

UFSC - UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

CTC – CENTRO TECNOLÓGICO

ECV – DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANDRÉ FELIPE KRETZER**

**PROJETO ESTRUTURAL DE PAVIMENTO DE EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR  
EM CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DE PROCEDIMENTOS MANUAIS E  
COMPUTACIONAIS.**

FLORIANÓPOLIS

2016

ANDRÉ FELIPE KRETZER

**PROJETO ESTRUTURAL DE PAVIMENTO DE EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR  
EM CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DE PROCEDIMENTOS MANUAIS E  
COMPUTACIONAIS.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph D.

FLORIANÓPOLIS

2016



André Felipe Kretzer

**PROJETO ESTRUTURAL DE PAVIMENTO DE EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR EM  
CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DE PROCEDIMENTOS MANUAIS E  
COMPUTACIONAIS.**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para a obtenção do Título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua forma final pelo departamento de Programa de Graduação de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 07 de dezembro de 2016

Prof. Luis Alberto Gómez  
Coordenador do Curso

**Banca Examinadora:**



---

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph.D.  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D.  
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Narbal A. Marcellino, Ph.D.  
Universidade Federal de Santa Catarina

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

Kretzer, André Felipe

Projeto estrutural de pavimento de edificação multifamiliar em concreto armado através de procedimentos manuais e computacionais / André Felipe Kretzer ; orientador, Roberto Caldas de Andrade Pinto - Florianópolis, SC, 2016.

402 p.

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

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Projeto estrutural. 3. Concreto armado. 4. Dimensionamento. 5. Eberick. I. Pinto, Roberto Caldas de Andrade. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus por sua grandeza e intercessão na vida de todos, sobretudo a minha, dando-me motivação e força para perseguir meus objetivos e anseios.

A meus pais e demais familiares, por todo o suporte e educação para a vida, bem como, exemplo de perseverança e dedicação para comigo e meu irmão. Obrigado pelos valores ensinados.

A minha namorada Suellen, por toda motivação, apoio e amor em todos os momentos, sobretudo aqueles de descrença e dificuldades. Te amo!

Aos meus amigos de todas as épocas, principalmente aos colegas de curso, os “irmãos taura”, por todo companheirismo e amizade conquistados durante a graduação.

Aos professores que tive durante toda a vida, por compartilharem de seus conhecimentos, principal ferramenta de mudança e intervenção social. Grandes mestres merecedores de todo apoio e reconhecimento.

Ao Professor Roberto Pinto, orientador deste trabalho, por toda atenção e, principalmente, disponibilidade, ajudando-me sempre que preciso.

Nada seria possível sem vocês. Muito obrigado!

## **RESUMO**

O presente trabalho apresenta o dimensionamento estrutural de um pavimento de um edifício residencial multifamiliar em concreto armado através de um software comercial computacional, segundo as premissas da NBR 6118/2014. Também apresenta o procedimento de dimensionamento manual de alguns elementos estruturais da edificação, a fim de justificar o uso da ferramenta.

Palavras-chave: Projeto estrutural, concreto armado, dimensionamento, Eberick.

## **ABSTRACT**

The following paper presents the structural dimensioning of a pavement of a multifamily reinforced concrete building using a commercial software, according to the premises of the NBR 6118/2014. It also presents the procedures of manually dimensioning of some selected structural elements of the building, in order to justify the use of the computer tool.

Key words: Structural design, reinforced concrete, dimensioning, Eberick.

*“Nada se obtém sem esforço; tudo se pode conseguir com ele.”*

Ralph Waldo Emerson

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Planta de formas do pavimento tipo 3 (concepção inicial) .....	23
Figura 2 - Dimensões consideradas no cálculo do vão efetivo das lajes. ....	26
Figura 3 - Situações de vinculação das placas isoladas .....	27
Figura 4 - Caso com parede disposta paralelamente ao menor vão da laje (lx) .....	33
Figura 5 - Caso com parede disposta perpendicularmente à direção principal da laje .....	34
Figura 6 - Laje com engaste e apoio .....	36
Figura 7 - Laje com dois engastes .....	37
Figura 8 - Laje com dois apoios .....	37
Figura 9 - Compatibilização e correção dos momentos fletores .....	40
Figura 10 - Seção de laje .....	42
Figura 11 - Disposição de barras negativas na laje.....	49
Figura 12 - Esquema de método das áreas para determinação das reações de apoio .....	58
Figura 13 - Esquema de método das áreas para determinação das reações de apoio .....	59
Figura 14 - Visualização lajes L8, L9 e L10 .....	62
Figura 15 - Vinculação das bordas .....	66
Figura 16 - Momentos fletores isolados.....	73
Figura 17 - Momentos fletores compatibilizados .....	77
Figura 18 - Laje com dois engastes .....	108
Figura 19 - Detalhamento das armaduras positivas .....	134
Figura 20 - Detalhamento das armaduras negativas .....	135
Figura 21 - Detalhamento das armaduras positivas com economia de ponta .....	136
Figura 22 - Detalhamento das armaduras negativas com economia de ponta.....	137
Figura 23 - Método das áreas para laje 10 .....	141
Figura 24 - Ganchos para armadura longitudinal tracionada .....	161
Figura 25 - Viga V18 (3º Tipo) .....	166
Figura 26- Reações da viga V2 (12x40) .....	172
Figura 27 - Modelo V18 (12X50).....	173
Figura 28 - Esforços cortantes V18 (12x50) .....	174
Figura 29 - Momentos fletores V18 (12X50).....	174
Figura 30 - Modelo V18 (12X50) ELS-W .....	200
Figura 31 - Esforços cortantes V18 (12X50) ELS-W.....	201

Figura 32 - Momentos fletores V18 (12X50) ELS-W .....	201
Figura 33 - Modelo V18 (12X50) ELS-DEF .....	206
Figura 34 - Esforços cortantes V18 (12X50) ELS-DEF .....	207
Figura 35 - Momentos fletores V18 (12X50) ELS-DEF .....	207
Figura 36 - V18 (12X50) Configuração deformada .....	214
Figura 37 - Diagrama de momentos fletores deslocado.....	217
Figura 38 – Armaduras negativas no diagrama decalado em P5.....	224
Figura 39 - Armadura positiva no diagrama decalado no vão 1.....	225
Figura 40 - Armadura positiva no diagrama decalado no vão 2.....	226
Figura 41 - Detalhamento V18 (12X50).....	228
Figura 42 - Comprimento equivalente de pilares .....	233
Figura 43 - Estribos suplementares.....	244
Figura 44 - Pilar P1 planta de formas .....	246
Figura 45 -Perfil pilar P1.....	248
Figura 46 - Detalhamento pilar P1 (20X26).....	257
Figura 47 - Pilar P4 planta de formas .....	258
Figura 48 - Perfil pilar P4.....	260
Figura 49 - Detalhamento pilar P4.....	269
Figura 50 - Pilar P13 planta de formas .....	270
Figura 51 - Detalhamento pilar P4.....	286
Figura 52 - Modelo de pórtico espacial utilizado .....	288
Figura 53 - Unidades.....	289
Figura 54 - Janela de projeto .....	290
Figura 55 - Diálogo de inserção de pilares.....	291
Figura 56 - Diálogo de inserção de vigas.....	292
Figura 57 - Diálogo de inserção de lajes.....	292
Figura 58 - Diálogo para inserção das cargas de parede.....	293
Figura 59 - Interface de inserção da planta de formas.....	293
Figura 60 - Configurações de análise.....	294
Figura 61 - Classes de concreto.....	295
Figura 62 - Materiais e durabilidade.....	295
Figura 63 - Diagramas de momentos fletores V18 segundo o software.....	299



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -Classe de agressividade ambiental (CAA) .....	10
Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.....	11
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal	12
Tabela 4 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ .....	17
Tabela 5 - Coeficiente $\gamma_{f2}$ .....	17
Tabela 6 - Combinações últimas.....	19
Tabela 7 - Combinações de serviço .....	20
Tabela 8 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes.....	44
Tabela 9 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas e lajes.....	44
Tabela 10 - Resumo dos carregamentos das lajes .....	69
Tabela 11 - Ganchos para armadura longitudinal tracionada.....	162
Tabela 12 - Cargas nas vigas .....	170
Tabela 13 - Cargas de interesse V18.....	170
Tabela 14 - Carregamento total distribuído V18 .....	171
Tabela 15 - Parâmetros viga V12 .....	171
Tabela 16 - Valores do coeficiente adicional para pilares .....	231
Tabela 17 - Carregamentos pilar P1.....	247
Tabela 18 - Carregamentos pilar P1 (20x26) .....	250
Tabela 19 - Carregamentos pilar P4.....	259
Tabela 20 - Carregamentos pilar P13.....	271
Tabela 21 - Carregamentos pilar P13 (20x26) .....	278
Tabela 22 - Comparativo de área de aço para as lajes .....	297
Tabela 23 - Resultados de área de aço para armadura negativa .....	297
Tabela 24 - Comparativo de momentos fletores por região da viga V18 .....	300
Tabela 25 – Resultados de área de aço por região da viga V18 .....	300
Tabela 26 - Resultados da análise dos pilares .....	300

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2. JUSTIFICATIVA.....	2
1.3. OBJETIVOS.....	2
1.3.1. GERAIS.....	2
1.3.2. ESPECÍFICOS.....	2
2. METODOLOGIA.....	3
3. INTRODUÇÃO AO CONCRETO ARMADO.....	4
3.3. MASSA ESPECÍFICA.....	4
3.4. RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO.....	5
3.5. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO.....	5
3.6. MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	6
3.7. AÇO ESTRUTURAL PARA CONCRETO ARMADO.....	8
3.8. DIRETRIZES PARA A DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	9
3.8.1. VIDA ÚTIL DE PROJETO.....	9
3.8.2. AGRESSIVIDADE AMBIENTAL.....	10
3.8.3. QUALIDADE DO CONCRETO DE COBRIMENTO.....	11
3.8.4. COBRIMENTO NOMINAL.....	11
4. SEGURANÇA E ESTADOS-LIMITES.....	13
4.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA.....	13
4.2.1. ESTADOS-LIMITES ÚLTIMOS (ELU).....	13
4.2.2. ESTADOS-LIMITES DE SERVIÇO (ELS).....	14
4.3. AÇÕES.....	14
4.3.1. PERMANENTES.....	15
4.3.2. VARIÁVEIS.....	15

4.3.3.	EXCEPCIONAIS .....	15
4.3.4.	COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES.....	16
4.3.5.	COMBINAÇÃO DE AÇÕES .....	17
4.3.5.1.	COMBINAÇÕES ÚLTIMAS.....	18
4.3.5.2.	COMBINAÇÕES DE SERVIÇO OU UTILIZAÇÃO .....	19
5.	LANÇAMENTO ESTRUTURAL .....	21
5.2.	LOCALIZAÇÃO E CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL .....	21
5.3.	PROJETO ARQUITETÔNICO .....	21
5.4.	PRÉ DIMENSIONAMENTO .....	21
6.	INTRODUÇÃO AO ESTUDO DAS LAJES .....	24
6.2.	CLASSIFICAÇÃO QUANTO À FORMA E DIREÇÃO DAS ARMADURAS ...	24
6.3.	VÃOS EFETIVOS.....	25
6.4.	VINCULAÇÕES NAS BORDAS.....	26
6.5.	CARGAS A CONSIDERAR .....	28
6.5.1.	CARGAS PERMANENTES.....	28
6.5.1.1.	PESO PRÓPRIO ( <i>gpp</i> ) .....	28
6.5.1.2.	PESO DE CONTRAPISO ( <i>gcontrapiso</i> ) .....	29
6.5.1.3.	PESO DE REVESTIMENTO DE TETO ( <i>grev.teto</i> ) .....	30
6.5.1.4.	PESO DE REVESTIMENTO DE PISO ( <i>gpiso</i> ) .....	30
6.5.1.5.	PESO DE PAREDES ( <i>gparede</i> ) .....	31
6.5.2.	CARGAS VARIÁVEIS.....	35
6.6.	ESPESSURA MÍNIMA DAS LAJES .....	35
6.7.	ESTADO-LIMITE ÚLTIMO (ELU).....	36
6.7.1.	MOMENTOS FLETORES .....	36
6.7.1.1.	LAJE UNIDIRECIONAL .....	36
6.7.1.2.	LAJE BIDIRECIONAL .....	38

6.7.2.	COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS E CORREÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES POSITIVOS .....	39
6.7.3.	DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS .....	41
6.7.4.	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS .....	43
6.7.4.1.	ARMADURA MÍNIMA .....	43
6.7.4.2.	DIÂMETRO MÁXIMO .....	45
6.7.4.3.	ESPAÇAMENTO MÁXIMO .....	45
6.7.4.4.	ARMADURA POSITIVA.....	46
6.7.4.4.1.	COMPRIMENTO DAS BARRAS.....	46
6.7.4.4.2.	ECONOMIA DE PONTA.....	47
6.7.4.5.	ARMADURA NEGATIVA .....	47
6.7.4.5.1.	COMPRIMENTO DAS BARRAS.....	47
6.7.4.5.2.	ECONOMIA DE PONTA.....	48
6.8.	ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS (ELS-DEF)	
	50	
6.8.1.	VERIFICAÇÃO DO ESTÁDIO DE CÁLCULO .....	50
6.8.2.	DESLOCAMENTOS LIMITES.....	53
6.8.3.	FLECHA IMEDIATA $f_0$ .....	53
6.8.4.	FLECHA ADICIONAL DIFERIDA .....	55
6.8.5.	FLECHA TOTAL ( $f_\infty$ ) .....	57
6.9.	REAÇÕES DE APOIO DAS LAJES NAS VIGAS.....	57
6.9.1.	MÉTODO DAS ÁREAS.....	57
6.9.2.	DETERMINAÇÃO DAS REAÇÕES COM O AUXÍLIO DE TABELAS.....	60
7.	DEMONSTRAÇÃO DE CÁLCULO DE LAJE .....	61
7.2.	PREMISSA .....	61
7.3.	PLANTA DE FORMAS .....	61
7.4.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	63
7.5.	VÃOS EFETIVOS.....	64

7.6. CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO TIPO DE ARMAÇÃO .....	65
7.7. VINCULAÇÃO .....	65
7.8. CARREGAMENTOS .....	67
7.8.1. PERMANENTES .....	67
7.8.2. VARIÁVEIS.....	68
7.8.3. RESUMO DAS CARGAS .....	69
7.9. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU) .....	69
7.9.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	69
7.9.2. MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO .....	71
7.9.3. COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS.....	73
7.9.4. CORREÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES POSITIVOS .....	74
7.9.5. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS .....	77
7.9.5.1. ARMADURA POSITIVA.....	78
7.9.5.2. ARMADURA NEGATIVA .....	90
7.10. ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS (ELS-DEF) 100	
7.10.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	100
7.10.2. MOMENTOS FLETORES DE SERVIÇO .....	101
7.10.3. VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO .....	103
7.10.4. FLECHA IMEDIATA $f_0$ .....	107
7.10.5. FLECHA TOTAL ( $f_\infty$ ).....	109
7.10.6. ACEITABILIDADE VISUAL .....	109
7.10.7. ACEITABILIDADE SENSORIAL DE VIBRAÇÃO .....	110
7.11. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS .....	112
7.11.1. ARMADURA POSITIVA.....	112
7.11.2. ARMADURA NEGATIVA .....	125
7.12. REAÇÕES DAS LAJES NAS VIGAS.....	137

7.12.1.	MÉTODO AUXILIADO POR TABELAS .....	138
7.12.2.	MÉTODO DAS ÁREAS .....	140
8.	INTRODUÇÃO AO ESTUDO DAS VIGAS .....	143
8.2.	METODOLOGIA DE CÁLCULO .....	143
8.3.	VÃOS EFETIVOS .....	143
8.4.	VINCULAÇÃO .....	144
8.5.	PRESCRIÇÕES NORMATIVAS .....	144
8.6.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	145
8.7.	ESFORÇOS .....	146
8.7.1.	CONCENTRADOS .....	146
8.7.2.	UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDOS .....	146
8.8.	DETERMINAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES MÁXIMOS .....	148
8.9.	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL .....	148
8.10.	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL .....	150
8.11.	ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO .....	153
8.11.1.	VERIFICAÇÃO DO ESTÁDIO .....	153
8.11.2.	ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO DE ABERTURA DE FISSURAS (ELS-W) 155	
8.11.3.	ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA (ELS- DEF) 156	
8.12.	DETALHAMENTO .....	158
8.12.1.	ANCORAGEM POR ADERÊNCIA .....	158
8.12.2.	COMPRIMENTO DE ANCORAGEM BÁSICO .....	159
8.12.3.	COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO .....	160
8.12.4.	ANCORAGEM POR CURVATURA DE EXTREMINIDADE (GANCHOS) 161	
8.12.5.	ANCORAGEM DA ARMADURAÇÃO DE TRAÇÃO NOS APOIOS... 162	

8.12.6.	DESLOCAMENTO DO DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR (DECALAGEM).....	164
8.12.7.	EMENDAS DE BARRAS.....	164
9.	EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE VIGA .....	166
9.2.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	166
9.3.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	167
9.4.	VÃOS EFETIVOS.....	168
9.5.	CARREGAMENTOS .....	169
9.6.	MODELO E VIGA (ELU) – V18 (12X50) .....	172
9.7.	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL .....	175
9.7.1.	PREMISSAS .....	175
9.7.2.	ARMADURA POSITIVA .....	176
9.7.3.	ARMADURA NEGATIVA .....	186
9.8.	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL .....	193
9.8.1.	VERIFICAÇÃO DAS BIELAS DE CONCRETO (DIAGONAIS DE COMPRESSÃO) .....	193
9.8.2.	PARCELA DA FORÇA CORTANTE RESISTIDA PELO CONCRETO ...	194
9.8.3.	DETERMINAÇÃO DA ARMADURA TRANSVERSAL .....	194
9.9.	ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FISSURAS (ELS-W) .....	198
9.9.1.	PREMISSAS .....	198
9.9.2.	CARREGAMENTOS .....	198
9.9.3.	DIAGRAMAS DE ESFORÇOS .....	200
9.9.4.	VERIFICAÇÃO .....	202
9.10.	ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA (ELS-DEF) .....	204
9.10.1.	PREMISSAS.....	204
9.10.2.	CARREGAMENTOS.....	205
9.10.3.	DIAGRAMAS DE ESFORÇOS .....	206
9.10.4.	MOMENTO DE FISSURAÇÃO .....	208

9.10.5.	RELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE DOS MATERIAIS	
	208	
9.10.6.	INÉRCIA EQUIVALENTE .....	208
9.10.7.	FLECHA IMEDIATA.....	213
9.10.8.	FLECHA DIFERIDA.....	214
9.10.9.	FLECHA TOTAL .....	215
9.11.	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS .....	216
9.11.1.	DESLOCAMENTO DOS DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES	216
9.11.2.	ARMADURA NO APOIO EXTREMO P8 .....	217
9.11.3.	ARMADURA NO APOIO INTERMEDIÁRIO EM P5.....	221
9.11.4.	ARMADURAS NOS VÃOS .....	223
9.11.5.	PROPOSTA DE DETALHAMENTO .....	226
10.	INTRODUÇÃO AO ESTUDO DOS PILARES .....	229
10.2.	METODOLOGIA DE CÁLCULO.....	229
10.3.	SITUAÇÕES DE PROJETO.....	230
10.4.	DIMENSÕES .....	230
10.5.	AÇÕES SOLICITANTES – EFEITOS DE 1ª ORDEM .....	231
10.6.	COMPRIMENTO EQUIVALENTE ( <i>le</i> ) .....	232
10.7.	ÍNDICE DE ESBELTEZ E RAIOS DE GIRAÇÃO .....	233
10.8.	EXCENRICIDADE DE 1ª ORDEM.....	237
10.9.	IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS.....	238
10.10.	EFEITOS LOCAIS DE 2ª ORDEM.....	238
10.11.	DIMENSIONAMENTO .....	240
10.11.1.	ARMADURA LONGITUDINAL .....	240
10.11.2.	ARMADURA TRANSVERSAL.....	241
10.11.3.	PRESCRIÇÕES NORMATIVAS .....	241
11.	EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE PILARES .....	245



