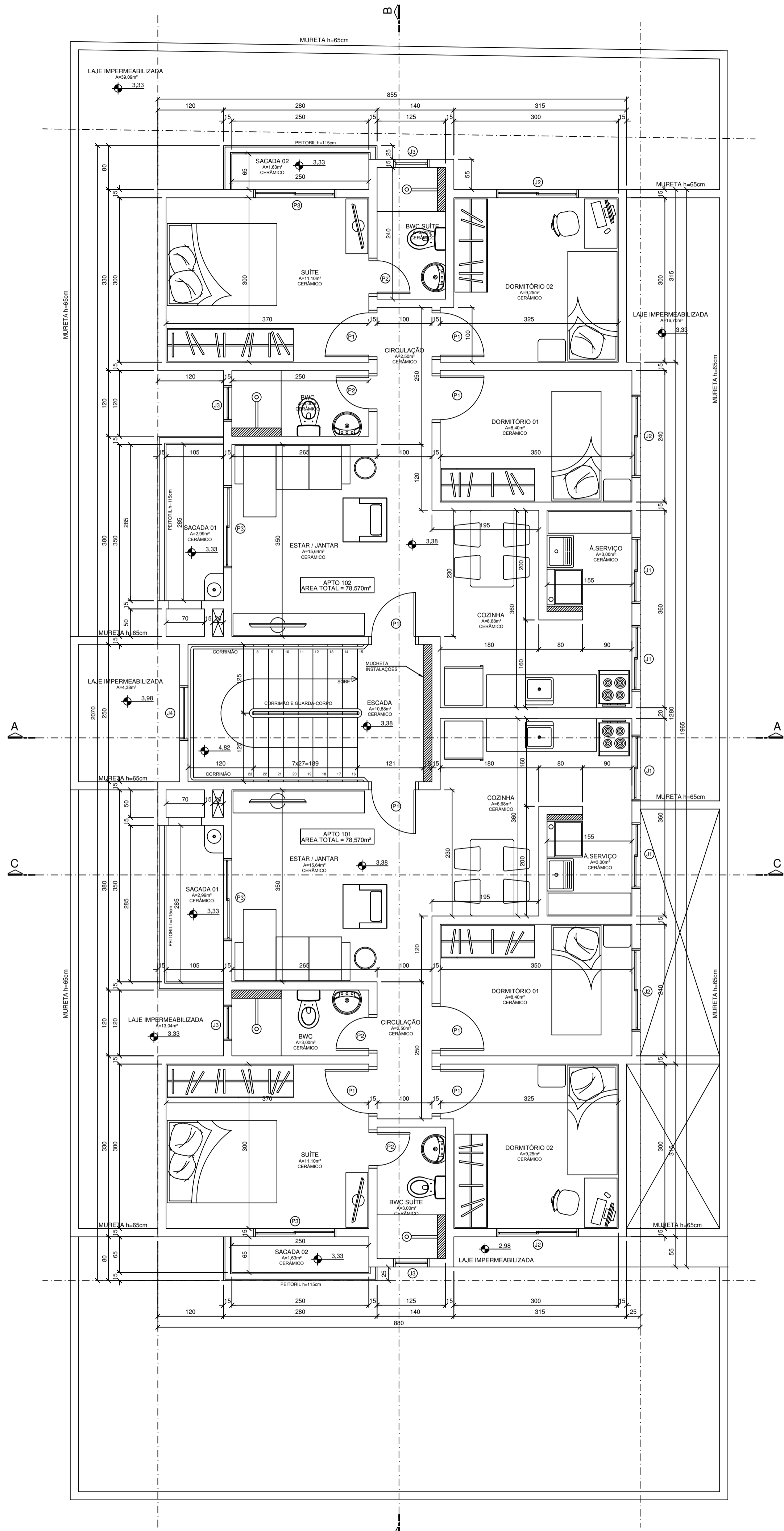
TRABALHO DE CONCLUSÃO			
DATA: 23/06/2016	ETAPA: INDICADA	PROJETO: PROJETO ARQUITETÔNICO - PLANTA BAIXA TÉRREO, SITUAÇÃO E IMPLANTAÇÃO	
DESENHISTA: EDILBERTO	DESENHO: QUATRO	AUTOR:	
FOLHA: 01/03	REV:		EDILBERTO COSTA