11.2.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	245
11.3.	PILAR P1 .....	245
11.3.1.	POSIÇÃO NA PLANTA DE FORMAS.....	245
11.3.2.	CARREGAMENTOS.....	246
11.3.3.	ESFORÇOS DE 1ª ORDEM .....	247
11.3.4.	COMPRIMENTO EQUIVALENTE .....	249
11.3.5.	ESBELTEZ.....	249
11.4.	PILAR P1 COM SEÇÃO 20X26 .....	250
11.4.1.	CARREGAMENTOS.....	250
1.1.1.	ESFORÇOS DE 1ª ORDEM.....	251
11.4.2.	COMPRIMENTO EQUIVALENTE .....	251
11.4.3.	ESBELTEZ.....	252
11.4.4.	ARMADURA LONGITUDINAL .....	253
11.4.5.	ARMADURA TRANSVERSAL.....	256
11.4.6.	DETALHAMENTO .....	257
11.5.	PILAR P4 .....	258
11.5.1.	POSIÇÃO NA PLANTA DE FORMAS.....	258
11.5.2.	CARREGAMENTOS.....	258
11.5.3.	ESFORÇOS DE 1ª ORDEM .....	259
11.5.4.	COMPRIMENTO EQUIVALENTE .....	261
11.5.5.	ESBELTEZ.....	261
11.5.6.	EFEITOS DE 2ª ORDEM .....	263
11.5.7.	SITUAÇÕES DE CÁLCULO .....	263
11.5.8.	ARMADURA LONGITUDINAL .....	264
11.5.9.	ARMADURA TRANSVERSAL.....	267
11.5.10.	DETALHAMENTO .....	268
11.6.	PILAR P13 .....	270

11.6.1.	POSIÇÃO NA PLANTA DE FORMAS.....	270
11.6.2.	CARREGAMENTOS.....	270
11.6.3.	ESFORÇOS DE 1ª ORDEM .....	271
11.6.4.	COMPRIMENTO EQUIVALENTE .....	272
11.6.5.	ESBELTEZ.....	273
11.6.6.	EFEITOS DE 2ª ORDEM .....	274
11.6.7.	SITUAÇÕES DE CÁLCULO .....	275
11.6.8.	ARMADURA LONGITUDINAL .....	275
11.7.	PILAR P13 COM SEÇÃO 20X26 .....	277
11.7.1.	CARREGAMENTOS.....	278
11.7.2.	ESFORÇOS DE 1ª ORDEM .....	278
11.7.3.	COMPRIMENTO EQUIVALENTE .....	279
11.7.4.	ESBELTEZ.....	279
11.7.5.	EFEITOS DE 2ª ORDEM .....	280
11.7.6.	SITUAÇÕES DE CÁLCULO .....	281
11.7.7.	ARMADURA LONGITUDINAL .....	281
11.7.8.	ARMADURA TRANSVERSAL.....	285
11.7.9.	DETALHAMENTO .....	285
12.	DIMENSIONAMENTO ATRAVÉS DO SOFTWARE EBERICK.....	287
12.2.	O SOFTWARE.....	287
12.3.	CAPACITAÇÃO PARA USO .....	287
12.4.	PREMISSAS .....	288
12.5.	UNIDADES.....	289
12.6.	ARQUIVOS DE ENTRADA.....	290
12.7.	LANÇAMENTO ESTRUTURAL .....	290
12.8.	PROCESSAMENTO .....	294
12.9.	ANÁLISE DOS ELEMENTOS .....	296

12.10. RESULTADOS .....	296
13. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	302
14. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	304

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A importância dos materiais concreto e aço extrapola o campo da Engenharia Civil e atinge setores econômicos e sociais à nível mundial. A interação entre tais elementos forma o concreto armado estrutural, atualmente a principal solução construtiva presente no contexto brasileiro.

O projeto estrutural de elementos de concreto armado é de importância imensurável para a engenharia civil. Seus objetivos e funções podem satisfazer premissas econômicas, ambientais, construtivas e, até mesmo, estéticas. A correta concepção e realização do projeto deve atender todas condições mínimas de segurança e dimensionamento impostas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas. Especifica-se, como resultado final, uma estrutura ou elemento estrutural de maneira completa, ou seja, abordando-se aspectos gerais, tais como concepção, locação, requisitos de durabilidade, e todos os possíveis detalhes necessários para a sua construção.

O interesse pelo tema surgiu durante o início da graduação e aumentou exponencialmente após a conclusão das disciplinas relativas à dimensionamento, análise e projeto estrutural. Dessa forma, visando melhor preparação e sensibilidade profissional para o mercado de trabalho, julgou-se necessário o aprofundamento e aplicabilidade dos conhecimentos através do trabalho de conclusão de curso.

O corpo do trabalho abordará o dimensionamento dos elementos estruturais (vigas, lajes e pilares) de um pavimento de edifício residencial multifamiliar de concreto armado através dos procedimentos tradicionais/manuais lecionados durante a graduação. Bem como, a aplicação de método computacional auxiliado pela ferramenta *AltoQi Eberick*. Primeiramente, serão apresentadas todas as premissas de cálculo e dimensionamento, impostas pela NBR6118/2014, necessárias ao correto desenvolvimento deste trabalho. Em seguida, dar-se-á início ao estudo de caso, no qual será realizado o dimensionamento dos elementos de concreto armado da edificação objeto de estudo, com o auxílio dos softwares *Ftool*, Microsoft *Excel* e *AutoCad*. Finalmente, os mesmos componentes estruturais serão dimensionados através da

ferramenta computacional, de forma que seus resultados possam ser comparados com os obtidos no modelo tradicionalista.

## **1.2.JUSTIFICATIVA**

Aplicar os conhecimentos adquiridos durante a graduação, de forma a verificar e vivenciar as principais etapas constituintes do projeto de uma estrutura em concreto armado.

## **1.3.OBJETIVOS**

### **1.3.1. GERAIS**

Elaborar o projeto estrutural de um pavimento de obra corrente em concreto armado, através do dimensionamento de seus elementos estruturais, vigas, lajes, pilares.

### **1.3.2. ESPECÍFICOS**

Realizar os procedimentos manual e computacional (software AltoQi Eberick) para dimensionamento e detalhamento de uma estrutura de concreto armado, analisando comparativamente os resultados obtidos em ambos os métodos, de forma a verificar a validade da ferramenta aplicada.

## 2. METODOLOGIA

Primeiramente, realizar-se-á uma breve revisão bibliográfica anterior a cada tópico geral, afim de justificar os procedimentos utilizados para dimensionamento e cálculo do pavimento objeto de estudo.

Posteriormente, efetuar-se-á a aplicação do método tradicional/manual, para a verificação de alguns elementos estruturais do pavimento. Tal procedimento tem o intuito de justificar a aplicabilidade do software computacional que será utilizado posteriormente. À priori, serão dimensionados três painéis de lajes, logo após isso efetuar-se-á o dimensionamento de uma viga e, por fim, serão calculados três pilares

Ao final do trabalho, será realizado o dimensionamento dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) do pavimento objeto de estudo, por meio de uma abordagem computacional, através da aplicação do software AltoQi Eberick. Serão apresentadas as plantas de forma, de armação e de detalhes do pavimento objeto de estudo.

A conclusão do estudo tratará da justificativa de aplicabilidade do método computacional através da comparação entre os resultados obtidos nos dois procedimentos.

### **3. INTRODUÇÃO AO CONCRETO ARMADO**

#### **3.2.CONCEITO**

De acordo com Bastos (2015), o concreto é um material composto, proveniente da combinação dos materiais cimento, água, agregado miúdo (areia), agregado graúdo (brita) e, por vezes, aditivos com funções diversas. Tal composto apresenta notável resistência à compressão, o que o torna uma excelente solução a ser empregada em estruturas primariamente submetidas à esforços compressivos, tais como pilares. Todavia, seu comportamento é totalmente oposto quando se trata de resistência à esforços de tração, onde suas características de fragilidade e baixa resistência à tração restringem seu uso como elemento isolado.

O material concreto armado surge da introdução de barras de aço estrutural, material que apresenta notável resistência à tração, ao elemento concreto, dessa forma, unem-se as características dos dois materiais, produzindo-se um composto capaz de resistir à esforços de tração e compressão de forma satisfatória e durável. Tal união é possível devido à boa aderência entre os dois materiais, fenômeno responsável por permitir o comportamento conjunto dos componentes, de forma que as deformações do aço sejam iguais ou muito próximas as do concreto.

Em suma, concreto armado é um composto que alia as qualidades do aço (alta resistência à tração e ductilidade) e do concreto (durabilidade, moldabilidade, alta resistência à compressão e baixo custo), permitindo-se a construção de elementos com as mais variadas formas e volumes, com rapidez e facilidade.

#### **3.3.MASSA ESPECÍFICA**

A NBR 6118/2014, norma que rege o procedimento de projeto de estruturas de concreto armado no Brasil e, portanto, o presente estudo, aplica-se aos concretos de massa específica normal, ou seja, aqueles que possuem massa específica compreendida entre 2000 kg/m<sup>3</sup> e 2800 kg/m<sup>3</sup> após secos em estufa.

Para efeito de cálculo, nos casos em que não se conheça a massa específica real do composto, admite-se o valor de 2400 kg/m<sup>3</sup> para o concreto simples e 2500 kg/m<sup>3</sup> para o concreto armado.

### 3.4.RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO

A resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ), é o parâmetro básico mais importante do cálculo e dimensionamento de estruturas correntes de concreto armado (lajes, vigas e pilares). O engenheiro projetista estrutural deve especificar seu valor de maneira que a estrutura atenda aos requisitos prescritos na NBR 6118/2014, portanto, as características mínimas de desempenho, segurança e durabilidade.

As prescrições da referida norma dizem respeito à resistência à compressão do concreto obtida em ensaios de corpo de prova cilíndricos, moldados segundo a ABNT NBR 5738 e rompidos de acordo com o estabelecido na ABNT NBR 5739.

Em função do  $f_{ck}$ , a NBR 8953 classifica os concretos em dois grandes grupos:

- Grupo 1: C20, C25, C30, C35, C40, C45 e C50;
- Grupo 2: C55, C60, C65, C70, C80, C90 e C100.

O prefixo designado pela letra C, indica concretos do tipo normal, e o complemento numeral indica o valor respectivo de sua resistência característica à compressão em MPa. Os concretos C10 e C15 não se aplicam para fins estruturais.

Neste estudo, especificamente, utilizar-se-á concreto do tipo C25, ou seja, composto cuja resistência característica à compressão aos 28 dias é de 25 MPa.

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

### 3.5.RESISTÊNCIA À TRAÇÃO



A resistência à tração do concreto é de suma importância para a determinação da fissuração (momento fletor de primeira fissura e verificação da abertura de fissuras), no dimensionamento de vigas à força cortante e na resistência aderente entre concreto e aço. Segundo Bastos (2015), tal parâmetro representa cerca de 5% a 18% do valor da resistência à compressão do concreto, evidenciando-se o baixo desempenho do material isolado quando sujeito a tais esforços.

De acordo com a NBR 6118/2014, no âmbito de seu item 8.2.5, a resistência à tração indireta ( $f_{ct,sp}$ ) e a resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ ) devem ser estabelecidas através de ensaios prescritos na NBR 7222 e NBR 12142, respectivamente. Considera-se a resistência à tração direta ( $f_{ct}$ ) como sendo igual a  $0,9 \cdot f_{ct,sp}$  ou  $0,7 \cdot f_{ct,f}$ .

Na falta dos ensaios citados anteriormente, admite-se o uso do valor médio ou característico segundo as expressões abaixo:

- Resistência característica média à tração do concreto:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \rightarrow \text{para concretos de classes até C50.}$$

- Resistência característica à tração inferior do concreto:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$$

- Resistência característica à tração superior do concreto:

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m}$$

### 3.6.MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade do concreto é avaliado através do diagrama tensão x deformação do material ( $\sigma \times \epsilon$ ). Segundo Bastos (2015), caracteriza-se por ser um parâmetro numérico relativo à medida da deformação que o concreto sujeito às tensões internas e superficiais (geralmente compressão) sofre. É dependente das especificidades dos materiais componentes, tais como: tipo de agregado, pasta de cimento e a zona de transição entre a argamassa e o agregado.

A NBR 6118/2014, no âmbito de seu item 8.2.8, estabelece que o módulo de elasticidade ( $E_{ci}$ ) deve ser obtido do ensaio prescrito pela ABNT NBR 8522. Na ausência dele, admite-se que se estime o valor por meio da expressão abaixo para concretos de C20 a C50:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

Com,

$\alpha_E = 1,2 \rightarrow$  para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0 \rightarrow$  para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9 \rightarrow$  para calcário;

$\alpha_E = 0,7 \rightarrow$  para arenito.

Para tensões de compressão inferiores a  $0,5 \cdot f_c$  e tensões de tração menores que  $f_{ct}$ , pode-se admitir uma reação linear entre as tensões e deformações do material, dessa forma, adota-se para o módulo de elasticidade o valor da secante dado pela expressão abaixo, com coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) tomado como 0,2:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

Com,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

Para o presente estudo, admitir-se-á o uso de agregado granítico. Dessa forma, tem-se então:

$$E_{ci} = 1,0 \cdot 5600 \sqrt[2]{25} = 28000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{25}{80} = 0,86 \leq 1,0$$

$$E_{cs} = 0,86 \cdot 28000 = 24080 \text{ MPa}$$

### 3.7.AÇO ESTRUTURAL PARA CONCRETO ARMADO

A NBR 7480 estabelece as prescrições para os aços utilizados em estruturas de concreto armado no Brasil. O aço é um material metálico produzido em usinas siderúrgicas, constituído principalmente por ferro e pequenas quantidades de carbono (em torno de 0,002% e 2%), para aços estruturais, especificamente, esses teores podem variar de 0,18% a 0,25%. (PINHEIRO, 2007).

As barras e os fios de aço são classificados conforme o valor característico da resistência ao escoamento do aço ( $f_{yk}$ ) e do tipo de processo de fabricação. As barras são classificadas em CA-25 e CA-50 e fabricadas por laminação a quente, enquanto os fios são do grupo CA-60 e originados de processos de trefilação a frio. O prefixo CA indica concreto armado e a numeração subsequente o valor de  $f_{yk}$  em  $\text{kgf}/\text{mm}^2$  ou  $\text{kN}/\text{cm}^2$ .

A NBR 6118/2014, no âmbito de seu item 8.3, estabelece as seguintes prescrições:

- a) Massa específica: 7.850 kb/m<sup>3</sup>;
- b) Coeficiente de dilatação térmica:  $10^{-5}/^{\circ}C$  para intervalos de temperatura variando de -20°C a 150°C;
- c) Módulo de elasticidade: 210 GPa, na falta de ensaios ou informações fornecidos pelo fabricante.

Para este projeto, especificamente, adotar-se-á barras de aço tipo CA-50 nervuradas ( $\eta_1 = 2,25$ ) com  $f_{yk} = 500 MPa$  e  $E_{aço} = 210.000 MPa$ .

### **3.8.DIRETRIZES PARA A DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

O item 6 da NBR 6118/2014 aborda os principais requisitos e especificações para a correta durabilidade das estruturas de concreto durante sua utilização. Todos os elementos estruturais projetados e construídos em concreto armado devem, sob as condições ambientais recorrentes à época e quando utilizados futuramente, conservar mínimas condições de segurança, estabilidade e desempenho durante o prazo correspondente à sua vida útil.

A garantia de durabilidade de qualquer estrutura de concreto armado requer integração e cooperação de todos os envolvidos nos processos de concepção e projeto, construção e, posteriormente, utilização (serviço).

#### **3.8.1. VIDA ÚTIL DE PROJETO**

Caracteriza o período de tempo durante o qual a estrutura de concreto armado mantém suas características, sem necessidade de intervenções significativas, considerando o uso correto e que se realizem as manutenções e eventuais reparos recomendadas em projeto.

O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou aos seus elementos separadamente. Dessa forma, é possível que algumas partes da estrutura possuam vida útil diferente do todo, bem como, recomendações excepcionais.

### 3.8.2. AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

“A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.” (NBR 6118/2014, item 6.4).

A agressividade ambiental é um dos parâmetros mais importantes relativos ao dimensionamento de estruturas de concreto armado. Nos projetos de edificações correntes, classifica-se a agressividade ambiental segundo as prescrições da tabela abaixo:

Tabela 1 -Classe de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade Ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de Projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>1,2</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1</sup>	Grande
		Industrial <sup>1,2</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>1,3</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

NOTAS: 1) *Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).*  
 2) *Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.*  
 3) *Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.*

Fonte: NBR 6118/2014 (Tabela 6.1)

Obs.: Permite-se que o responsável pelo projeto estrutural, de posse dos dados relativos ao ambiente em que será construída a estrutura, assumira classificação mais agressiva que a estabelecida na tabela anterior.

### 3.8.3. QUALIDADE DO CONCRETO DE COBRIMENTO

A durabilidade das estruturas de concreto armado está intimamente relacionada com a qualidade do material concreto, bem como, a espessura da camada de cobrimento da armadura.

Segundo o exposto no item 7.4.2 da referida norma, existe uma forte correspondência entre a relação água/cimento, resistência à compressão e a durabilidade da estrutura em si. Dessa forma, na ausência de ensaios comprobatórios de desempenho, admite-se que sejam adotadas as prescrições da tabela abaixo:

Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

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

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

Fonte: NBR 6118/2014 (Tabela 7.1)

### 3.8.4. COBRIMENTO NOMINAL

A camada de cobrimento é definida, segundo Bastos (2015), como sendo a espessura de concreto responsável pela proteção da armadura. Ela se estende da face mais externa da barra de aço até a superfície externa em contato com o ambiente.

De acordo com a NBR 6118/2014, caracteriza-se por cobrimento mínimo da armadura o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo elemento estrutural. De maneira à atendê-lo, o projeto e execução devem considerar o cobrimento nominal, ou seja, o cobrimento mínimo acrescido de uma tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Nas obras correntes

assume-se que o valor de  $\Delta c$  não deve ser inferior a 10 mm, exceto os casos onde exista adequado controle de qualidade e limites rígidos de tolerância, nessas ocasiões o limite passa a ser 5 mm.

A tabela abaixo estabelece os mínimos valores de cobrimento, para  $\Delta c = 10 \text{ mm}$ , a serem adotados no dimensionamento de estruturas de concreto, conforme a classe de agressividade do ambiente.

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (CAA)			
		I	II	III	IV <sup>2</sup>
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado <sup>4</sup>	Laje <sup>1</sup>	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>3</sup>	30		40	50

Notas: 1) "Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15 \text{ mm}$ ."

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

3) "No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45 \text{ mm}$ ."

4) Para parâmetros relativos ao Concreto Protendido consultar a Tabela 7.2 da NBR 6118. "No caso de elementos estruturais pré-fabricados, os valores relativos ao cobrimento das armaduras (Tabela 7.2) devem seguir o disposto na ABNT NBR 9062."<sup>4</sup> (item 7.4.7.7).

Fonte: NBR 6118/2014 (Tabela 7.2)

## 4. SEGURANÇA E ESTADOS-LIMITES

### 4.2.CRITÉRIOS DE SEGURANÇA

As estruturas de concreto armado, conforme Pinheiro (2003), devem ser dimensionadas de forma a apresentarem segurança satisfatória durante sua vida útil, mantendo-se em condições adequadas de uso, sem que ocorram deformações excessivas que comprometam sua estabilidade.

*“A questão da segurança de uma estrutura é de extrema importância para todos os profissionais envolvidos nas áreas da construção civil, e especialmente para aqueles do projeto estrutural, porque a possibilidade de uma estrutura entrar em colapso configura-se geralmente numa situação muito perigosa, por envolver vidas humanas e perdas financeiras por danos materiais de grande valor”* (BASTOS, 2015)

A segurança do elemento estrutural, para fins de dimensionamento, está condicionada à verificação dos estados-limites. Tais condições limitantes nada mais são que situações em que a estrutura apresenta desempenho inadequado ou se encontra impróprio para uso.

Classifica-se os estados-limites em dois grupos: estado limite último e estado limite de utilização ou serviço. O primeiro, e mais importante, está fundamentado no fato de que uma estrutura ou elemento estrutural não pode nunca alcançar a ruptura (colapso). O segundo é relativo ao comportamento e desempenho da estrutura em uso, levando-se em conta aspectos estéticos-visuais e o conforto do usuário.

#### 4.2.1. ESTADOS-LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

De acordo com NBR 6118/2014, no âmbito de seu item 10.3, a segurança das estruturas de concreto deve ser sempre verificada em relação aos seguintes estados-limites últimos:

- a) *“Estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;*
- b) *Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-*



*se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica definida na seção 14, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada nesta Norma;*

- c) *Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de 2ª ordem;*
- d) *Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas (ver seção 23);*
- e) *Estado limite último de colapso progressivo;*
- f) *Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200;*
- g) *Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;*
- h) *Outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.”*

#### **4.2.2. ESTADOS-LIMITES DE SERVIÇO (ELS)**

Embora ainda não tenham atingido a ruína, estruturas que ultrapassem os limites estabelecidos pelos estados-limites de serviço têm seu uso impossibilitado, não oferecendo mais condições adequadas de conforto e durabilidade.

A NBR 6118/2014, item 3, estabelece a relação de estados-limites de serviço a serem verificados em estruturas de concretos, conforme exposto abaixo:

- a) Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F);
- b) Estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W);
- c) Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF);
- d) Estado-limite de descompressão (ELS-D);
- e) Estado-limite de descompressão parcial (ELS-DP);
- f) Estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE);
- g) Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE).

#### **4.3.AÇÕES**

Define-se ação, conforme a NBR 8681/2003, como sendo a causa que provoca o surgimento de esforços ou deformações na estrutura. Em termos práticos, deformações e

forças geradas são consideradas como sendo as próprias ações. É comum designar-se as deformações impostas como sendo ações indiretas e as forças, por ações diretas.

Em termos de dimensionamento e análise estrutural, deve-se considerar toda e qualquer tipo de influência de ações que possam produzir efeitos que comprometam a segurança da estrutura em questão, de acordo os estados-limites prescritos em norma.

Classificam-se as ações em 3 grupos: permanentes, variáveis e excepcionais.

#### **4.3.1. PERMANENTES**

São as ações que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da estrutura ou que aumenta com o tempo, tendendo a um valor-limite constante. Podem ser subdividas em ações permanentes direta e indiretas. São exemplos de ações diretas o peso próprio da estrutura, o peso de equipamentos fixos, empuxos permanentes, etc. Enquanto que as ações indiretas são representadas pelas deformações impostas pela retração do concreto, fluência, imperfeições geométricas, protensão, etc.

#### **4.3.2. VARIÁVEIS**

Também subdividas em diretas e indiretas, tais ações são aquelas que apresentam variações durante o uso da estrutura, ou seja, são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção. São exemplos de ações diretas os esforços gerados pela ação de água ou vento. Enquanto que as indiretas podem ser representadas pelas ações dinâmicas e de variação de temperatura.

#### **4.3.3. EXCEPCIONAIS**

Caracterizam-se pelas ações de curta duração e com baixa probabilidade de ocorrência, por exemplo abalos sísmicos, incêndios, explosões, etc. No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios,

devem ser consideradas ações com valores definidos, em cada caso particular, por normas regulamentadoras específicas.

#### 4.3.4. COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES

Para efeitos de dimensionamento, como medida a favor da segurança, deve-se majorar o valor das ações pelo coeficiente parcial de segurança  $\gamma_f$ , afim de obter seus valores de cálculo.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

Onde,

$\gamma_{f1}$  = coeficiente parcial de segurança para variabilidade das ações;

$\gamma_{f2}$  = coeficiente parcial de segurança para simultaneidade das ações;

$\gamma_{f3}$  = coeficiente parcial de segurança para possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por desvios gerados na construção, ou deficiência do método de cálculo.

Os valores de cada coeficiente são dados pela NBR 6118/2014, item 11.7, e estão expostos nas tabelas abaixo:

Tabela 4 - Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ 

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

onde: D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral, T é temperatura.  
1. "Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3."

Fonte: NBR 6118/2014 (Tabela 11.1)

Tabela 5 - Coeficiente  $\gamma_{f2}$ 

Ações	$\gamma_{f2}$			
	$\psi_0$	$\psi_1^1$	$\psi_2$	
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>2</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>3</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

1. "Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver seção 23.  
2. Edifícios residenciais.  
3. Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos."

Fonte: NBR 6118/2014 (Tabela 11.2)

#### 4.3.5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Define-se um carregamento, segundo a NBR 6118/2014, item 11.8, pela combinação das ações que têm probabilidade de atuarem ao mesmo tempo sobre a estrutura, durante um espaço temporal preestabelecido.

Efetua-se tal combinação, de maneira que sejam determinados os efeitos mais desfavoráveis à estrutura em questão. A verificação da segurança relativa aos estados-limites é realizada em função das combinações últimas e de serviço.

#### 4.3.5.1.COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

As combinações últimas são classificadas, conforme NBR 6118/2014 (item 11.8), em:

- a) **Normais:** *“Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681.”;*
- b) **Especiais ou de construção:** *“Em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, quando existir, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível, de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681.”;*
- c) **Excepcionais:** *“Em cada combinação devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, quando existir, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681. Nesse caso se enquadram, entre outras, sismo e incêndio.”.*

O coeficiente de ponderação das ações para o estado-limite último é dado para  $\gamma_{f1}$  •  $\gamma_{f3}$  e  $\gamma_2$ . A tabela abaixo exhibe de forma simplificada as combinações últimas usuais:

Tabela 6 - Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de <b>Concreto Armado</b> <sup>1</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{e2} F_{e2k} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{e3} \psi_{0e} F_{e3k}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de <b>Concreto Protendido</b>	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k,max}$ e $P_{k,min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{sk} + \gamma_q Q_{sk} - \gamma_{qe} Q_{s,min}$ , onde: $Q_{sk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção <sup>2</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{e2} F_{e2k} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{e3} \psi_{0e} F_{e3k}$	
Excepcionais <sup>2</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{e2} F_{e2k} + F_{q1esc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{e3} \psi_{0e} F_{e3k}$	
<p>onde:</p> <p><math>F_d</math> = valor de cálculo das ações para combinação última ; <math>F_{gk}</math> = representa as ações permanentes diretas  <math>F_{e2k}</math> = representa as ações indiretas permanentes como a retração <math>F_{e2k}</math> e variáveis como a temperatura <math>F_{e2k}</math>  <math>F_{qk}</math> = representa as ações variáveis diretas das quais <math>F_{q1k}</math> é escolhida principal  <math>\gamma_g, \gamma_{e2}, \gamma_q, \gamma_{e3}</math> - ver Tabela 3.5 ; <math>\psi_{0j}, \psi_{0e}</math> - ver Tabela 3.6  <math>F_{sd}</math> = representa as ações estabilizantes ; <math>F_{nd}</math> = representa as ações não estabilizantes  <math>G_{sk}</math> = valor característico da ação permanente estabilizante  <math>R_d</math> = esforço resistente considerado estabilizante, quando houver  <math>G_{sk}</math> = valor característico da ação permanente instabilizante</p> $Q_{sk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} Q_{jk}$ <p><math>Q_{sk}</math> = valor característico das ações variáveis instabilizantes  <math>Q_{1k}</math> = valor característico da ação variável instabilizante considerada principal  <math>\psi_{0j}</math> e <math>Q_{jk}</math> = são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido  <math>Q_{s,min}</math> = valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante</p> <p>1. No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de <math>\gamma_g = 1,0</math>. No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram <math>\gamma_g</math> reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.  2. Quando <math>F_{q1k}</math> ou <math>F_{q1esc}</math> atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, <math>\psi_{0j}</math> pode ser substituído por <math>\psi_{2j}</math>. Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.</p>		

Fonte: NBR 6118/2014 (Tabela 11.3)

#### 4.3.5.2.COMBINAÇÕES DE SERVIÇO OU UTILIZAÇÃO

As combinações de serviço são classificadas, conforme NBR 6118/2014 (item 11.8.3), em:

- a) Quase permanentes: “Podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas.”;
- b) Frequentes: “Repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações”;
- c) Raras: “Ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.”.

Para o estado-limite de utilização tem-se, geralmente,  $\gamma_f = \gamma_{f2}$ .

Onde,

$\gamma_{f2} = 1,0$  para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$  para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \psi_2$  para combinações quase permanentes.

A tabela abaixo exhibe simplificadamente as combinações de serviço:

Tabela 7 - Combinações de serviço

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

Fonte: NBR 6118/2014 (Tabela 11.4)

## **5. LANÇAMENTO ESTRUTURAL**

### **5.2.LOCALIZAÇÃO E CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL**

A edificação objeto de estudo localiza-se no bairro Serraria, município de Biguaçu, Santa Catarina, Brasil. Adotar-se-á, para os procedimentos de dimensionamento, classe de agressividade ambiental II (ambiente urbano de agressividade moderada).

### **5.3.PROJETO ARQUITETÔNICO**

A edificação é de cunho residencial multifamiliar com 3 pavimentos tipos, cada qual com 3 apartamentos por andar. Possui, também, garagem térrea, cobertura sem acesso ao público e sótão para posicionamento de caixa d'água. Não há elevador.

As plantas do projeto arquitetônico podem ser encontradas no Anexo A.

### **5.4.PRÉ DIMENSIONAMENTO**

Uma das primeiras e mais importantes etapas do projeto estrutural de edificações em concreto armado é o pré dimensionamento dos elementos estruturais de maneira a obter-se a planta de formas preliminar para cada nível da construção.

O processo inicia-se através da análise do projeto arquitetônico da edificação, de forma a compatibilizar-se o posicionamento das peças de laje, viga e pilar, com o intuito de evitar incompatibilidades e inconveniências futuras, sejam elas estéticas ou estruturais. A correta posição dos elementos está diretamente ligada ao desempenho estrutural do edifício. Através da concepção de um bom modelo estrutural é possível obter-se uma estrutura mais estável e econômica.

Para este estudo, adotar-se-á, as premissas sugeridas por Pinheiro (2013) e Padaratz & Pinto (2013). Tem-se, então:



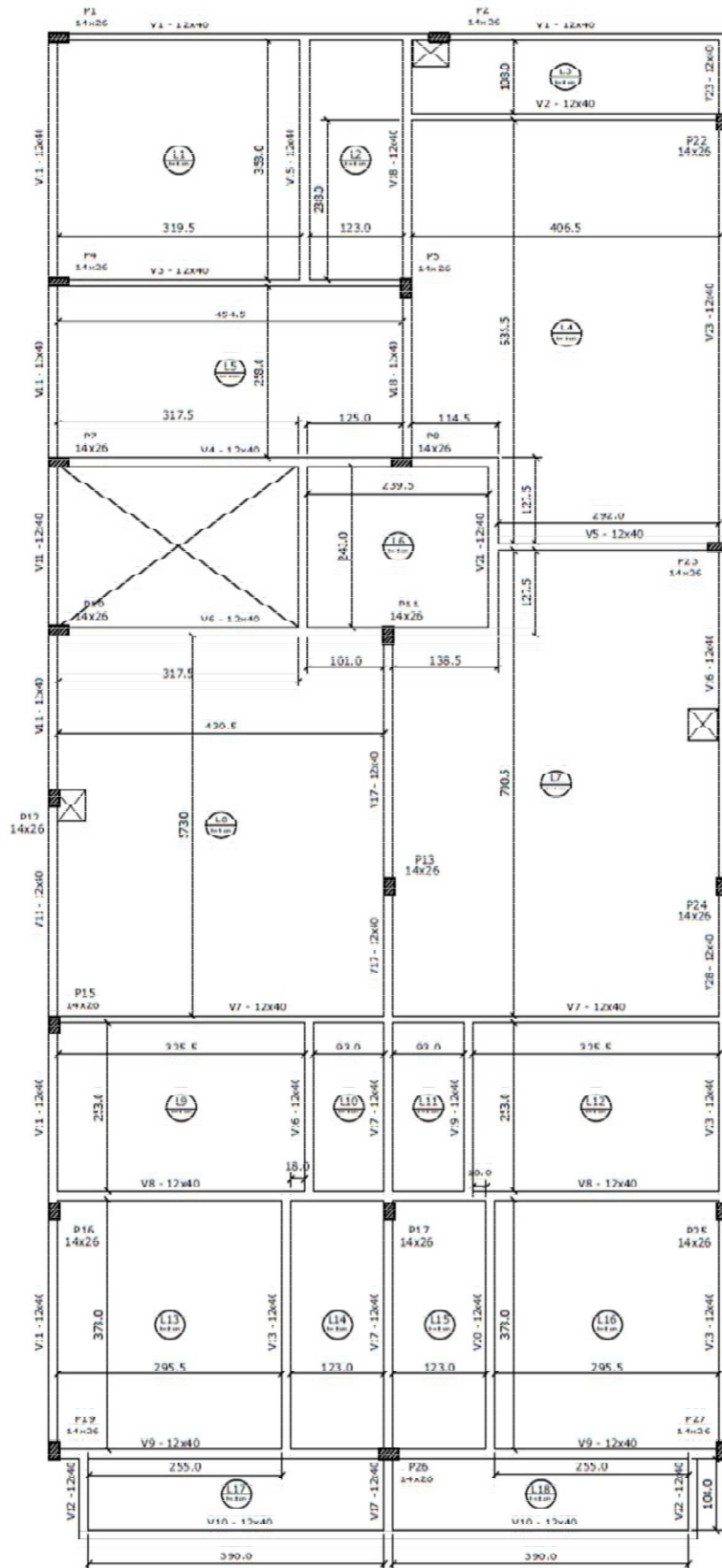
- Se possível, posicionar a direção da maior inércia dos pilares paralelamente a direção de menor inércia da edificação como um todo;
- Iniciar o posicionamento dos pilares através dos cantos da edificação e, posteriormente, nas áreas comuns à todos os níveis da edificação. Os demais são posicionados ao final. Nota-se que tal posicionamento deve, se possível, respeitar os limites impostos pelas espessuras de parede e as interferências entre pavimentos;
- Se possível, posicionar os pilares de forma alinhada, de maneira a formar pórticos com as vigas que os unem. Tal procedimento contribui com a estabilidade global do edifício;
- Na garagem, atentar para área de manobra dos veículos e vagas;
- Posicionar as vigas preferencialmente sob a posição das paredes conforme projeto arquitetônico, de maneira a evitar que o peso de alvenaria seja disposto diretamente sobre as lajes;
- Evitar vigas com altura superior a 60 centímetros, evitando-se, assim, eventuais inconsistências com aberturas de portas e janelas;
- Adotar, se possível, largura das vigas inferior a das alvenarias, de forma a “embutir” tais elementos não gerando interferência estética no cômodo.

Critérios para início de cálculo, tais como: comprimento de vão de viga, espessura inicial de laje e seção mínima de pilares, serão expostos adiante nos respectivos capítulos de cada elemento.

Com base nas premissas anteriormente citadas, elabora-se o lançamento estrutural da edificação através da planta inicial de formas.

No apêndice A encontram-se todas as plantas de lançamento estrutural prévia elaboradas para a edificação. Abaixo a planta de formas para o pavimento Tipo 3, objeto deste estudo:

Figura 1 - Planta de formas do pavimento tipo 3 (concepção inicial)



Fonte: Do autor.

## 6. INTRODUÇÃO AO ESTUDO DAS LAJES

Lajes são elementos bidimensionais planos, nos quais a espessura possui ordem de grandeza muito inferior às dimensões de comprimento e largura. Na literatura também são denominados elementos de superfície ou, simplesmente, placas.

Sua principal função é receber as ações, geralmente perpendiculares a seu plano, provenientes de pessoas, pisos, paredes, equipamentos, etc. Tais carregamentos são normalmente transmitidos às vigas que servem de apoio à laje em seus bordos e, posteriormente, delas aos pilares.

Neste trabalho especificamente, serão abordadas apenas as lajes de cunho maciço, ou seja, aquelas onde toda sua espessura é preenchida apenas por concreto e aço estrutural disposto na forma de armaduras longitudinais de flexão ou transversais.

Realizar-se-á o dimensionamento através da teoria das placas delgadas, comumente conhecida no meio acadêmico como método elástico. Afim de facilitar o emprego do método e, conseqüentemente, suas condições de contorno as seguintes premissas foram adotadas:

- As ações transmitidas das lajes às vigas são consideradas uniformemente distribuídas;
- Não há transmissão de momento de torção de laje para viga, portanto a ação das lajes ocorre apenas por esforços verticais, em função da consideração de equilíbrio entre os momentos nas lajes;
- Não há deslocamento vertical nas vigas de contorno;
- Não há consideração de engaste elástico na vinculação das bordas, portanto as únicas possibilidades de rotação no contorno são: livre (apoio simples) ou totalmente restringido (engaste perfeito).

### 6.2.CLASSIFICAÇÃO QUANTO À FORMA E DIREÇÃO DAS ARMADURAS

Na prática as lajes maciças de concreto podem apresentar as mais variadas formas geométricas, entretanto o formato mais comum observado cotidianamente é o retangular. Neste estudo, com o intuito de simplificar o modelo de cálculo e dimensionamento, todas as lajes foram consideradas com forma retangular, inclusive as que apresentam recortes ou pequenas mudanças de direção no projeto arquitetônico.

Quanto à direção da armadura principal, as lajes são classificadas em dois grandes grupos, unidirecionais ou bidirecionais, de acordo com o valor de seu parâmetro  $\lambda$ , que expressa a relação entre o maior e menor vão do elemento.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} > 2 \rightarrow \text{Laje armada em uma direção};$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \leq 2 \rightarrow \text{Laje armada em duas direções.}$$

Onde,

$l_x$  = menor vão;

$l_y$  = maior vão.

Nas lajes armadas em uma direção (unidirecionais) os esforços solicitantes de maior magnitude ocorrem na direção do menor vão. Na direção do maior vão, os esforços possuem representatividade bem menor, sendo comumente desprezados. No modelo de cálculo para esses tipos de placas, supõe-se a laje como uma viga de largura 1 metro, segundo a direção principal.

Nas lajes bidirecionais, os esforços solicitantes possuem representatividade nas duas direções do elemento, ou seja, são importantes nas direções do maior e menor vão.