QUADRO DE ESQUADRIAS							
PORTAS							
CÓDIGO	LARGURA (cm)	ALTURA (cm)	PEITORIL (cm)	MATERIAL	TIPO	QUANT.	OBSERVAÇÕES
P1	80	210	-	MADEIRA SEMI-OCA	ABRIR	25	-
P2	60	210	-	MADEIRA SEMI-OCA	ABRIR	12	-
P3	150	210	-	ALUMÍNIO	CÓRRER	12	2 FOLHAS
P4	80	210	-	VIDRO TEMPERADO	ABRIR	01	ENTRADA PRINCIPAL
P5	60	60	-	METÁLICA	ALÇAPÃO	01	-
P6	60	100	60/10	ALUMÍNIO	ABRIR	02	VENT. PERMANENTE
P7	50	210	-	ALUMÍNIO	ABRIR	07	-
P8	300	240	-	ALUMÍNIO	ELEVAÇÃO	01	PORTÃO GARAGEM
P9	100	210	-	VIDRO TEMPERADO	ABRIR	01	PORTA EXTERNA
P10	100	120	-	VIDRO TEMPERADO	ABRIR	01	PORTÃO EXTERNO

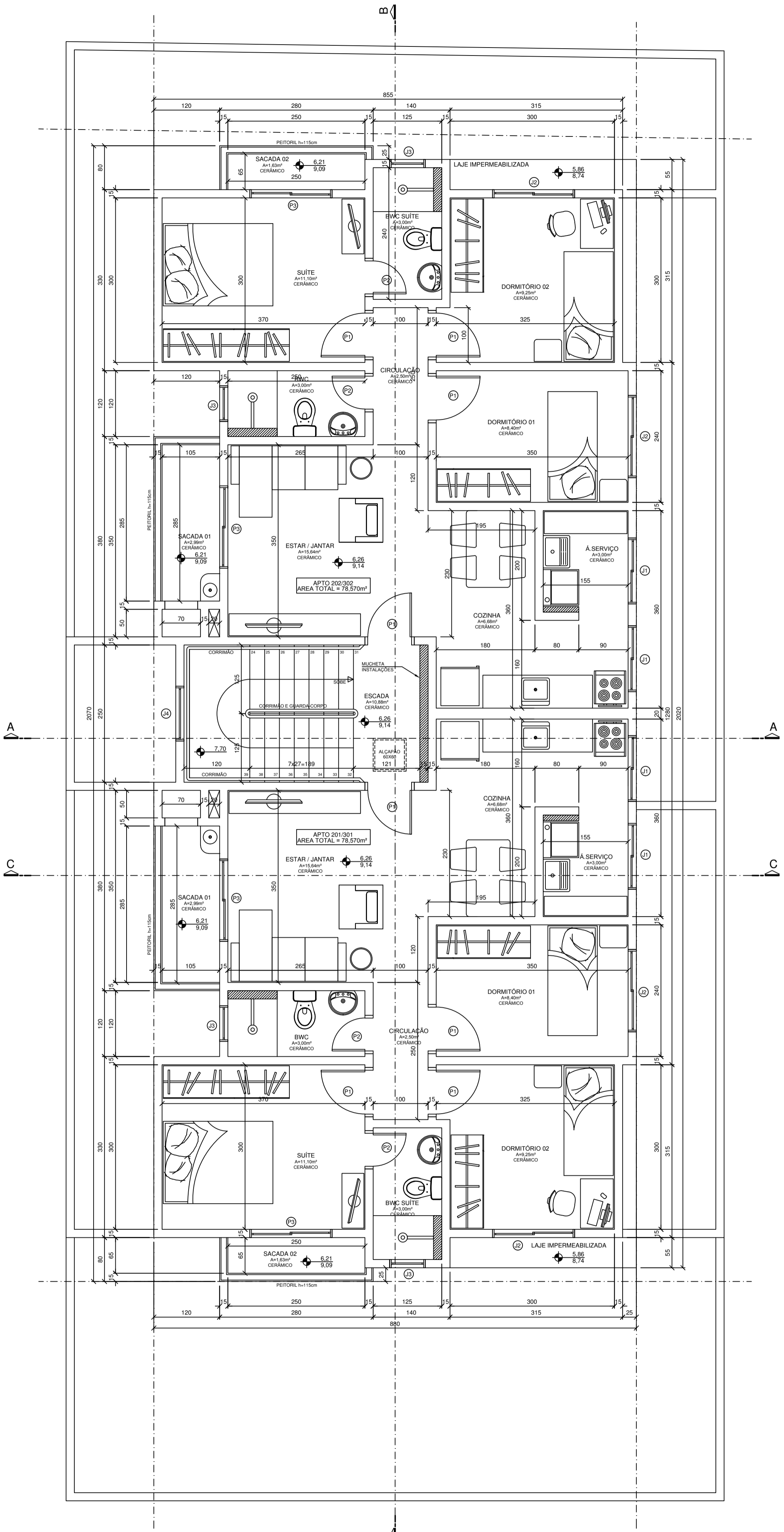
JANELAS							
CÓDIGO	LARGURA (cm)	ALTURA (cm)	PEITORIL (cm)	MATERIAL	TIPO	QUANT.	OBSERVAÇÕES
J1	120	90	120	VIDRO TEMPERADO	CÓRRER	12	2 FOLHAS
J2	150	110	100	VIDRO TEMPERADO	CÓRRER	12	-
J3	65	60	150	VIDRO TEMPERADO	CÓRRER	12	2 FOLHAS
J4	100	50	160	VIDRO TEMPERADO	FIXA	03	-
J5	100	50	160	ALUMÍNIO	FIXA	02	VENT. PERMANENTE