### 6.3.VÃOS EFETIVOS

Segundo a NBR 6118/2014, item 14.6.2.4, os vãos efetivos das lajes em suas direções principais, são calculados pela expressão:

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

Onde,

$l_0$  = distância entre faces internas de dois apoios consecutivos ou vão livre;

$$a_1 \leq \begin{cases} t_1/2; \\ 0,3h; \end{cases}$$

$$a_2 \leq \begin{cases} t_2/2; \\ 0,3h; \end{cases}$$

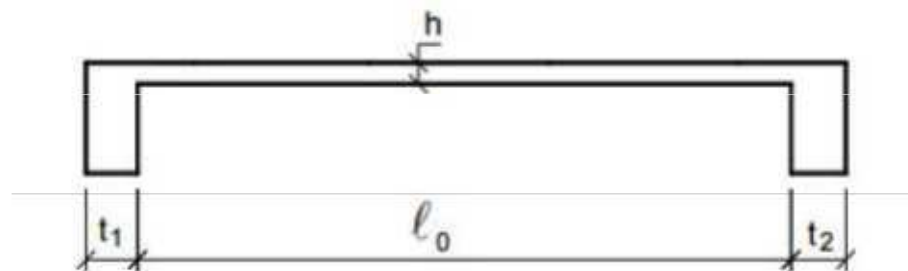
$t_1$  = largura do apoio à esquerda;

$t_2$  = largura do apoio à direita;

$h$  = espessura da laje.

A figura abaixo esquematiza o supracitado.

Figura 2 - Dimensões consideradas no cálculo do vão efetivo das lajes.



Fonte – BASTOS, 2015.

#### 6.4.VINCULAÇÕES NAS BORDAS

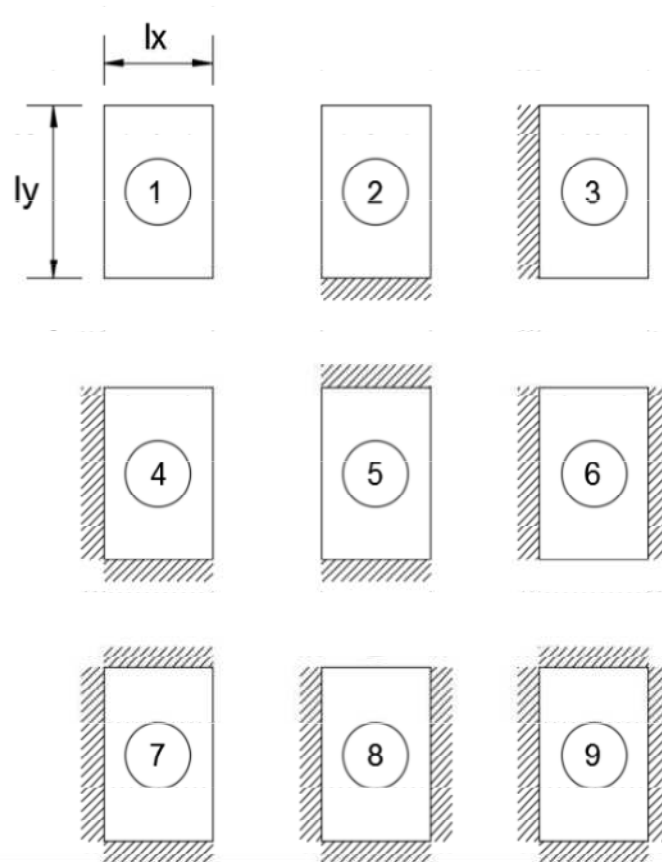
A identificação do tipo de vínculo entre a laje e seus elementos adjacentes é de suma importância para o dimensionamento da placa, tal processo terá influência direta na determinação dos esforços solicitantes e das deformações das lajes.

Existem três tipos de vínculos a se considerar na classificação das lajes: apoio simples, engaste perfeito e engaste elástico. Embora a idealização teórica de borda simplesmente apoiada ou perfeitamente engastada, nas lajes correntes de edifícios,

dificilmente aconteçam na realidade, de acordo com CUNHA & SOUZA (1994), o erro embutido é pequeno, não superando 10%.

Afim de simplificar o modelo de cálculo adotado, não foram considerados engastes elásticos neste estudo. Todas as lajes foram classificadas segundo as nove possibilidades de vinculação expostas em CARVALHO & FIGUEIREDO (2013). A figura abaixo esquematiza todos os casos:

Figura 3 - Situações de vinculação das placas isoladas



Fonte- Adaptado de CARVALHO & FIGUEIREDO, 2013.

Os contornos representados por linha simples indicam regiões de bordo simplesmente apoiados, e os contornos hachurados representam engastes perfeitos.

De maneira prática, considera-se apoio simples em bordos onde não se admite ou não existe continuidade entre lajes adjacentes, tal fato ocorre em lajes com espessuras

significativamente diferentes ou com desnível. Por outro lado, engastes perfeitos são considerados em lajes de espessura e dimensões semelhantes, de forma que as lajes menos rígidas são consideradas engastadas nas de maior rigidez. Em vínculos de continuidade interrompida, quando a região de continuidade apresentar menos de  $2/3$  do comprimento do vão em questão, considera-se apoio simples. Quando maior ou igual a  $2/3$  considerar-se-á engaste perfeito.

## **6.5.CARGAS A CONSIDERAR**

As cargas atuantes em uma laje podem apresentar as mais variadas origens, tais como, pessoas, automóveis, equipamentos, paredes, água, solo, etc. A determinação de cada carregamento é feita de maneira simples na maioria dos casos, através da multiplicação da espessura do material com seu peso específico ou através de valores tabelados, geralmente dispostos em Normas Técnicas (NBR 6118, NBR6120, NBR 8681, etc.) ou recomendações de fabricantes.

Para obras de edifícios correntes os carregamentos a se determinar são classificados em ações permanentes ( $g$ ) e ações variáveis  $e$ , seus valores são representados em carga por metro quadrado de laje.

A seguir, serão expostas todas as cargas consideradas nas lajes objeto deste estudo.

### **6.5.1. CARGAS PERMANENTES**

Caracterizam-se pelos pesos próprios de cada elemento ou equipamentos fixos ou móveis de cada estrutura. Neste estudo, os dados de peso específico aparente de cada material foram obtidos através da NBR 6120/1980.

#### **6.5.1.1.PESO PRÓPRIO ( $g_{pp}$ )**

Nas lajes maciças de concreto, o peso próprio da laje é o peso do concreto armado que a compõe. A NBR 6118/2014 recomenda o valor de 25 kN/m<sup>3</sup> para o peso específico do material concreto armado. Portanto, o peso próprio da laje analisada pode ser determinado através da equação:

$$g_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot h = 25 \cdot h$$

Onde,

$g_{pp}$  = peso próprio da laje (kN/m<sup>2</sup>);

$h$  = espessura da laje (m).

#### 6.5.1.2.PESO DE CONTRAPISO ( $g_{contrapiso}$ )

A camada de regularização, comumente denominada contrapiso, é disposta logo acima da superfície superior da laje concretada, e tem função de nivelamento e preparação do meio para receber a camada de revestimento ou piso final.

O peso de contrapiso é função da espessura da camada aplicada. Neste estudo, adotar-se-á camada com espessura de 3 centímetros e peso específico ( $\gamma_{contrapiso}$ ) 21 kN/m<sup>3</sup>, conforme recomendações da NBR6120/1980.

$$g_{contrapiso} = \gamma_{contrapiso} \cdot e$$

$$g_{contrapiso} = 21 \cdot 0,03 = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

Onde,

$g_{contrapiso}$  = peso de contrapiso sobre a laje (kN/m<sup>2</sup>);

$e$  = espessura da camada de regularização (m).



### 6.5.1.3. PESO DE REVESTIMENTO DE TETO ( $g_{rev.teto}$ )

O revestimento de teto situa-se na parte inferior da laje concretada, ou seja, trata-se do teto do pavimento inferior. Ele é composto por uma fina camada de chapisco posteriormente sobreposta por uma camada de argamassa menos rica em cimento quando comparada com a camada de reboco das paredes. De acordo com a NBR 6120/1980, sugere-se adotar  $\gamma_{rev.teto} = 19 \text{ kN/m}^3$ . Neste estudo, adotar-se-á camada com espessura de 1,5 cm. Portanto, analogamente ao disposto no item anterior, tem-se:

$$g_{rev.teto} = \gamma_{rev.teto} \cdot e = 19 \cdot e$$

$$g_{rev.teto} = 19 \cdot 0,015 = 0,29 \text{ kN/m}^2$$

Onde,

$g_{pp}$  = peso próprio da laje ( $\text{kN/m}^2$ );

$e$  = espessura do revestimento (m).

### 6.5.1.4. PESO DE REVESTIMENTO DE PISO ( $g_{piso}$ )

O piso, independentemente do tipo, normalmente é a camada final disposta sobre a laje. No mercado atual, é possível encontrar uma diversificada gama de pisos, cada qual compostos por diferentes tipos de materiais e especificidades, por exemplo: lajotas cerâmicas, madeira laminada, carpetes, grama sintética, entre outros. Cabe ao usuário ou arquiteto, definir o tipo de material a ser utilizado.

A quantificação do peso da camada de revestimento de piso é função do tipo de material e de suas dimensões. Neste estudo, com o auxílio da NBR 6120/1980, adotar-se-á

como tipo de material lajotas cerâmicas 30x30 com peso específico ( $\gamma_{\text{piso}}$ ) 18 kN/m<sup>3</sup> e espessura de 0,5 cm.

$$g_{\text{piso}} = \gamma_{\text{piso}} \cdot e = 18 \cdot 0,005 = 0,09 \text{ kN/m}^2$$

Onde,

$g_{\text{piso}}$  = peso próprio de piso (kN/m<sup>2</sup>);

$e$  = espessura do revestimento (m).

#### 6.5.1.5.PESO DE PAREDES ( $g_{\text{parede}}$ )

A determinação do carregamento proveniente das paredes dispostas sobre a laje é função do tipo de armação da laje maciça em questão, ou seja, unidirecional ou bidirecional. Também é necessário dispor de alguns dados referentes a parede em si, tais como: o tipo de unidade de alvenaria (bloco de concreto, tijolo cerâmico, etc.), ou o peso específico da parede, as dimensões da parede (espessura, altura e extensão sobre a laje), etc.

O peso específico da parede ( $\gamma_{\text{parede}}$ ) deve ser calculado levando-se em conta os pesos específicos individuais de cada componente: unidade de alvenaria e argamassa de revestimento (reboco).

$$\gamma_{\text{parede}} = (\gamma_{\text{alvenaria}} \cdot e_{\text{alvenaria}}) + (\gamma_{\text{argamassa}} \cdot e_{\text{argamassa}})$$

Onde,

$\gamma_{\text{alvenaria}}$  = peso específico da unidade de alvenaria (kN/m<sup>3</sup>);

$e_{alvenaria}$  = espessura da unidade de alvenaria (m);

$\gamma_{argamassa}$  = peso específico da argamassa de revestimento ( $\text{kN/m}^3$ );

$e_{argamassa}$  = espessura da argamassa de revestimento considerando os dois lados ( $\text{kN/m}^3$ );

Para este estudo, foram adotados como materiais componentes das paredes: bloco cerâmico furado ( $\gamma_{alvenaria} = 13\text{kN/m}^3$ ) com espessura de 11,5 cm, e argamassa de revestimento ( $\gamma_{argamassa} = 19\text{kN/m}^3$ ) com espessura de 3,5 cm no total. Os valores de peso específico foram consultados com base na NBR 6120/1980.

- Laje bidirecional

Nas lajes armadas em duas direções deve-se considerar o carregamento de parede uniformemente distribuído na área da laje, isto é:

$$g_{parede} = \frac{\text{Peso da parede}}{\text{Área da laje}} = \frac{\gamma_{parede} \cdot h \cdot l}{\text{Área da laje}}$$

Com,

$g_{parede}$  = carregamento uniforme da parede ( $\text{kN/m}^2$ );

$\gamma_{parede}$  = peso específico da parede ( $\text{kN/m}^3$ );

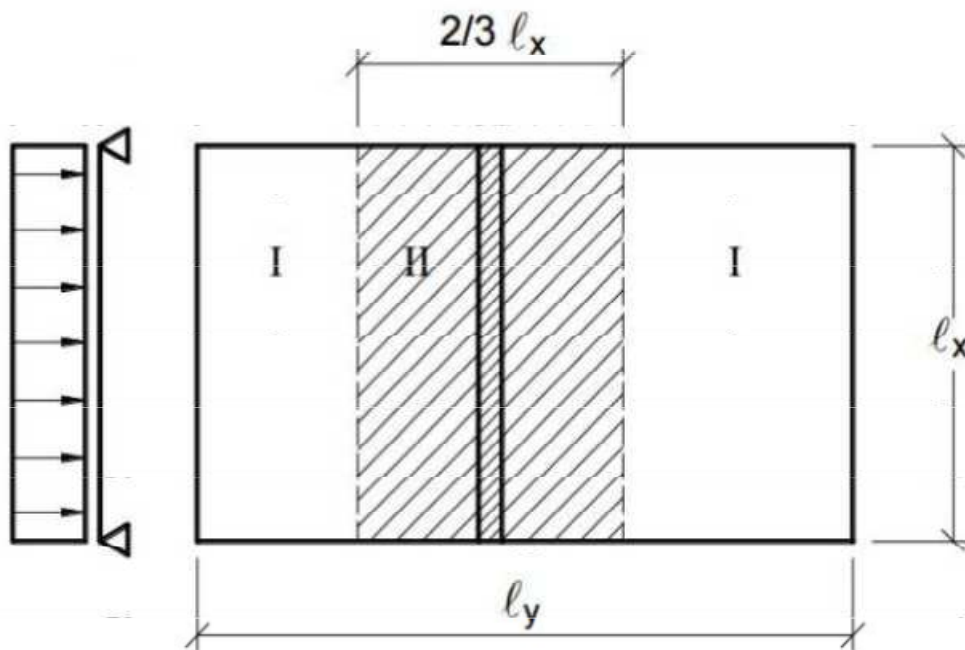
$h$  = altura da parede (m);

$l$  = comprimento linear da parede (m);

- Laje unidirecional

Nas lajes armadas em uma direção deve-se, primeiramente, analisar a direção em que a parede está disposta sobre a laje. Para paredes dispostas em direção paralela à direção do menor vão da laje (direção principal -  $l_x$ ), deve-se considerar o carregamento de parede distribuído uniformemente numa área de laje adjacente à parede, com largura igual a  $\frac{2}{3}l_x$ , conforme:

Figura 4 - Caso com parede disposta paralelamente ao menor vão da laje ( $l_x$ )



Fonte - BASTOS, 2015.

A influência da carga da parede limita-se apenas à região II da figura acima e é definida segundo a equação abaixo:

$$g_{parede} = \frac{\text{Peso da parede}}{\frac{2}{3} \cdot l_x \cdot l_x} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\text{Peso da parede}}{l_x^2}$$

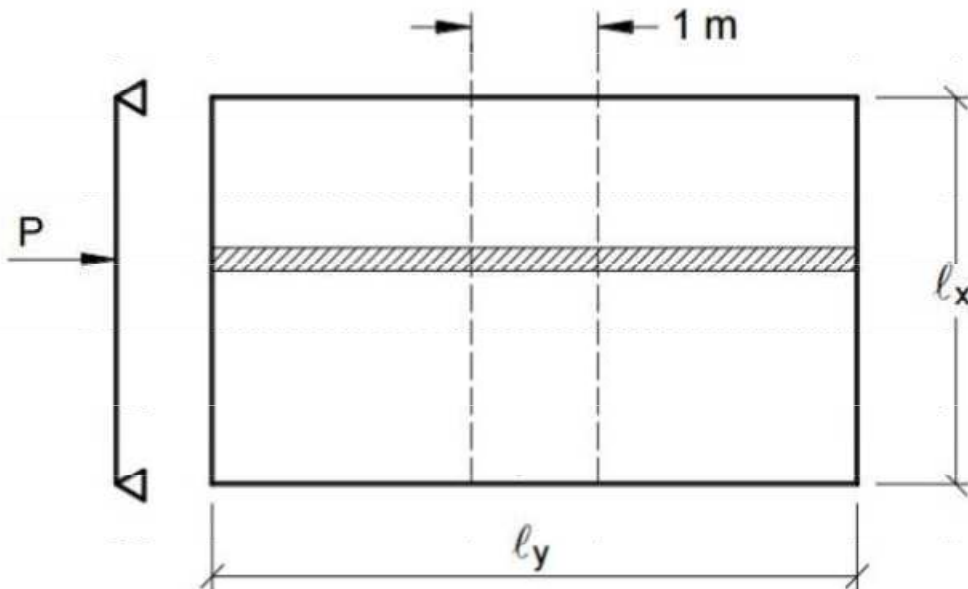
Onde,

$g_{parede}$  = carregamento uniforme da parede (kN/m<sup>2</sup>);

$l_x$  = menor vão da laje (m).

Para o caso de paredes dispostas perpendicularmente à direção principal da laje, considera-se o carregamento de parede como uma força concentrada  $P$  na viga que representa o comportamento da laje, conforme figura abaixo:

Figura 5 - Caso com parede disposta perpendicularmente à direção principal da laje



Fonte - BASTOS, 2015.

O valor da carga concentrada  $P$  é definido pela equação abaixo:

$$P = \gamma_{parede} \cdot e \cdot h$$

Com,

$P$  = Força concentrada (kN)

$\gamma_{parede}$  = peso específico da parede (kN/m<sup>3</sup>);

$e$  = espessura total da parede (m);

$h$  = altura da parede (m).

### 6.5.2. CARGAS VARIÁVEIS

Também conhecidas como cargas acidentais ou, simplesmente, sobrecarga, as ações variáveis são as cargas que podem atuar sobre a estrutura de acordo com sua finalidade ou uso (pessoas, automóveis, equipamentos, etc.). Os valores gerais de cada tipo carga estão dispostos no item 2.2 da NBR 6120/1980.

Neste estudo, levando em conta o cunho residencial da edificação objeto de estudo, adotar-se-á os seguintes valores:

- Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro – 1,5 kN/m<sup>2</sup>;
- Despensa, área de serviço e lavanderia – 2,0 kN/m<sup>2</sup>.

Considerou-se também, para o pavimento cobertura, terraço sem acesso ao público com carga acidental de 2,0 kN/m<sup>2</sup>.

### 6.6. ESPESSURA MÍNIMA DAS LAJES

Segundo a NBR 6118/2014, item 13.2.4.1, as lajes maciças devem respeitar limites mínimos de espessura conforme sua finalidade:

- a) 7 cm para lajes de cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com mínimo de  $l/42$  para lajes de piso biapoiadas e  $l/50$  para lajes de piso contínuas;

g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Obs.: Nas lajes em balanço, os esforços solicitantes de cálculo devem ser multiplicados por um coeficiente adicional ( $\gamma_n$ ) indicado na Tabela 13.2 da referida norma.

## **6.7.ESTADO-LIMITE ÚLTIMO (ELU)**

### **6.7.1. MOMENTOS FLETORES**

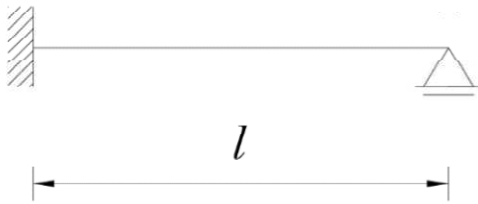
Os momentos fletores das lajes maciças também são função do tipo de armação do elemento em questão, ou seja, diferem de lajes unidirecionais para as armadas nas duas direções.