PLANTA BAIXA - BARRILETE
ESC. 1/50

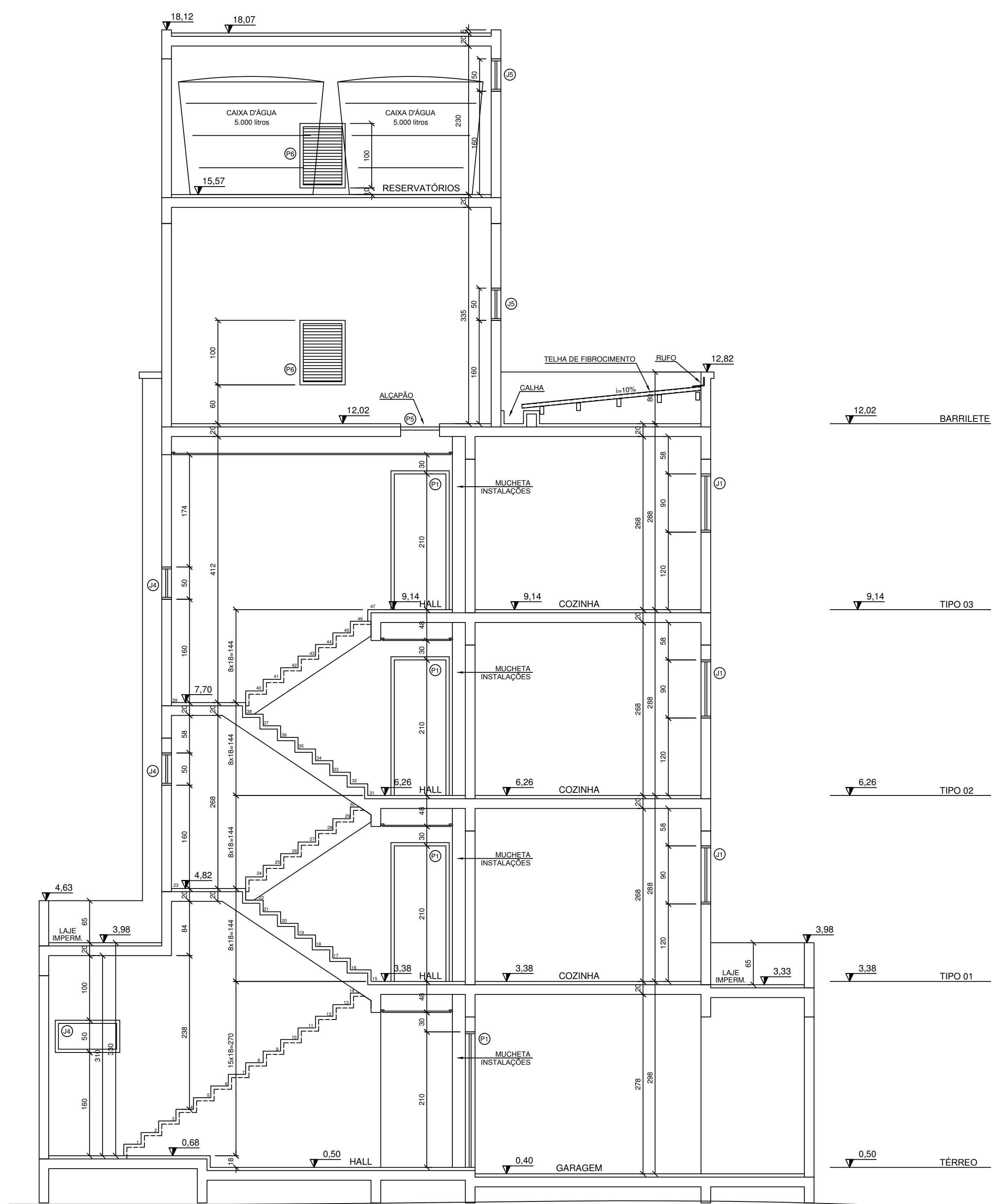


PLANTA BAIXA - TIPO 01
ESC. 1/50

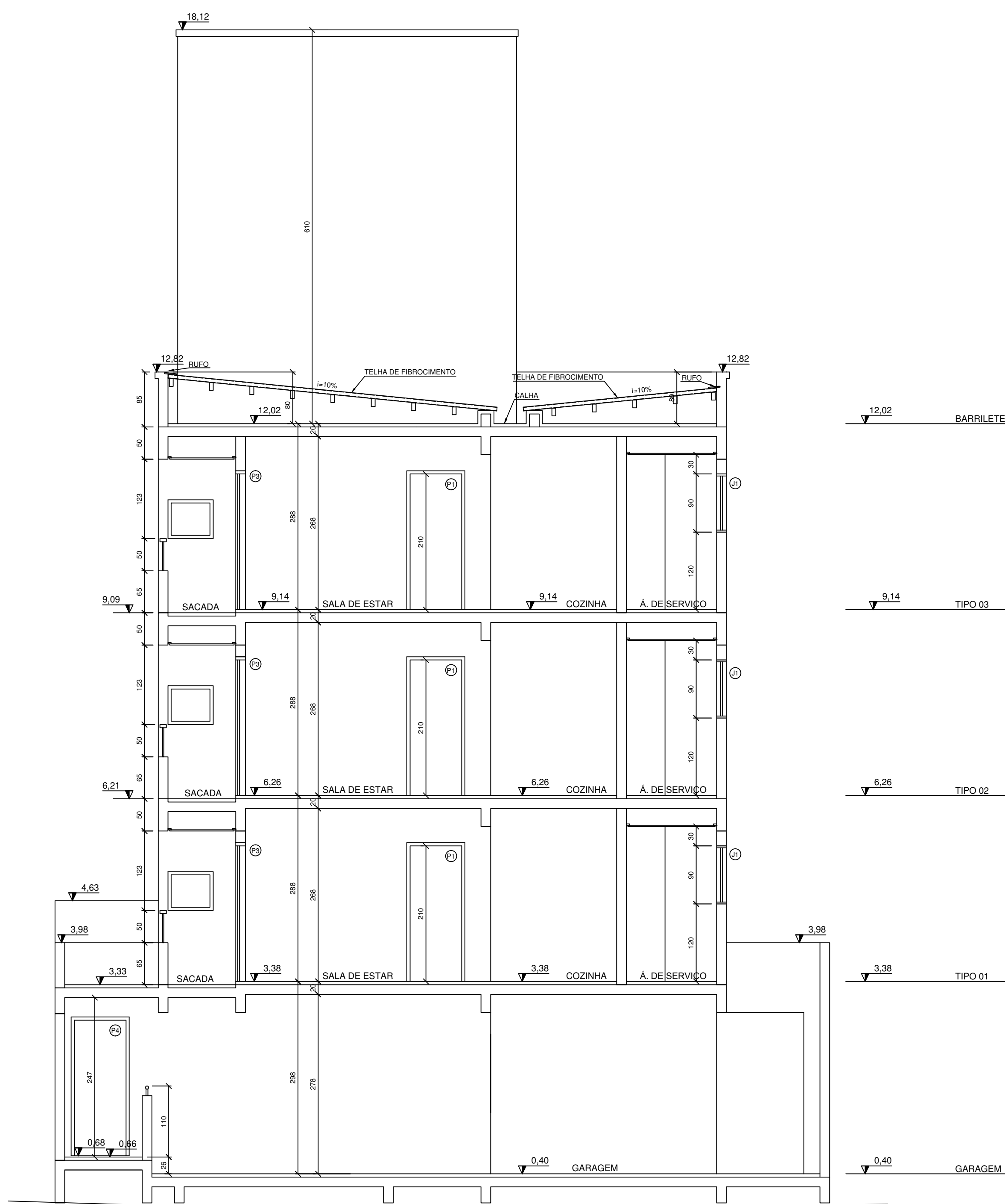


PLANTA BAIXA - TIPO 02 E 03
ESC. 1/50

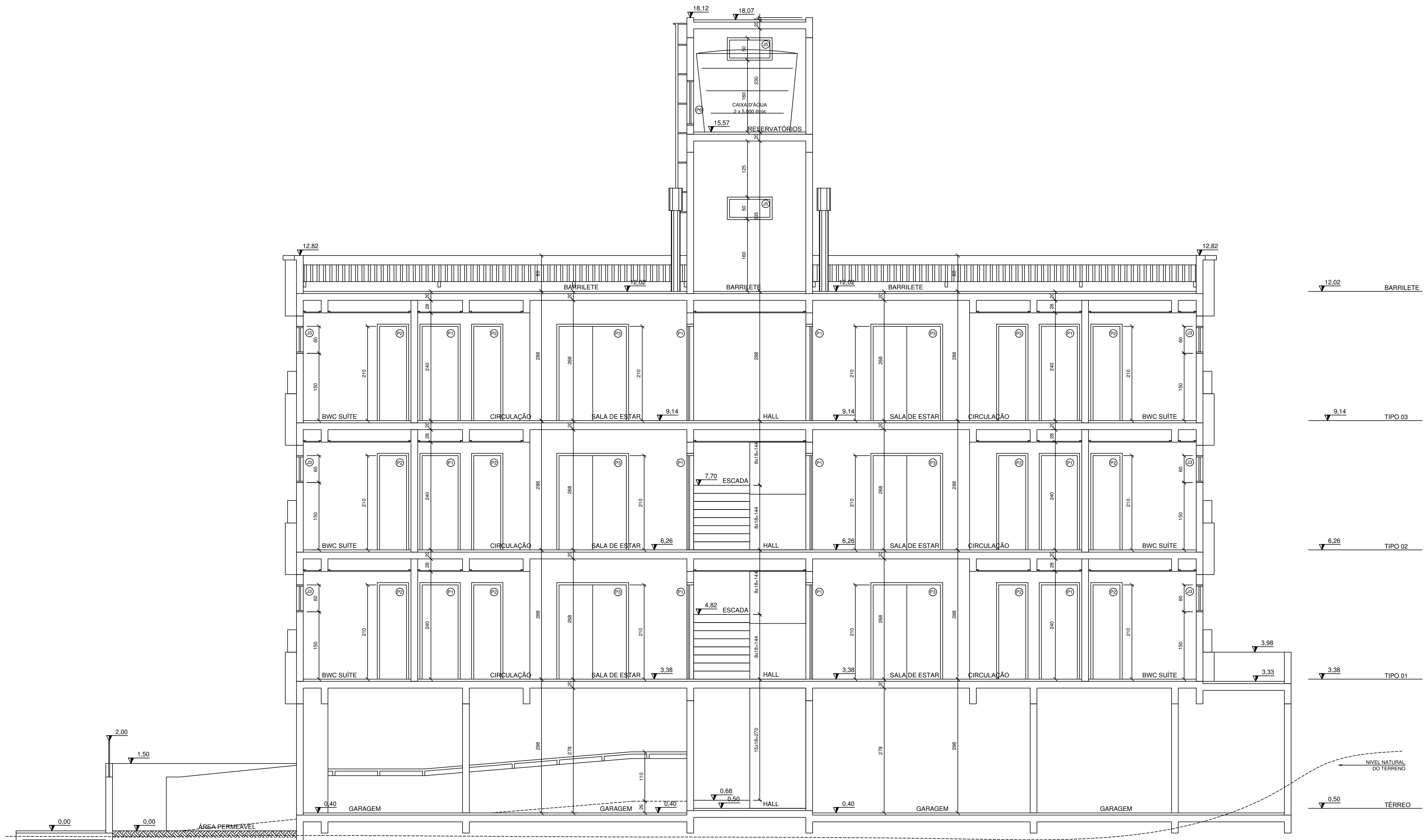
TRABALHO DE CONCLUSÃO			
DATA: 23/06/2016	ESCALA: 1:50	PROJETO: PROJETO ARQUITETÔNICO - PLANTA BAIXA TIPO 01, 02, 03 E CAIXA D'ÁGUA	
CALCULISTA: EDILBERTO	DESENHO: QUATRO	AUTOR:	
FOLHA: 02/03	ARTE:	EDILBERTO COSTA	