#### **6.7.1.1.LAJE UNIDIRECIONAL**

Como descrito na seção 6.2, nas lajes armadas em uma direção, considera-se o comportamento análogo ao de uma viga com largura constante de 1 metro segundo a direção principal da laje, desprezando-se os esforços relativos à direção do maior vão ( $l_y$ ). Portanto, considerando-se apenas vínculos de apoio simples ou engaste perfeito, caso deste estudo, existem as seguintes possibilidades:

- Vínculo engaste/engaste

Figura 6 - Laje com engaste e apoio



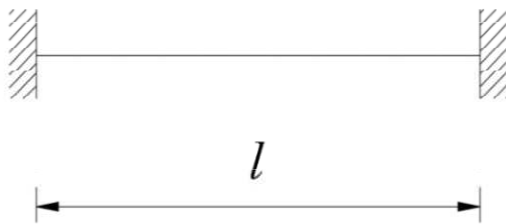
Fonte – Do autor

$$M^+ = \frac{pl^2}{14,22}$$

$$M^- = \frac{pl^2}{8}$$

- Vínculo engaste/engaste

Figura 7 - Laje com dois engastes



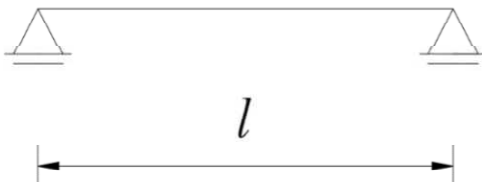
Fonte – Do autor

$$M^+ = \frac{pl^2}{24}$$

$$M^- = \frac{pl^2}{12}$$

- Vínculo engaste/engaste

Figura 8 - Laje com dois apoios



Fonte – Do autor

$$M^+ = \frac{pl^2}{8}$$



### 6.7.1.2.LAJE BIDIRECIONAL

Lajes armadas em duas direções têm comportamento totalmente diferente das unidirecionais, no que tange a determinação dos esforços solicitantes de cálculo e, também, dos deslocamentos máximos admissíveis.

Na literatura é possível encontrar diversas teorias que propõe diferentes métodos de obtenção dos momentos fletores para lajes maciças de concreto, por exemplo: Métodos das Placas, Teoria das Charneiras Plásticas, Método dos Elementos Finitos, etc. Neste estudo, como supracitado na seção 7, optou-se pela aplicação do Método Elástico (Método das Placas).

Devido à sua complexidade, durante os anos, diversos autores desenvolveram tabelas de auxílio à determinação dos esforços através do Método das Placas. Cita -se, à exemplo, Slilard, Czerny, Barés, etc. Neste estudo, optou-se pela utilização das tabelas de Barés (1972), adaptadas para o coeficiente de Poisson 0,2, segundo Carvalho & Figueiredo (2013).

$$M = \mu \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100}$$

Onde,

M = Momento fletor (kN.m/m);

$\mu$  = Coeficiente tabelado em função de  $\lambda$  e do tipo de vinculação da laje. Sendo:

$\mu_x$  e  $\mu_y$  = Coeficientes para determinação dos momentos fletores positivos nas direções de  $l_x$  e  $l_y$ , respectivamente;

$\mu'_x$  e  $\mu'_y$  = Coeficientes para determinação dos momentos fletores negativos perpendiculares à  $l_x$  e  $l_y$ , respectivamente.

p = Carregamento uniforme atuante na laje (kN/m<sup>2</sup>);

$l_x$  = Menor vão da laje (m).

### 6.7.2. COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS E CORREÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES POSITIVOS

O Método Elástico propõe o dimensionamento de cada laje de forma isolada, portanto as condições de vinculação e, conseqüentemente, os momentos fletores negativos perpendiculares às bordas, geralmente diferem de laje para laje. Todavia, na prática, sabe-se que existe continuidade entre as bordas de lajes adjacentes, por isso a NBR 6118/2014, permite que seja feita a determinação de um momento fletor negativo comum à região de interação, através da compatibilização dos momentos fletores de cada laje.

*Quando houver predominância de cargas permanentes, as lajes vizinhas podem ser consideradas isoladas, realizando-se a compatibilização dos momentos sobre os apoios de forma aproximada. No caso de análise plástica, a compatibilização pode ser realizada mediante alteração das razões entre momentos de borda e vão, em procedimento iterativo, até a obtenção de valores equilibrados nas bordas. Permite-se, simplificadaamente, a adoção do maior valor de momento negativo em vez de equilibrar os momentos de lajes diferentes sobre uma borda comum. (NBR 6118/2014, Item 14.7.6.2)*

Segundo Bastos (2015), o momento fletor negativo compatibilizado deve ser determinado conforme a equação:

$$X \geq \begin{cases} 80\% X_1 \\ \frac{X_1 + X_2}{2} \end{cases}, \text{ com } X_1 \geq X_2$$

Os momentos fletores positivos devem ter seus valores corrigidos em função do valor determinado para o momento fletor negativo compatibilizado. Se após a compatibilização, o momento fletor negativo resultante tiver seu valor reduzido quando comparado com o momento fletor negativo anterior individual à laje, deve-se corrigir o valor do momento fletor positivo da laje segundo a equação:

$$M_{\text{corrigido}} = M_1 + \frac{X_1 - X_A}{2}$$

Onde,

$M_1$  = Momento fletor positivo da laje 1;

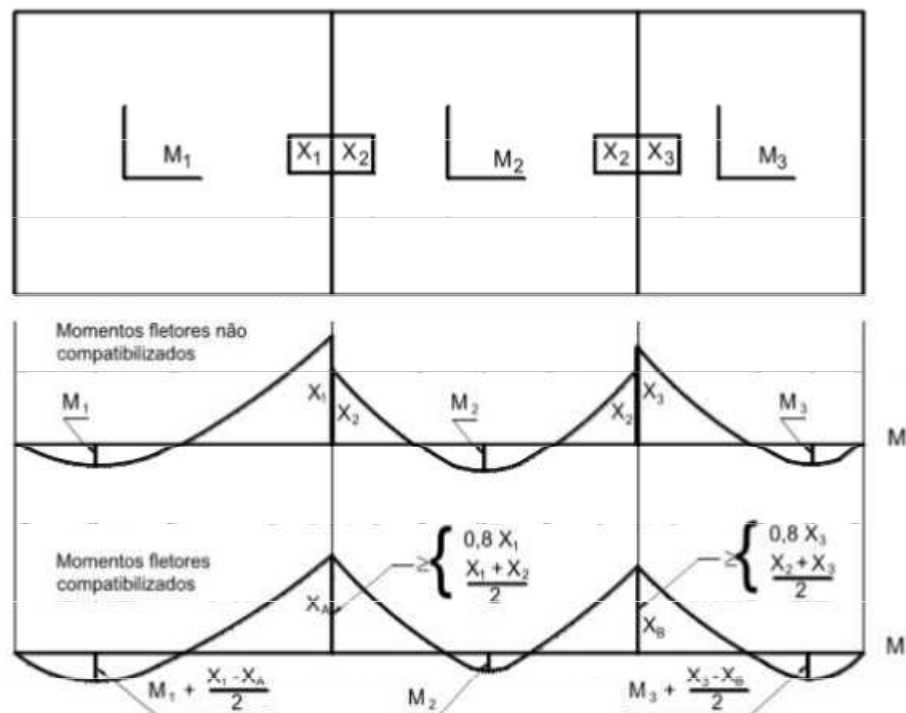
$X_1$  = Momento fletor negativo da laje 1;

$X_A$  = Momento fletor negativo compatibilizado entre as lajes 1 e 2.

Seguindo a lógica do processo, nos casos em que há aumento do momento fletor negativo resultante, deveria corrigir-se o momento fletor positivo diminuindo-o. Tal fato, entretanto, consiste em uma prática desfavorável à segurança. Portanto, em tais ocasiões não se deve corrigir o momento fletor positivo.

A figura abaixo esquematiza resumidamente todo o processo de compatibilização e correção dos momentos fletores.

Figura 9 - Compatibilização e correção dos momentos fletores



Fonte - BASTOS, 2015.

### 6.7.3. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

A armadura de tração necessária à seção mais solicitada é tomada através da compatibilidade de deformações e do equilíbrio de tensões para uma seção de concreto armado sujeito à flexão simples. Tal armadura é função da espessura da laje em questão, da resistência característica do concreto e dos momentos fletores atuantes (ELU).

O procedimento é análogo ao adotado no dimensionamento de armaduras de vigas, porém nos casos em que a laje estiver no Domínio 4, não se considera a seção com armadura comprimida, devendo-se, na verdade, aumentar a espessura da laje e refazer os cálculos. Tal fato é recorrente da dificuldade na preparação e no detalhamento de lajes com armadura dupla.

A determinação da linha neutra é feita admitindo-se  $bw = 1,00\text{ m}$ , ou seja, no final do processo, a área de aço será obtida distribuída ao longo dessa mesma largura.

A variável  $d''$  terá valores diferentes conforme a posição da armadura:

- Menor vão:

$$d''x = c + \frac{\phi_x}{2}$$

- Maior vão:

$$d''y = c + \phi_x + \frac{\phi_y}{2}$$

- Momento fletor negativo:

$$d''neg = c + \frac{\phi_{neg}}{2}$$

Onde,

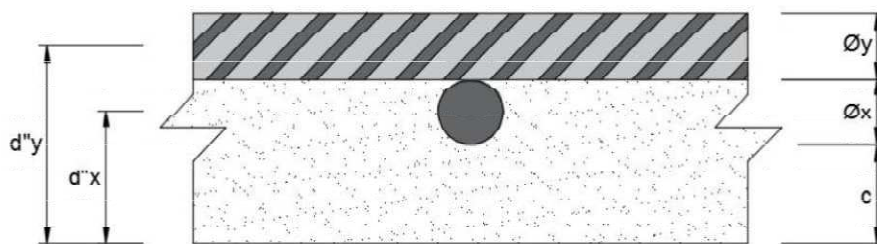
$c$  = cobrimento nominal;

$\varnothing_x$  = diâmetro da barra no menor vão;

$\varnothing_y$  = diâmetro da barra no maior vão;

$\varnothing_{neg}$  = diâmetro da barra na continuidade;

Figura 10 - Seção de laje



Fonte – Do autor

A equação abaixo determina a posição da linha neutra:

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

Onde,

$d$  = altura útil;

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto;

$M_d$  = momento fletor de cálculo;

A área de aço por metro linear de laje é dada pela equação:

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

Onde,

$x$  = posição da linha neutra;

$d$  = altura útil;

$f_{yd}$  = resistência de cálculo do aço;

$M_d$  = momento fletor de cálculo;

#### **6.7.4. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS**

##### **6.7.4.1. ARMADURA MÍNIMA**

Conforme a NBR 6118/2014, para otimizar o desempenho e a ductilidade à flexão, bem como, controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva. Tal conjuntura de aço deve ser disposta na forma de barras de alta aderência ou telas soldadas. A tabela abaixo apresenta as recomendações normativas:

Tabela 8 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

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

Fonte – NBR6118/2014, Tabela 19.1

Os valores de taxa de armadura mínima ( $\rho_{\min}$ ) estão dispostos na tabela a seguir:

Tabela 9 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas e lajes

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

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

Fonte – NBR6118/2014, Tabela 17.3

#### 6.7.4.2. DIÂMETRO MÁXIMO

*“Qualquer barra de armadura de flexão deve ter diâmetro no máximo igual a  $h/8$ .”*  
(NBR6118/2014, item 20.1)

$$\Phi_{\text{máx}} = h/8$$

Onde,

$h$  = espessura da laje.

#### 6.7.4.3. ESPAÇAMENTO MÁXIMO

*“As barras de armadura principal de flexão devem apresentar espaçamento máximo igual a  $2h$  ou  $20\text{ cm}$ , prevalecendo o menor desses dois valores na região dos maiores momentos fletores.”* (NBR6118/2014, item 20.1)

$$s \leq \begin{cases} 2h \\ 20\text{ cm} \end{cases}$$

Onde,

$h$  = espessura da laje.

Nos casos de armadura secundária de lajes unidirecionais os limites acima não são obrigatórios. No entanto, deve-se respeitar um espaçamento máximo de três barras por metro linear, ou seja,  $s \leq 33\text{ cm}$ .



#### 6.7.4.4.ARMADURA POSITIVA

##### 6.7.4.4.1. COMPRIMENTO DAS BARRAS

O comprimento das barras para o momento fletor positivo é dado por:

$$C_x = 10\phi_x + l_{ox} + 10\phi_x$$

$$C_y = 10\phi_y + l_{oy} + 10\phi_y$$

Onde,

$C_x$  = comprimento da barra no menor vão;

$C_y$  = comprimento da barra no maior vão;

$l_{ox}$  = menor vão livre retirado da planta de formas;

$l_{oy}$  = maior vão livre retirado da planta de formas;

$\phi_x$  = diâmetro da barra no menor vão;

$\phi_y$  = diâmetro da barra no maior vão;

Toda a extensão da barra deve ser alojada dentro da laje, respeitando-se os cobrimentos normativos e fazendo-se ganchos quando necessário. Salienta-se, também, que ao se utilizar bitolas menores que seis milímetros ( $\phi < 6,0 \text{ mm}$ ) deve-se adotar obrigatoriamente ancoragem mínima de seis centímetros ( $6,0 \text{ cm}$ ).

#### 6.7.4.4.2. ECONOMIA DE PONTA

Objetivando reduzir-se o consumo de aço, admite-se o uso de economia de ponta através de uma solução de barras alternadas, onde se prolonga apenas a metade das armaduras existentes no centro da laje. Segundo Padaratz & Pinto (2013), em função da variação do diagrama de momentos fletores positivos na laje, permite-se diminuir a quantidade de armaduras juntos aos apoios aumentando seus espaçamentos. Dessa maneira, utiliza-se o espaçamento calculado para a região central e o dobro deste nas regiões laterais.

Salienta-se que a NBR 6118/2014 exige pelo menos três barras por metro linear, portanto a economia de ponta só é válida para espaçamentos menores que dezesseis centímetros ( $s \leq 16 \text{ cm}$ ).

O comprimento das barras é função da forma que se dispõem os diagramas de momentos fletores, ou seja, dependem do tipo de vínculo da laje. Na prática, tem-se:

$$C = 0,85l_i + 10 \text{ cm ou } 0,9l_i \text{ para vínculos biapoiados;}$$

$$C = 0,75l_i + 10 \text{ cm ou } 0,8l_i \text{ para vínculos apoio/engaste;}$$

$$C = 0,7l_i + 10 \text{ cm ou } 0,75l_i \text{ para vínculos biengastados;}$$

Onde,

$C$  = comprimento da armadura;

$l_i$  = vão teórico.

#### 6.7.4.5.ARMADURA NEGATIVA

##### 6.7.4.5.1. COMPRIMENTO DAS BARRAS

O comprimento das barras para o momento fletor negativo é dado por:

$$C = g_e + 10\emptyset + (2 \cdot 0,25l_{x,m\acute{a}x}) + 10\emptyset + g_d$$

$$g_e = h_e - c_s - c_i$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i$$

Onde,

$C$  = comprimento total da barra;

$g_e$  = gancho do lado esquerdo;

$g_d$  = gancho do lado direito;

$h_e$  = espessura da laje da esquerda;

$h_d$  = espessura da laje da direita;

$c_s$  = cobrimento superior;

$c_i$  = cobrimento inferior;

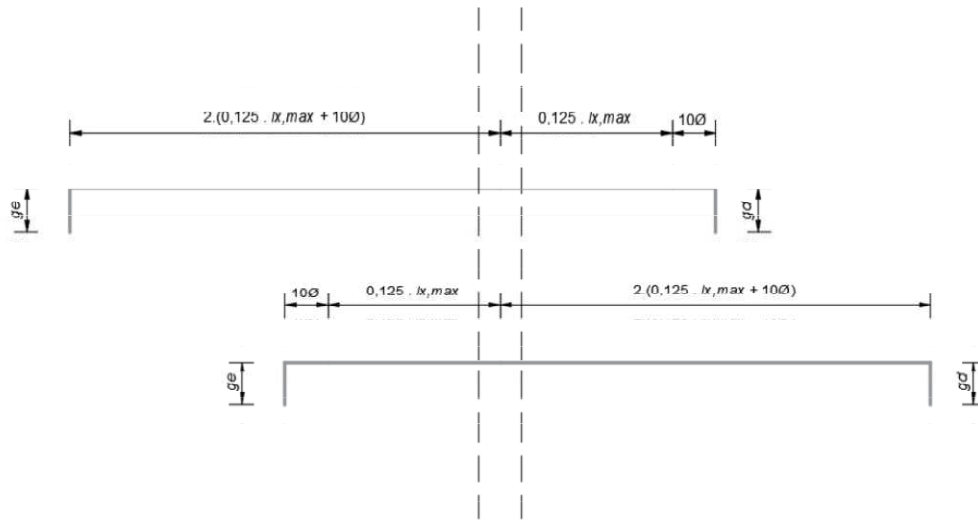
$\emptyset$  = bitola da barra adotada;

$$l_{x,m\acute{a}x} \geq \begin{cases} l_{x,e}(\text{menor v\~{a}o da laje da esquerda}) \\ l_{x,d}(\text{menor v\~{a}o da laje da direita}) \end{cases}$$

#### 6.7.4.5.2. ECONOMIA DE PONTA

Analogamente ao que ocorre com a armadura positiva, a economia de ponta para as barras negativas permite que se diminua ao se distanciar dos apoios. A figura a seguir esquematiza o processo:

Figura 11 - Disposição de barras negativas na laje



Fonte – Do autor

O comprimento total da barra é dado por:

$$C = g_e + 2 \cdot (0,125 \cdot l_{x,máx} + 10\phi) + 0,125 \cdot l_{x,máx} + 10\phi + g_d$$

$$g_e = h_e - c_s - c_i$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i$$

Onde,

$C$  = comprimento total da barra;

$g_e$  = gancho do lado esquerdo;

$g_d$  = gancho do lado direito;

$h_e$  = espessura da laje da esquerda;

$h_d$  = espessura da laje da direita;

$c_s$  = cobrimento superior;

$c_i$  = cobrimento inferior;

$\emptyset$  = bitola da barra adotada;

$$l_{x,m\acute{a}x} \geq \begin{cases} l_{x,e}(\text{menor v\~{a}o da laje da esquerda}) \\ l_{x,d}(\text{menor v\~{a}o da laje da direita}) \end{cases}$$

Salienta-se que a NBR 6118/2014 exige pelo menos tr\~{e}s barras por metro linear, portanto a economia de ponta s\~{o} \u00e9 v\u00e1lida para espa\u00e7amentos menores que dezesseis cent\u00edmetros ( $s \leq 16 \text{ cm}$ ).

## **6.8.ESTADO-LIMITE DE SERVI\u00c7O DE DEFORMA\u00c7\u00d5ES EXCESSIVAS (ELS-DEF)**

O estado-limite de deforma\u00e7\u00f5es excessivas \u00e9 definido pela NBR6118/2014 e consiste basicamente na verifica\u00e7\u00e3o dos deslocamentos m\u00e1ximos admitidos, popularmente conhecidos como flechas, segundo os crit\u00e9rios descritos no item 17.3.2 da referida norma.

### **6.8.1. VERIFICA\u00c7\u00c3O DO EST\u00c1DIO DE C\u00c1LCULO**

Na considera\u00e7\u00e3o dos estados-limites de servi\u00e7o as estruturas se comportam parcialmente no est\u00e1dio I e parcialmente no est\u00e1dio II. A determina\u00e7\u00e3o da separa\u00e7\u00e3o entre essas duas situa\u00e7\u00f5es \u00e9 definida pelo momento de fissura\u00e7\u00e3o, conforme a NBR 6118/2014, sendo tomado pela equa\u00e7\u00e3o abaixo:

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

Com,

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

$\alpha = 1,3$  para seções I ou T invertido;

$\alpha = 1,2$  para seções T ou duplo T;

Onde,

$\alpha$  = fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

$y_t$  = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

$I_c$  = momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct}$  = resistência à tração direta do concreto.

Após a determinação do momento de fissuração da laje em questão, deve-se comparar o valor obtido com o valor de momento atuante na respectiva laje.

Se,

- $M_A < M_r$  :

Considera-se que não houve formação de fissuras e admite-se a laje trabalhando no estágio I.

- $M_A \geq M_r$  :

Considera-se que houve formação de fissuras e a laje trabalha no estágio II. Nesse caso, faz-se necessário a correção da inércia calculada através da determinação de uma inércia equivalente, conforme proposta da NBR 6118/2014:

$$I_{EQ} = \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

O momento de inércia no estágio II é determinado através da equação:

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_E \cdot A_S \cdot (d - x_{II})^2$$

Com,

$$x_{II} = \frac{\alpha \cdot A_S}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha \cdot A_S}}\right]$$

$$\alpha_E = \frac{E_S}{E_{CS}}$$

Onde,

$b$  = largura (100 cm para lajes);

$d$  = altura útil;

$I_c$  = momento de inércia da seção bruta de concreto;

$E_S$  = módulo de elasticidade do aço;

$E_{CS}$  = módulo de elasticidade secante do concreto;

$A_S$  = área de aço (cm<sup>2</sup>/m);

$M_A$  = momento fletor atuante na laje;

### 6.8.2. DESLOCAMENTOS LIMITES

Todos os valores obtidos para as flechas de cada laje devem ser avaliados segundo os critérios propostos pela NBR 6118/2014, item 13.3. Tais condições impõem limites para os deslocamentos máximos de cada laje, visando proporcionar um adequado comportamento da estrutura em situação de serviço.

Neste estudo, avaliar-se-á as lajes de acordo com o critério da aceitabilidade sensorial, limite este, caracterizado por efeito visual desagradável ou vibrações indesejáveis. As equações abaixo denotam os valores a serem satisfeitos, as duas condições devem ser atendidas simultaneamente:

- Aceitabilidade visual:

$$f_{limite} = \frac{l_x}{250}$$

- Aceitabilidade de vibração:

$$f_{limite} = \frac{l_x}{350}$$

### 6.8.3. FLECHA IMEDIATA ( $f_0$ )

Analogamente ao processo de determinação dos momentos fletores, os métodos de obtenção dos valores de flecha imediata diferem para lajes unidirecionais e bidirecionais.



- Lajes armadas em uma direção

$$f_0 = \frac{\alpha}{384} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_{CS} \cdot I}$$

Com,

$\alpha = 5$  para vínculos biapoiados;

$\alpha = 2,07$  para vínculos apoio/engaste;

$\alpha = 1$  para vínculos biengastados;

Onde,

$p$  = carregamento uniforme com combinação quase permanente;

$l_x$  = menor vão da laje;

$E_{CS}$  = módulo de elasticidade secante do concreto;

$I$  = momento de inércia da seção;

- Lajes armadas em duas direções

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

Com,

$\alpha$  = coeficiente tabelado em função de  $\lambda$  e do tipo de vinculação. (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2013)

Onde,

$p$  = carregamento uniforme com combinação quase permanente;

$l_x$  = menor vão da laje;

$E_{CS}$  = módulo de elasticidade secante do concreto;

$h$  = espessura da laje.

#### 6.8.4. FLECHA ADICIONAL DIFERIDA

Devido ao fenômeno da fluência do concreto, deve-se considerar um incremento no valor da flecha com o passar do tempo, em outras palavras, pode-se dizer que o deslocamento aumentará ao longo do tempo por conta dos carregamentos de longa duração submetidos à estrutura.

A determinação de tal aditivo está disposta no item 17.3.2.1.2 da NBR 6118/2014, e é tomada de maneira aproximada através da multiplicação da flecha imediata ( $f_0$ ) pelo coeficiente de fluência do concreto ( $\alpha_f$ ), dado pela expressão abaixo:

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

Onde,

$p' = \frac{A'_s}{bd}$  (usualmente considerada nula para lajes);

$\xi$  = coeficiente temporal, obtido através da Tabela 17.1 da NBR 6118 ou calculado através da expressão:

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

Com,

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

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

Onde,

$t_0$  = tempo de aplicação do carregamento de longa duração;

$t$  = tempo quando se deseja o valor da flecha diferida.

A determinação de tal aditivo está disposta no item 17.3.2.1.2 da NBR 6118/2014, e é tomada de maneira aproximada através da multiplicação da flecha imediata ( $f_0$ ) pelo coeficiente de fluência do concreto ( $\alpha_f$ ), dado pela expressão abaixo:

Deseja-se encontrar o valor da flecha diferida durante toda a vida-útil da estrutura, portanto:

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

De forma a estimar-se um valor para o tempo de aplicação da carga de longa duração ( $t_0$ ), adotar-se-á para este estudo um tempo de escoramento de 14 dias, prática comum no contexto brasileiro. Tem-se, então:

$$t_0 = \frac{14 \text{ dias}}{30 \text{ dias}} = 0,467 \text{ meses}$$

∴

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

$$\xi(0,467) = 0,68 \cdot (0,996^{0,467}) \cdot 0,467^{0,32} \cong 0,53$$

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,53}{1 + (50 \cdot 0)} = 1,47$$

### 6.8.5. FLECHA TOTAL ( $f_\infty$ )

A flecha total é determinada através da multiplicação da flecha imediata pelo fator  $(1 + \alpha_f)$ . Tem-se, então:

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

## 6.9. REAÇÕES DE APOIO DAS LAJES NAS VIGAS

Segundo Carvalho & Figueiredo (2013), a ação das lajes nas vigas, no estado elástico, acontece por conta de um carregamento não-uniforme e de intensidade variável ao longo de seu comprimento. Tal fato, conseqüentemente, caracteriza-se por dificultar o processo de obtenção dos esforços transferidos às vigas, tendo em vista a grande dificuldade na determinação e, posterior, cálculo dos mesmos.

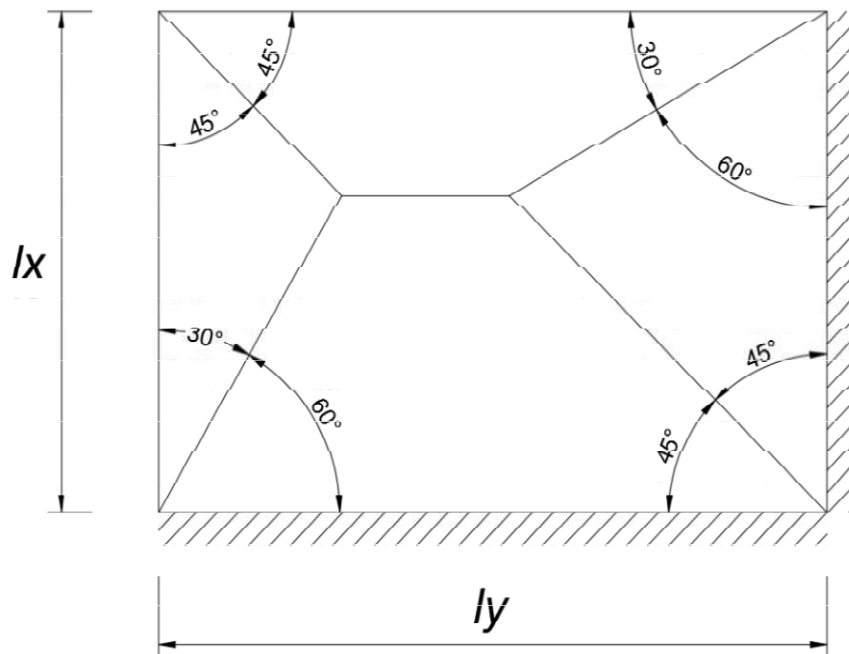
A NBR6118/2014, entretanto, indica a adoção de um procedimento baseado no comportamento elástico. Tal processo é nomeado método das áreas e será exposto na seção a seguir.

### 6.9.1. MÉTODO DAS ÁREAS

No método das áreas pressupõe-se a determinação das reações das lajes nas vigas conforme as seguintes aproximações:

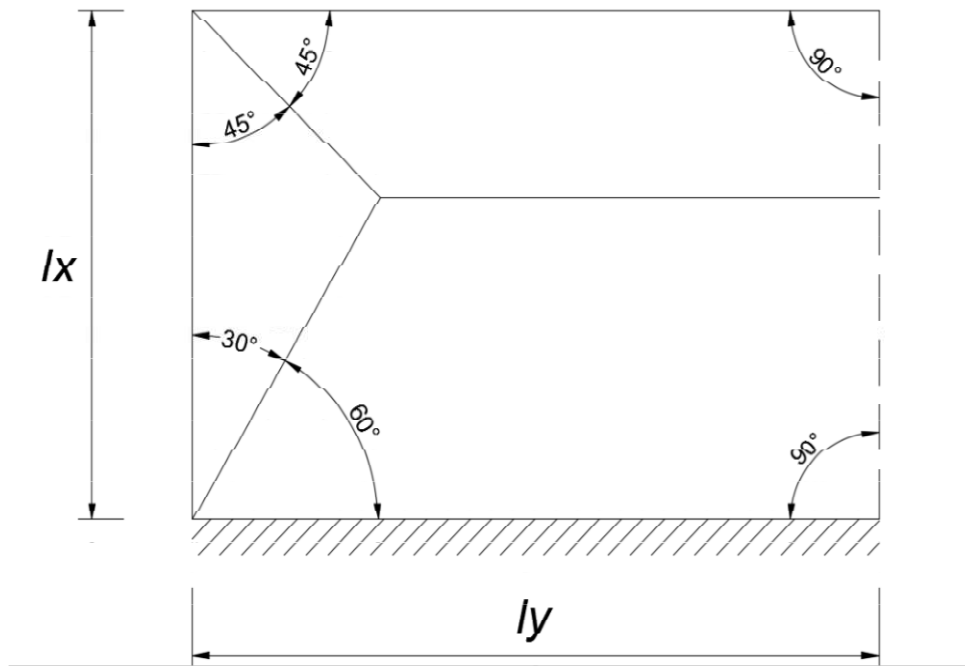
- a) Consideram-se os esforços como se fossem uniformemente distribuídos sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio, de maneira que as reações em cada extremidade correspondem aos carregamentos atuantes nos trapézios ou triângulos determinados através da teoria das charneiras plásticas;
- b) Quando não for possível efetuar a análise plástica, deve-se realizar uma aproximação das charneiras por meio de retas inclinadas, a partir dos vértices, com os seguintes ângulos:
  - $45^\circ$  entre dois apoios do mesmo tipo;
  - $60^\circ$  a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
  - $90^\circ$  a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Figura 12 - Esquema de método das áreas para determinação das reações de apoio



Fonte – Do autor

Figura 13 - Esquema de método das áreas para determinação das reações de apoio



Fonte – Do autor

As cargas total e distribuída no respectivo apoio são tomadas, respectivamente, conforme:

$$P_{viga} = \text{área do triângulo ou trapézio} \cdot P_{laje}$$

$$q_{viga} = \frac{P_{viga}}{l_{laje}}$$

Onde,

$P_{laje}$  = carregamento total da laje;

$l_{laje}$  = comprimento do respectivo apoio.

### 6.9.2. DETERMINAÇÃO DAS REAÇÕES COM O AUXÍLIO DE TABELAS

Existem na literatura, algumas tabelas que simplificam o método das charneiras plásticas para obtenção das reações das lajes nas vigas. Neste estudo, utilizar-se-á as planilhas apresentadas por Carvalho & Figueiredo (2013), segundo:

$$q_x^+ = k_x^+ \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

$$q_x^- = k_x^- \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

$$q_y^+ = k_y^+ \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

$$q_y^- = k_y^- \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

Onde,

$q$  = reação de apoio por unidade de comprimento;

$p$  = carga distribuída atuante na laje;

$k$  = coeficiente tabelado;

$l_x$  = menor vão da laje.

## **7. DEMONSTRAÇÃO DE CÁLCULO DE LAJE**

### **7.2.PREMISSA**

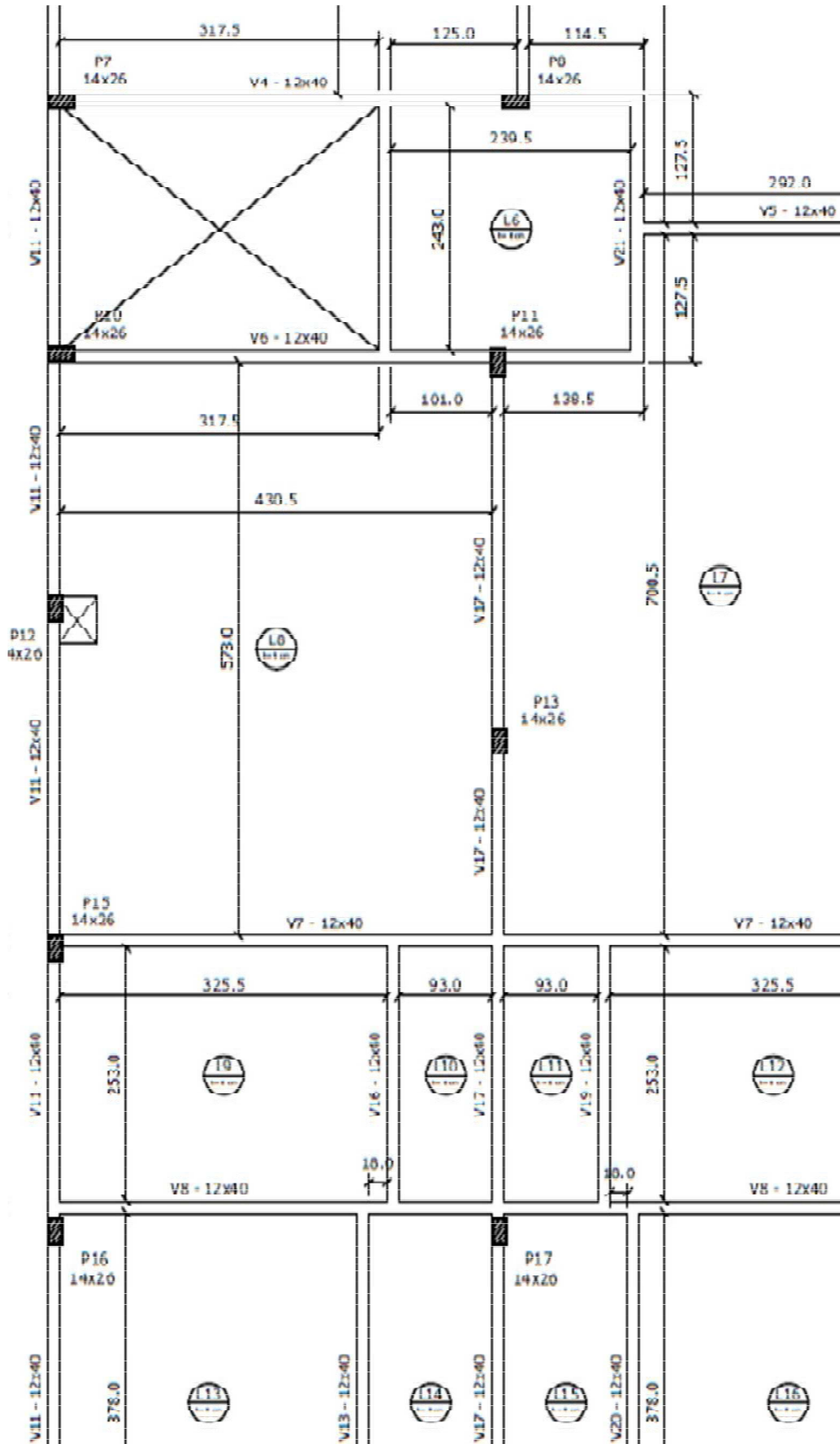
Objetivando demonstrar de forma exemplificada o exposto nas seções acima, a seguir realizar-se-á o cálculo simplificado das lajes L8, L9 e L10, do pavimento Tipo 3, objeto deste estudo, através do método elástico.

### **7.3.PLANTA DE FORMAS**

A figura abaixo apresenta de forma detalhada as lajes L8, L9 e L10, na planta de formas do pavimento Tipo 3.



Figura 14 - Visualização lajes L8, L9 e L10



Fonte: Do autor.

#### 7.4.PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para que se possa dar viabilidade aos cálculos iniciais do dimensionamento de lajes maciças de concreto armado, é preciso, primeiramente, estimar um valor de espessura (h) ou, para alguns autores, altura de laje.

Na literatura é possível encontrar diversos critérios práticos que relacionam a economia e resistência dos elementos estruturais em geral, de maneira a guiar o processo dimensionamento prévio de edificações usuais de concreto armado. Neste estudo especificamente para o cálculo das lajes, adotou-se uma simplificação dos critérios propostos por Ceotto (1985), a qual recomenda que a espessura das lajes pode ser inicialmente pré-dimensionada como sendo o valor do menor vão livre dividido por cinquenta:

$$h = \frac{lx_{livre}}{50}$$

Para as lajes analisadas temos então:

- L8:

$$h_{L8} = \frac{430,5}{50} = 8,61 \rightarrow \text{Adota-se } 9 \text{ cm.}$$

- L9:

$$h_{L9} = \frac{253}{50} = 5,06 \rightarrow \text{Adota-se } 8 \text{ cm*}.$$

- L10:

$$h_{L10} = \frac{93}{50} = 1,86 \rightarrow \rightarrow \text{Adota-se } 8 \text{ cm}^*.$$

\* *mínimo valor normativo para lajes não em balanço, segundo a NBR 6118/2014. Ver seção 6.6.*

## 7.5.VÃOS EFETIVOS

- L8:

$$a1 = a2 \leq \begin{cases} \frac{t1}{2} \\ 0,3h \end{cases} = \begin{cases} \frac{12}{2} \\ 0,3 \cdot 9 \end{cases} = 2,7 \text{ cm (para ambos os vãos);}$$

$$l_x = 2,7 + 430,5 + 2,7 = 435,9 \cong 436 \text{ cm};$$

$$l_y = 2,7 + 573 + 2,7 = 578,4 \cong 578 \text{ cm}.$$

- L9:

$$a1 = a2 \leq \begin{cases} \frac{t1}{2} \\ 0,3h \end{cases} = \begin{cases} \frac{12}{2} \\ 0,3 \cdot 8 \end{cases} = 2,4 \text{ cm (para ambos os vãos);}$$

$$l_x = 2,4 + 253 + 2,4 = 257,8 \cong 258 \text{ cm};$$

$$l_y = 2,4 + 325,5 + 2,4 = 330,3 \cong 330 \text{ cm}.$$

- L10:

$$a1 = a2 \leq \begin{cases} \frac{t1}{2} \\ 0,3h \end{cases} = \begin{cases} \frac{12}{2} \\ 0,3 \cdot 8 \end{cases} = 2,4 \text{ cm (para ambos os vãos);}$$

$$l_x = 2,4 + 93 + 2,4 = 97,8 \cong 98 \text{ cm;}$$

$$l_y = 2,4 + 253 + 2,4 = 257,8 \cong 258 \text{ cm.}$$

## 7.6.CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO TIPO DE ARMAÇÃO

- L8:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{578}{436} \cong 1,33 < 2 \rightarrow \text{Laje armada em duas direções;}$$

- L9:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{330}{258} \cong 1,28 < 2 \rightarrow \text{Laje armada em duas direções;}$$

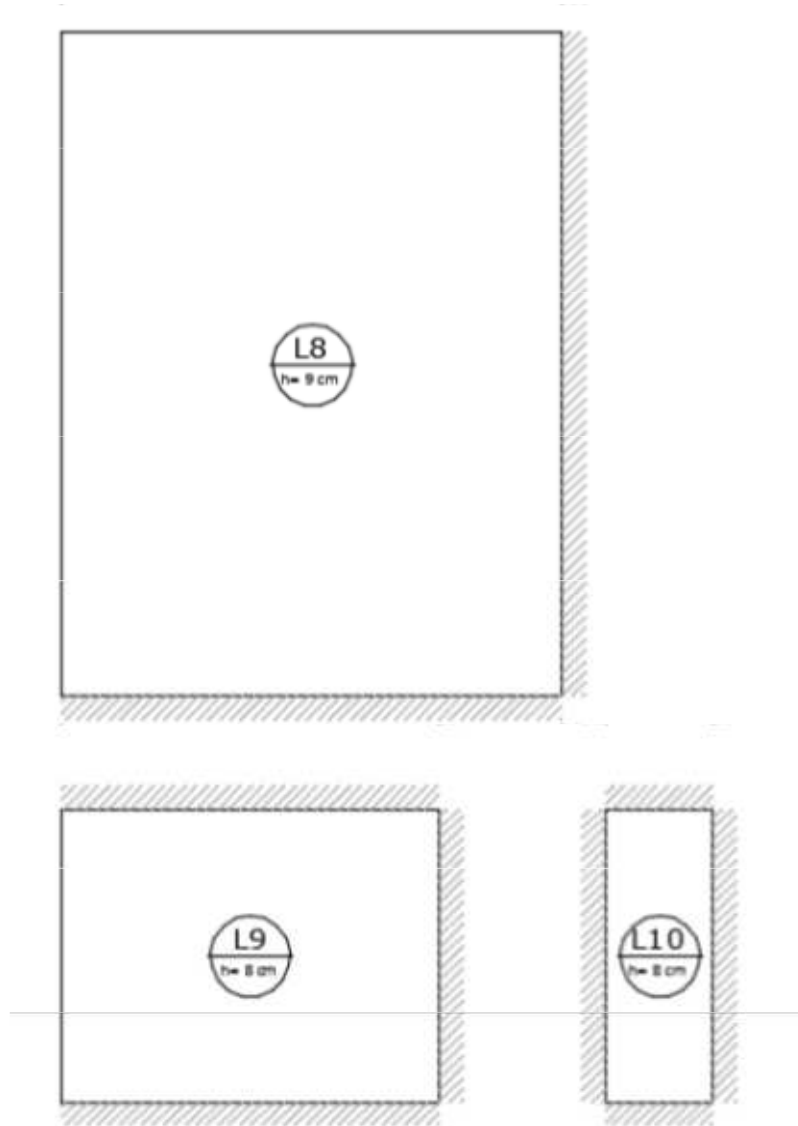
- L10:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{258}{98} \cong 2,64 > 2 \rightarrow \text{Laje armada em uma direção;}$$

## 7.7.VINCULAÇÃO

Analisando-se a planta de formas e adotando-se o procedimento descrito na seção 6.4, tem-se:

Figura 15 - Vinculação das bordas



Fonte – Do autor

Portanto,

- L8 → Caso 4;
- L9 → Caso 8;
- L10 → Laje unidirecional.