CORTE AA
ESC. 1/50



CORTE CC
ESC. 1/50

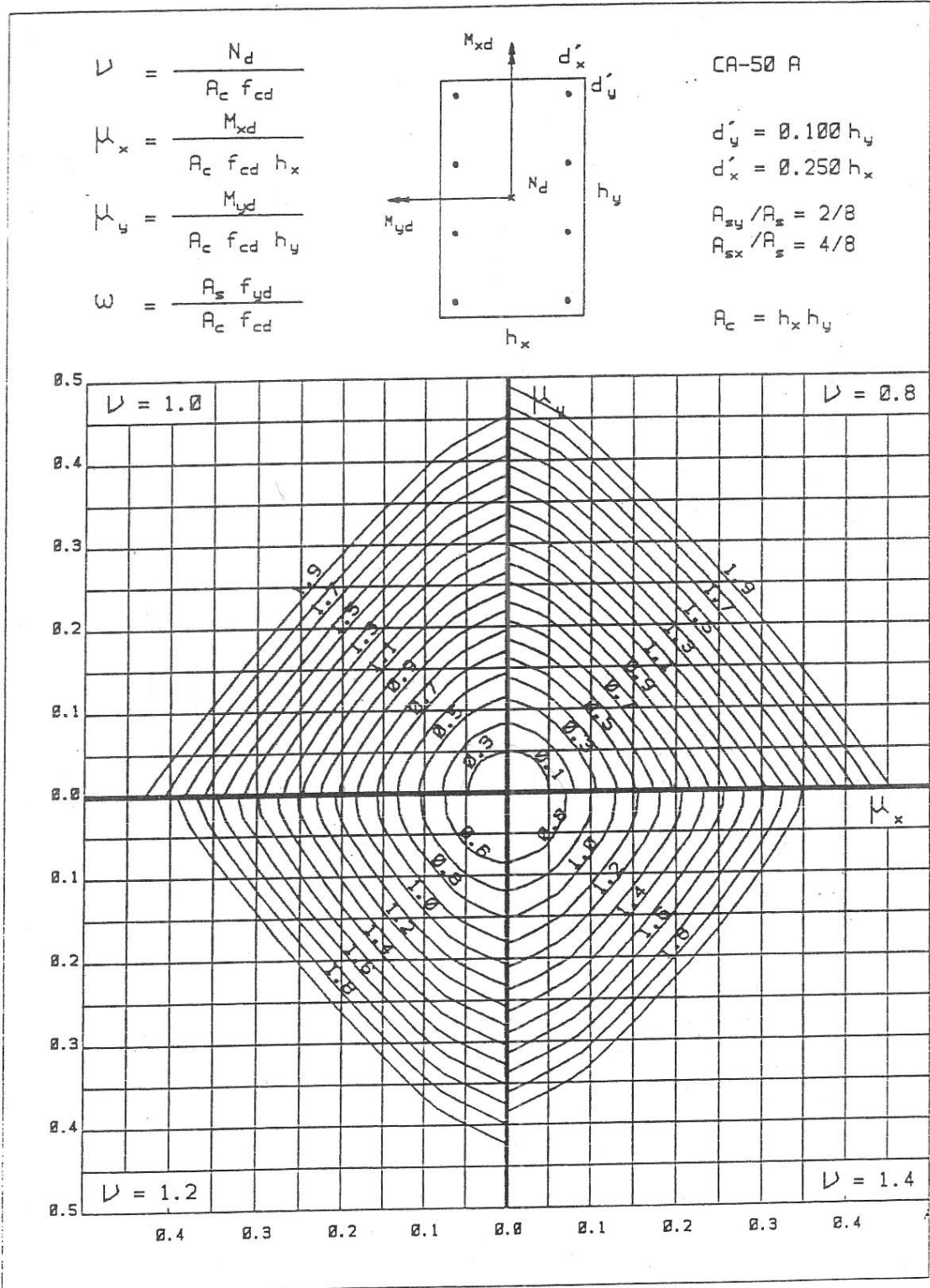


CORTE BB
ESC. 1/50

TRABALHO DE CONCLUSÃO			
DATA: 23/06/2016	ESCALA: 1:50	PROJETO: PROJETO ARQUITETÔNICO - CORTES	
PROJETO: EDILBERTO	CLIENTE: QUATRO	AUTOR:	
FOLHA: 03/03	ARQ:	EDILBERTO COSTA	