## 7.8.CARREGAMENTOS

### 7.8.1. PERMANENTES

– Peso próprio:

▪ L8:

$$g_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot h = 25 \cdot 0,09 = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

▪ L9:

$$g_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot h = 25 \cdot 0,08 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

▪ L10:

$$g_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot h = 25 \cdot 0,08 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

– Peso de contrapiso:

▪ L8, L9 e L10:

$$g_{contrapiso} = \gamma_{contrapiso} \cdot e = 21 \cdot 0,03 = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

– Peso de revestimento de teto:

▪ L8, L9 e L10:

$$g_{rev.teto} = \gamma_{rev.teto} \cdot e = 19 \cdot 0,015 = 0,29 \text{ kN/m}^2$$

– Peso de revestimento de piso:

- L8, L9 e L10:

$$g_{piso} = \gamma_{piso} \cdot e = 18 \cdot 0,005 = 0,09 \text{ kN/m}^2$$

– Peso de parede:

Analisando-se o projeto arquitetônico (Anexo A), conclui-se que existe sobre a laje cerca de 6,69 metros de parede com altura de 2,70 metros, posicionada próxima dos bordos da laje ( $k=1,00$ ). Tem-se, então:

$$\gamma_{parede} = (\gamma_{alvenaria} \cdot e_{alvenaria}) + (\gamma_{argamassa} \cdot e_{argamassa})$$

$$\gamma_{parede} = (13 \cdot 0,115) + (19 \cdot 0,035) = 2,35 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{parede} = \frac{\gamma_{parede} \cdot h \cdot l}{\text{Área da laje}} \cdot k = \frac{2,35 \cdot 2,70 \cdot 6,69}{4,36 \cdot 5,78} \cdot 1,00 \cong 1,68 \text{ kN/m}^2$$

- L9 e L10:

As lajes 9 e 10 não possuem carregamentos provenientes de paredes sobre si.

## 7.8.2. VARIÁVEIS

- L8:

Ao analisar-se o projeto arquitetônico (Anexo A), conclui-se que a laje 8 terá função de área de serviço e lavanderia, apesar de abrigar também cozinha e sala de estar/jantar. Dessa maneira, como prática a favor da segurança, utilizar-se-á o valor mais desfavorável:

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

- L9 e L10:

As lajes 9 e 10 tem finalidade de dormitório e corredor/sala, respectivamente. Tem-se, então:

$$q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

### 7.8.3. RESUMO DAS CARGAS

Tabela 10 - Resumo dos carregamentos das lajes

CARREGAMENTOS DAS LAJES (kN/m <sup>2</sup> )								
Laje	gpp	g contrapiso	g rev.teto	g piso	g parede	∑ g	q	TOTAL
L8	2,25	0,63	0,29	0,09	1,68	4,94	2,00	6,94
L9	2,00	0,63	0,29	0,09	-	3,01	1,50	4,51
L10	2,00	0,63	0,29	0,09	-	3,01	1,50	4,51

Fonte: Do autor.

## 7.9. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

### 7.9.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS



Para os cálculos referentes ao estado limite último será utilizada a **combinação última normal**, ou seja, aquela que prevê o limite último de esgotamento da capacidade resistente para estruturas de concreto armado.

O item 11.7.1 da NBR 6118/2014 trata dos coeficientes de ponderação de ações para o ELU. Analisando-se a tabela 11.1 da referida norma, conclui-se que para a combinação última normal, no seu âmbito desfavorável, todas as cargas permanentes e variáveis devem ter suas relevâncias majoradas pelos coeficientes  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$ , respectivamente. Portanto:

$$p = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q$$

Com,

$g$  = carregamento permanente da laje ( $\text{kN/m}^2$ );

$$\gamma_g = \gamma_q = 1,4;$$

$q$  = carregamento acidental.

Para as lajes analisadas tem-se, então:

- L8:

$$p = 1,4 \cdot (g + q) = 1,4 \cdot (4,94 + 2,00) = 9,72 \text{ kN/m}^2$$

- L9:

$$p = 1,4 \cdot (g + q) = 1,4 \cdot (3,01 + 1,50) = 6,31 \text{ kN/m}^2$$

- L10:

$$p = 1,4 \cdot (g + q) = 1,4 \cdot (3,01 + 1,50) = 6,31 \text{ kN/m}^2$$

## 7.9.2. MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO

- L8:

- Laje bidireccional: Caso 4;
- $\lambda = 1,33$ ;
- $l_x = 4,36 \text{ m}$ ;
- $p = 9,72 \text{ kN/m}^2$ .

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M'_x \\ M_y \\ M'_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mu_x = 4,26 \\ \mu'_x = 9,54 \\ \mu_y = 2,67 \\ \mu'_y = 7,85 \end{Bmatrix} \cdot \frac{9,72 \cdot (4,36)^2}{100} = \begin{Bmatrix} 7,87 \text{ kNm/m} \\ 17,60 \text{ kNm/m} \\ 4,92 \text{ kNm/m} \\ 14,49 \text{ kNm/m} \end{Bmatrix}$$

- L9:

- Laje bidireccional: Caso 8;
- $\lambda = 128$ ;
- $l_x = 2,58 \text{ m}$ ;
- $p = 6,31 \text{ kN/m}^2$ .

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M'_x \\ M_y \\ M'_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mu_x = 3,41 \\ \mu'_x = 7,50 \\ \mu_y = 1,81 \\ \mu'_y = 5,76 \end{Bmatrix} \cdot \frac{6,31 \cdot (2,58)^2}{100} = \begin{Bmatrix} 1,43 \text{ kNm/m} \\ 3,15 \text{ kNm/m} \\ 0,76 \text{ kNm/m} \\ 2,42 \text{ kNm/m} \end{Bmatrix}$$

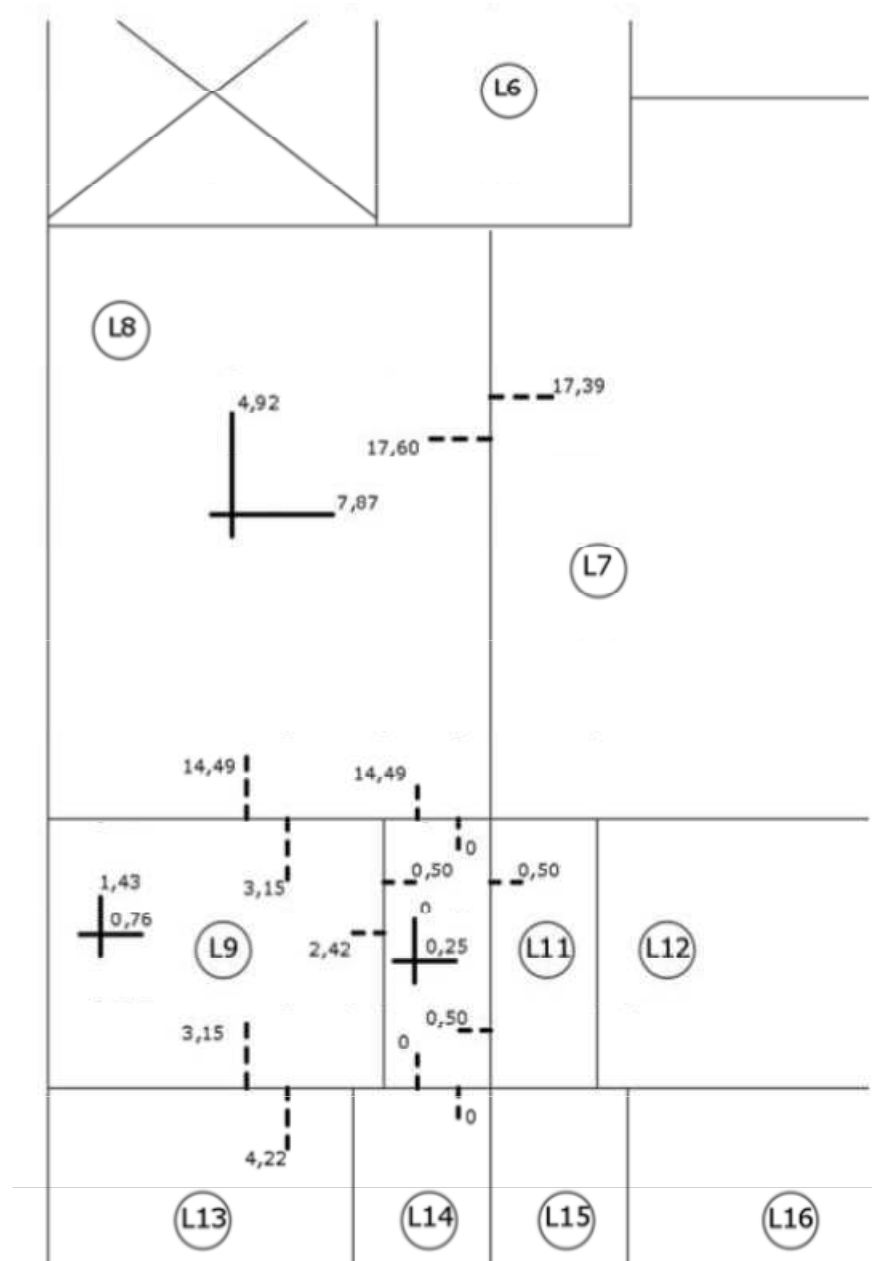
- L10:

- Laje unidirecional;
- Vinculação: Engaste/Engaste;

$$M_x = \frac{p \cdot l_x^2}{24} = \frac{6,31 \cdot (0,98)^2}{24} = 0,25 \frac{kNm}{m};$$

$$M'_x = \frac{p \cdot l_x^2}{12} = \frac{6,31 \cdot (0,98)^2}{12} = 0,50 \frac{kNm}{m};$$

Figura 16 - Momentos fletores isolados



Fonte: Do autor.

### 7.9.3. COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS

Aplicando-se o procedimento disposto na seção 6.7.2, tem-se:

- Momento fletor negativo entre as lajes L8-L9:

$$X \geq \begin{cases} 80\% X_1 \\ X_1 + X_2 \end{cases} = \begin{cases} 0,8 \cdot 14,49 = 11,59 \\ \frac{14,49 + 3,15}{2} = 8,82 \end{cases} = 11,59 \text{ kNm}$$

- Momento fletor negativo entre as lajes L8-L10:

$$X \geq \begin{cases} 80\% X_1 \\ X_1 + X_2 \end{cases} = \begin{cases} 0,8 \cdot 14,49 = 11,59 \\ \frac{14,49 + 0}{2} = 7,245 \end{cases} = 11,59 \text{ kNm}$$

- Momento fletor negativo entre as lajes L9-L10:

$$X \geq \begin{cases} 80\% X_1 \\ X_1 + X_2 \end{cases} = \begin{cases} 0,8 \cdot 2,42 = 1,93 \\ \frac{2,42 + 0,50}{2} = 1,46 \end{cases} = 1,93 \text{ kNm}$$

#### 7.9.4. CORREÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES POSITIVOS

- L8:

– Maior vão:

Analisando-se os momentos fletores negativos anteriores e posteriores à compatibilização, conclui-se que houve diminuição de valor nas regiões de continuidade com as lajes L6, L9 e L10. Tem-se, portanto:

$$M_{\text{corrigido}} = M_1 + \frac{X_1 - X_A}{2}$$

$$M_{\text{corrigido}} = 4,92 + \frac{14,49 - 11,59}{2} + \frac{14,49 - 11,59}{2}$$

$$M_{\text{corrigido}} = 7,82 \text{ kNm}$$

– Menor vão:

Analisando-se os momentos fletores negativos anteriores e posteriores à compatibilização, conclui-se que houve diminuição de valor na região de continuidade com a laje L7. Tem-se, portanto:

$$M_{\text{corrigido}} = M_1 + \frac{X_1 - X_A}{2}$$

$$M_{\text{corrigido}} = 7,87 + \frac{17,60 - 17,49}{2} = 7,92 \text{ kNm}$$

▪ L9:

– Maior vão:

Analisando-se os momentos fletores negativos anteriores e posteriores à compatibilização, conclui-se que houve diminuição de valor na região de continuidade com a laje L10. Tem-se, portanto:

$$M_{\text{corrigido}} = M_1 + \frac{X_1 - X_A}{2}$$

$$M_{\text{corrigido}} = 0,76 + \frac{2,42 - 1,93}{2} = 1,00 \text{ kNm}$$

– Menor vão:

Analisando-se os momentos fletores negativos anteriores e posteriores à compatibilização, conclui-se que houve diminuição de valor na região de continuidade com a laje L14. Tem-se, portanto:

$$M_{\text{corrigido}} = M_1 + \frac{X_1 - X_A}{2}$$

$$M_{\text{corrigido}} = 1,43 + \frac{3,15 - 2,52}{2} = 1,74 \text{ kNm}$$

▪ L10:

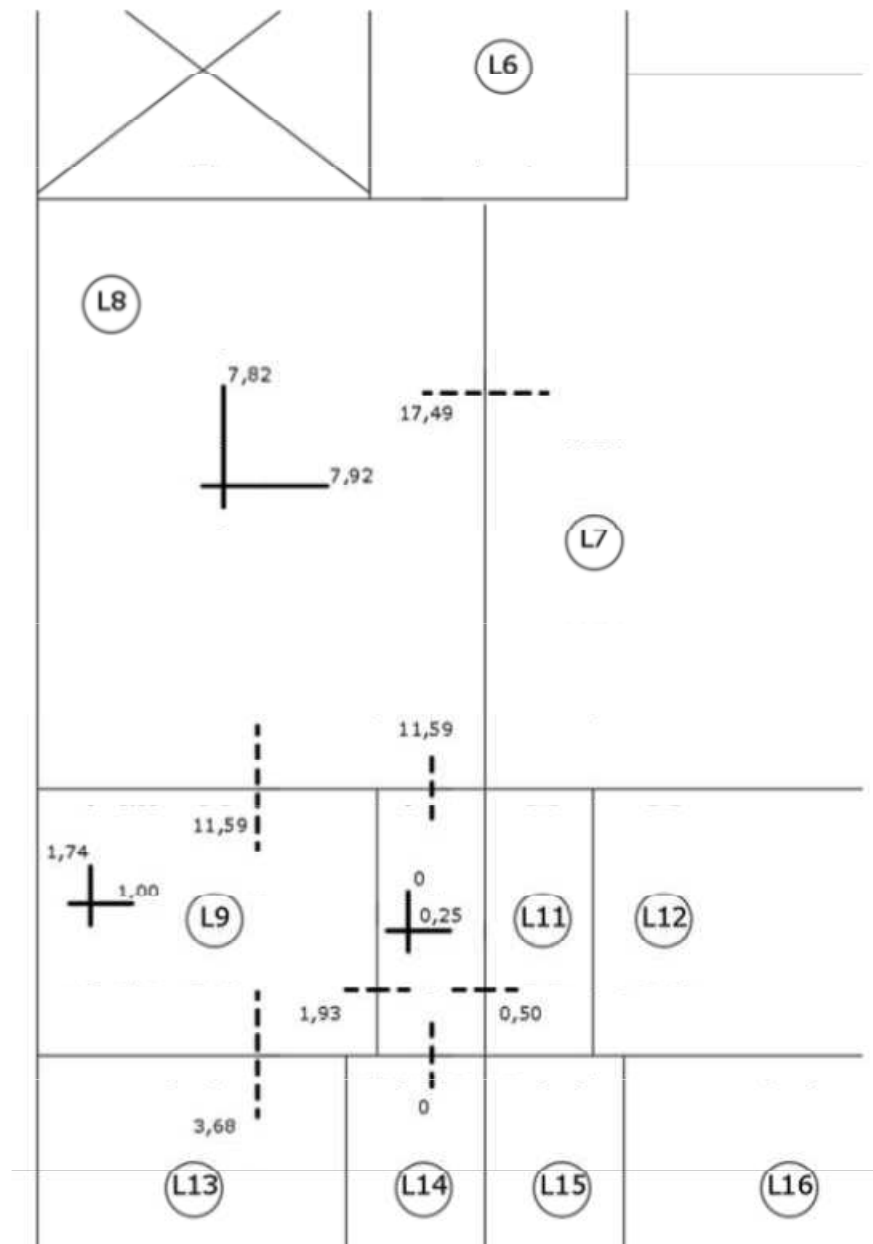
– Maior vão:

A laje L10 é armada em uma só direção, portanto os momentos relativos ao maior vão são desprezados.

– Menor vão:

Analisando-se os momentos fletores negativos anteriores e posteriores à compatibilização, conclui-se que não houve diminuição de valor nas regiões de continuidade. Dessa forma, o valor do momento fletor positivo deve permanecer inalterado.

Figura 17 - Momentos fletores compatibilizados



Fonte: Do autor.

### 7.9.5. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

Para o dimensionamento das armaduras de flexão positivas e negativas, adotar-se-á lajes com cobrimento nominal superior e inferior iguais a 1,5 cm e 2,5 cm, respectivamente. Tais valores estão fundamentados na tabela 7.2 da NBR6118/2014, para obras correntes de concreto armado em ambiente com classe de agressividade II.