13 ANEXO B – ÁBACOS PARA PILARES À FLEXÃO

A-54



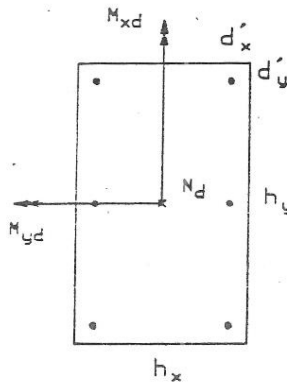
A-55

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

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

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

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



CA-50 A

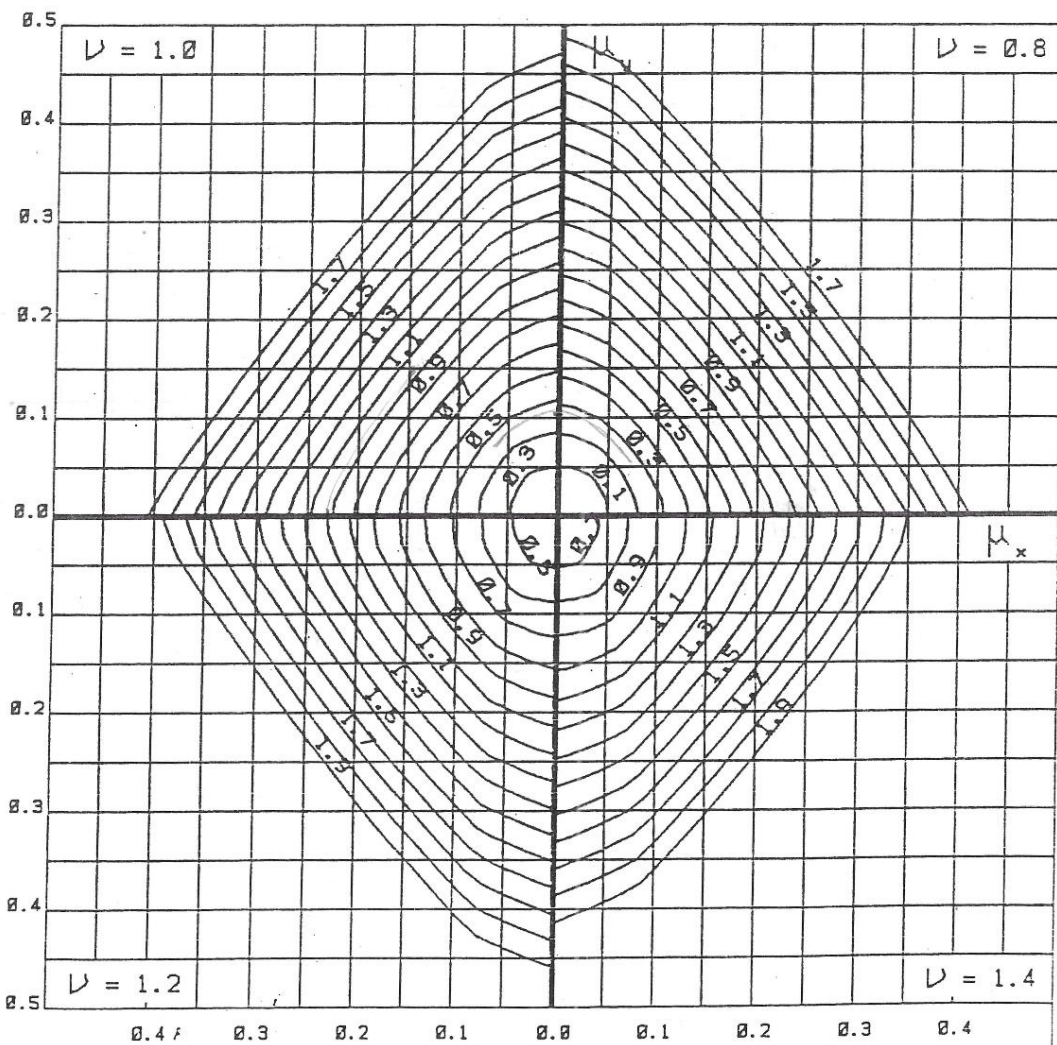
$$d'_y = 0.100 h_y$$

$$d'_x = 0.250 h_x$$

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

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

$$A_c = h_x h_y$$



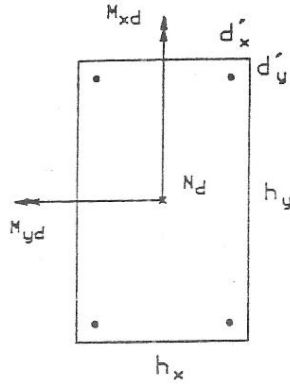
A-56

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

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

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

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



CA-50 A

$$d'_y = 0.100 h_y$$

$$d'_x = 0.250 h_x$$

$$A_{sy} / A_s = 2/4$$

$$A_{sx} / A_s = 2/4$$

$$A_c = h_x h_y$$