Salienta-se que, conforme a referida norma no âmbito de seu item 7.4.7.5, é permitida uma redução no valor do cobrimento nominal superior até um mínimo de 15 mm, se a laje em questão é revestida com argamassa de regularização (contrapiso) e/ou revestimentos finais secos, tais como, piso cerâmico ou carpetes.

#### 7.9.5.1.ARMADURA POSITIVA

- L8:

##### MENOR VÃO

- Diâmetro máximo:

$$\phi_{m\acute{a}x} = \frac{h}{8} = \frac{9}{8} = 1,125 \text{ cm} = 11,25 \text{ mm}$$

- Bitola adotada:

$$\phi_x = 8,0 \text{ mm} < 11,25 \text{ mm} \therefore \text{OK!}$$

- Altura útil:

$$d''x = c + \frac{\phi_x}{2} = 2,5 + \frac{0,8}{2} = 2,9 \text{ cm}$$

$$d = h - d'' = 9 - 2,9 = 6,1 \text{ cm}$$

- Posição da linha neutra:

$$M_d = 7,92 \text{ kNm/m} = 792 \text{ kNcm/m}$$

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

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

$$x = 1,25 \cdot 6,1 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{792}{0,425 \cdot (1,786) \cdot 100 \cdot (6,1)^2}} \right)$$

$$x = 1,16 \text{ cm}$$

– Verificação do domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{1,16}{6,1} = 0,19 < 0,259 \therefore \text{Domínio 2}$$

– Área de aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} \cong 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{792}{43,48 \cdot (6,1 - 0,4 \cdot 1,16)}$$

$$A_s = 3,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificação da área de aço mínima:

Conforme as tabelas 19.1 e 17.3 da NBR 6118/2014, que apresentam, respectivamente, os mínimos valores para armaduras passivas aderentes e as taxas mínimas para armadura de flexão de vigas e lajes, tem-se para armadura positiva de laje **armada em duas direções** com concreto C25 e aço CA-50:

$$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min}, \text{ com } \rho_{\min} = 0,150\%$$

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq 0,67 \cdot \frac{0,150}{100}$$

$$\frac{A_s}{100 \cdot 9} \geq 0,67 \cdot \frac{0,150}{100}$$

$$A_s \geq 0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$3,23 > 0,90 \therefore \text{OK!}$$

### MAIOR VÃO

- Bitola adotada:

$$\phi_y = 6,3 \text{ mm} < 11,25 \text{ mm} \therefore \text{OK!}$$

- Altura útil:

$$d''_y = c + \phi_x + \frac{\phi_y}{2} = 2,5 + 0,8 + \frac{0,63}{2} = 3,62 \text{ cm}$$

$$d = h - d'' = 9 - 3,62 = 5,38 \text{ cm}$$

– Posição da linha neutra:

$$M_d = 7,82 \text{ kNm/m} = 782 \text{ kNcm/m}$$

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

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

$$x = 1,25 \cdot 5,38 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{782}{0,425 \cdot (1,786) \cdot 100 \cdot (5,38)^2}} \right)$$

$$x = 1,33 \text{ cm}$$

– Verificação do domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{1,33}{5,38} = 0,247 < 0,45 \therefore \text{Domínio 2}$$

– Área de aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} \cong 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{782}{43,48 \cdot (5,38 - 0,4 \cdot 1,33)}$$

$$A_s = 3,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificação da área de aço mínima:

Conforme as tabelas 19.1 e 17.3 da NBR 6118/2014, que apresentam, respectivamente, os mínimos valores para armaduras passivas aderentes e as taxas mínimas para armadura de flexão de vigas e lajes, tem-se para armadura positiva de laje **armada em duas direções** com concreto C25 e aço CA-50:

$$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min}, \text{ com } \rho_{min} = 0,150\%$$

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq 0,67 \cdot \frac{0,150}{100}$$

$$\frac{A_s}{100 \cdot 9} \geq 0,67 \cdot \frac{0,150}{100}$$

$$A_s \geq 0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$3,71 > 0,90 \therefore OK!$$

- L9:

### MENOR VÃO

- Diâmetro máximo:

$$\phi_{\text{máx}} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1,00 \text{ cm} = 10,0 \text{ mm}$$

– Bitola adotada:

$$\phi_x = 8,0 \text{ mm} < 10,0 \text{ mm} \therefore \text{OK!}$$

– Altura útil:

$$d''x = c + \frac{\phi_x}{2} = 2,5 + \frac{0,8}{2} = 2,9 \text{ cm}$$

$$d = h - d'' = 8 - 2,9 = 5,1 \text{ cm}$$

– Posição da linha neutra:

$$M_d = 1,74 \text{ kNm/m} = 174 \text{ kNcm/m}$$

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

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

$$x = 1,25 \cdot 5,1 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{174}{0,425 \cdot (1,786) \cdot 100 \cdot (5,1)^2}} \right)$$

$$x = 0,29 \text{ cm}$$

- Verificação do domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,29}{5,1} = 0,06 < 0,259 \therefore \text{Domínio 2}$$

- Área de aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} \cong 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{174}{43,48 \cdot (5,1 - 0,4 \cdot 0,29)}$$

$$A_s = 0,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificação da área de aço mínima:

Conforme as tabelas 19.1 e 17.3 da NBR 6118/2014, que apresentam, respectivamente, os mínimos valores para armaduras passivas aderentes e as taxas mínimas para armadura de flexão de vigas e lajes, tem-se para armadura positiva de laje **armada em duas direções** com concreto C25 e aço CA-50:

$$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}, \text{ com } \rho_{\min} = 0,150\%$$

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq 0,67 \cdot \frac{0,150}{100}$$

$$\frac{A_s}{100 \cdot 8} \geq 0,67 \cdot \frac{0,150}{100}$$

$$A_s \geq 0,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$0,80 = 0,80 \therefore OK!$$

### MAIOR VÃO

- Bitola adotada:

$$\phi_y = 6,3 \text{ mm} < 10,0 \text{ mm} \therefore OK!$$

- Altura útil:

$$d''y = c + \phi_x + \frac{\phi_y}{2} = 2,5 + 0,8 + \frac{0,63}{2} = 3,62 \text{ cm}$$

$$d = h - d'' = 8 - 3,62 = 4,38 \text{ cm}$$

- Posição da linha neutra:

$$M_d = 1,00 \text{ kNm/m} = 100 \text{ kNcm/m}$$

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

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



$$x = 1,25 \cdot 4,38 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{100}{0,425 \cdot (1,786) \cdot 100 \cdot (4,38)^2}} \right)$$

$$x = 0,19 \text{ cm}$$

- Verificação do domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,19}{4,38} = 0,04 < 0,259 \therefore \text{Domínio 2}$$

- Área de aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} \cong 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{100}{43,48 \cdot (4,38 - 0,4 \cdot 0,19)}$$

$$A_s = 0,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificação da área de aço mínima:

Conforme as tabelas 19.1 e 17.3 da NBR 6118/2014, que apresentam, respectivamente, os mínimos valores para armaduras passivas aderentes e as taxas mínimas para armadura de flexão de vigas e lajes, tem-se para armadura positiva de laje **armada em duas direções** com concreto C25 e aço CA-50:

$$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}, \text{ com } \rho_{\min} = 0,150\%$$

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq 0,67 \cdot \frac{0,150}{100}$$

$$\frac{A_s}{100 \cdot 8} \geq 0,67 \cdot \frac{0,150}{100}$$

$$A_s \geq 0,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$0,53 < 0,80 \therefore$  Adota – se armadura mínima!

- L10:

### MENOR VÃO

- Diâmetro máximo:

$$\phi_{\text{máx}} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1,00 \text{ cm} = 10,0 \text{ mm}$$

- Bitola adotada:

$$\phi_x = 8,0 \text{ mm} < 10,0 \text{ mm} \therefore \text{OK!}$$

- Altura útil:

$$d''x = c + \frac{\phi_x}{2} = 2,5 + \frac{0,8}{2} = 2,9 \text{ cm}$$

$$d = h - d'' = 8 - 2,9 = 5,1 \text{ cm}$$

- Posição da linha neutra:

$$M_d = 0,25 \text{ kNm/m} = 25 \text{ kNcm/m}$$

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

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

$$x = 1,25 \cdot 5,1 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{25}{0,425 \cdot (1,786) \cdot 100 \cdot (5,1)^2}} \right)$$

$$x = 0,04 \text{ cm}$$

- Verificação do domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,04}{5,1} = 7,84 \cdot 10^{-3} < 0,259 \therefore \text{Domínio 2}$$

- Área de aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} \cong 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{25}{43,48 \cdot (5,1 - 0,4 \cdot 0,04)}$$

$$A_s = 0,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificação da área de aço mínima:

Conforme as tabelas 19.1 e 17.3 da NBR 6118/2014, que apresentam, respectivamente, os mínimos valores para armaduras passivas aderentes e as taxas mínimas para armadura de flexão de vigas e lajes, tem-se para armadura positiva de laje **armada em uma direção** com concreto C25 e aço CA-50:

$$\rho_s \geq \rho_{\min}, \text{ com } \rho_{\min} = 0,150\%$$

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,150}{100}$$

$$\frac{A_s}{100 \cdot 8} \geq \frac{0,150}{100}$$

$$A_s \geq 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$0,11 < 1,20 \therefore$  Adota – se armadura mínima!

### MAIOR VÃO

Por ser uma laje unidirecional, a laje 10 apresenta comportamento análogo ao de uma viga de largura 1 metro segundo a direção principal. Dessa forma, os momentos fletores relativos ao maior vão devem ser considerados desprezíveis, sendo, em tese, dispensada a necessidade de armadura. Entretanto, a NBR 6118/2014, recomenda que em tais casos seja adotada uma armadura mínima construtiva, dada por:

$$A_{s/s} \geq \left\{ \begin{array}{l} 20\% \text{ da armadura principal} \\ 0,5 \cdot \rho_{\min} \cdot b_w \cdot h \\ 0,9 \text{ cm}^2/m \end{array} \right\}$$

$$A_{s/s} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot 1,20 = 0,24 \text{ cm}^2/m \\ 0,5 \cdot \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 8 = 0,6 \text{ cm}^2/m \\ 0,9 \text{ cm}^2/m \end{array} \right\}$$

$$A_{s/s} \geq 0,9 \text{ cm}^2/m$$

### 7.9.5.2.ARMADURA NEGATIVA

- **Entre as lajes L7 e L8:**

As lajes L7 e L8 possuem espessuras de 9 cm.

- Diâmetro máximo:

$$\phi_{\max} = \frac{h}{8} = \frac{9}{8} = 1,125 \text{ cm} = 11,25 \text{ mm}$$

- Bitola adotada:

$$\phi_{neg} = 10,0 \text{ mm} = 10,0 \text{ mm} \therefore \text{OK!}$$

- Altura útil:

$$d''_{neg} = c + \frac{\phi_{neg}}{2} = 1,5 + \frac{1,0}{2} = 2,0 \text{ cm}$$

$$d = h - d'' = 9 - 2,0 = 7,0 \text{ cm}$$

– Posição da linha neutra:

$$M_d = 17,49 \text{ kNm/m} = 1749,0 \text{ kNcm/m}$$

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

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

$$x = 1,25 \cdot 7,0 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1749,0}{0,425 \cdot (1,786) \cdot 100 \cdot (7,0)^2}} \right)$$

$$x = 2,38 \text{ cm}$$

– Verificação do domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{2,38}{7,0} = 0,34 < 0,45 \therefore \text{Domínio 3}$$

– Área de aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} \cong 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{1749,0}{43,48 \cdot (7,0 - 0,4 \cdot 2,38)}$$

$$A_s = 6,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

– Verificação da área de aço mínima:

Conforme as tabelas 19.1 e 17.3 da NBR 6118/2014, que apresentam, respectivamente, os mínimos valores para armaduras passivas aderentes e as taxas mínimas para armadura de flexão de vigas e lajes, tem-se para armadura negativa:

$$\rho_s \geq \rho_{\min}, \text{ com } \rho_{\min} = 0,150\% \text{ (concreto C25 e aço CA-50)}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,150}{100}$$

Obs.: Nesta verificação adotar-se-á a maior espessura entre as duas lajes, tal medida é prudente pois apresentará um resultado mais à favor da segurança.

$$\frac{A_s}{100 \cdot 9} \geq \frac{0,150}{100}$$

$$A_s \geq 1,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$6,65 > 1,35 \therefore \text{OK!}$$

▪ **Entre as lajes L8 e L9:**

As lajes L8 e L9 possuem espessuras de 9 cm e 8 cm, respectivamente. Para a região de apoio de duas lajes com espessuras distintas, deve-se utilizar a menor espessura nos cálculos, pois é a mais crítica. Dessa forma, adotar-se-á a espessura de L9 para efeitos de dimensionamento.

- Diâmetro máximo:

$$\phi_{\text{máx}} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1,00 \text{ cm} = 10,0 \text{ mm}$$

- Bitola adotada:

$$\phi_{\text{neg}} = 10,0 \text{ mm} = 10,0 \text{ mm} \therefore \text{OK!}$$

- Altura útil:

$$d''_{\text{neg}} = c + \frac{\phi_{\text{neg}}}{2} = 1,5 + \frac{1,0}{2} = 2,0 \text{ cm}$$

$$d = h - d'' = 8 - 2,0 = 6,0 \text{ cm}$$

- Posição da linha neutra:

$$M_d = 11,59 \text{ kNm/m} = 1159,0 \text{ kNcm/m}$$

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



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

$$x = 1,25 \cdot 6,0 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1159,0}{0,425 \cdot (1,786) \cdot 100 \cdot (6,0)^2}} \right)$$

$$x = 1,81 \text{ cm}$$

- Verificação do domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{1,81}{6,0} = 0,30 < 0,45 \therefore \text{Domínio 3}$$

- Área de aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} \cong 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{1159,0}{43,48 \cdot (6,0 - 0,4 \cdot 1,81)}$$

$$A_s = 5,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificação da área de aço mínima:

Conforme as tabelas 19.1 e 17.3 da NBR 6118/2014, que apresentam, respectivamente, os mínimos valores para armaduras passivas aderentes e as taxas mínimas para armadura de flexão de vigas e lajes, tem-se para armadura negativa:

$\rho_s \geq \rho_{\min}$ , com  $\rho_{\min} = 0,150\%$  (concreto C25 e aço CA-50)

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,150}{100}$$

Obs.: Nesta verificação adotar-se-á a maior espessura entre as duas lajes, tal medida é prudente pois apresentará um resultado mais à favor da segurança.

$$\frac{A_s}{100 \cdot 9} \geq \frac{0,150}{100}$$

$$A_s \geq 1,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$5,05 > 1,35 \therefore \text{OK!}$$

▪ **Entre as lajes L8 e L10:**

– Diâmetro máximo:

$$\phi_{\max} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1,00 \text{ cm} = 10,0 \text{ mm}$$

– Bitola adotada:

$$\phi_{\text{neg}} = 10,0 \text{ mm} = 10,0 \text{ mm} \therefore \text{OK!}$$

– Altura útil:

$$d''_{neg} = c + \frac{\phi_{neg}}{2} = 1,5 + \frac{1,0}{2} = 2,0 \text{ cm}$$

$$d = h - d'' = 8 - 2,0 = 6,0 \text{ cm}$$

– Posição da linha neutra:

$$M_d = 11,59 \text{ kNm/m} = 1159,0 \text{ kNcm/m}$$

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

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

$$x = 1,25 \cdot 6,0 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1159,0}{0,425 \cdot (1,786) \cdot 100 \cdot (6,0)^2}} \right)$$

$$x = 1,81 \text{ cm}$$

– Verificação do domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{1,81}{6,0} = 0,30 < 0,45 \therefore \text{Domínio 3}$$

– Área de aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} \cong 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{1159,0}{43,48 \cdot (6,0 - 0,4 \cdot 1,81)}$$

$$A_s = 5,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificação da área de aço mínima:

Conforme as tabelas 19.1 e 17.3 da NBR 6118/2014, que apresentam, respectivamente, os mínimos valores para armaduras passivas aderentes e as taxas mínimas para armadura de flexão de vigas e lajes, tem-se para armadura negativa:

$$\rho_s \geq \rho_{\min}, \text{ com } \rho_{\min} = 0,150\% \text{ (concreto C25 e aço CA-50)}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,150}{100}$$

$$\frac{A_s}{100 \cdot 8} \geq \frac{0,150}{100}$$

$$A_s \geq 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$5,05 > 1,20 \therefore \text{OK!}$$

- **Entre as lajes L9 e L10:**

- Diâmetro máximo:

$$\phi_{\text{máx}} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1,00 \text{ cm} = 10,0 \text{ mm}$$

– Bitola adotada:

$$\phi_{\text{neg}} = 10,0 \text{ mm} = 10,0 \text{ mm} \therefore \text{OK!}$$

– Altura útil:

$$d''_{\text{neg}} = c + \frac{\phi_{\text{neg}}}{2} = 1,5 + \frac{1,0}{2} = 2,0 \text{ cm}$$

$$d = h - d'' = 8 - 2,0 = 6,0 \text{ cm}$$

– Posição da linha neutra:

$$M_d = 1,93 \text{ kNm/m} = 193,0 \text{ kNcm/m}$$

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

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

$$x = 1,25 \cdot 6,0 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{193}{0,425 \cdot (1,786) \cdot 100 \cdot (6,0)^2}} \right)$$

$$x = 0,27 \text{ cm}$$

- Verificação do domínio de deformação:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,27}{6,0} = 0,04 < 0,259 \therefore \text{Domínio 2}$$

- Área de aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} \cong 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} = \frac{193}{43,48 \cdot (6,0 - 0,4 \cdot 0,04)}$$

$$A_s = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificação da área de aço mínima:

Conforme as tabelas 19.1 e 17.3 da NBR 6118/2014, que apresentam, respectivamente, os mínimos valores para armaduras passivas aderentes e as taxas mínimas para armadura de flexão de vigas e lajes, tem-se para armadura negativa:

$$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}}, \text{ com } \rho_{\text{mín}} = 0,150\% \text{ (concreto C25 e aço CA-50)}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot h} \geq \frac{0,150}{100}$$

$$\frac{A_s}{100 \cdot 8} \geq \frac{0,150}{100}$$

$$A_s \geq 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$0,75 < 1,20 \therefore$  Adota – se armadura mínima!

## 7.10. ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS (ELS-DEF)

### 7.10.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No estado limite de deformações excessivas as estruturas devem ser avaliadas segundo as **combinações quase permanentes**, ou seja, aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida-útil da estrutura.

O item 11.8.3 da NBR 6118/2014 trata das combinações de serviço. Analisando-se a tabela 11.4 da referida norma, conclui-se que na combinação quase permanente todas as ações variáveis devem ser consideradas com seus valores quase permanentes  $\psi_2 F_{qk}$ , portanto:

$$p = g + \psi_2 q$$

Com,

$g$  = carregamento permanente da laje ( $\text{kN/m}^2$ );

$\psi_2 = 0,3$  (edifícios residenciais)

$q$  = carregamento acidental.

Para as lajes analisadas tem-se, então:

- L8:

$$p = g + \psi_2 q = 4,85 + (0,3 \cdot 2,00) = 5,45 \text{ kN/m}^2$$

- L9:

$$p = g + \psi_2 q = 2,92 + (0,3 \cdot 1,50) = 3,37 \text{ kN/m}^2$$

- L10:

$$p = g + \psi_2 q = 2,92 + (0,3 \cdot 1,50) = 3,37 \text{ kN/m}^2$$

### 7.10.2. MOMENTOS FLETORES DE SERVIÇO

Conforme exposto na seção 6.7.1 deste estudo, os momentos fletores de lajes maciças de concreto armado são função da classificação do elemento quanto à direção da armadura principal.

Para lajes armadas em duas direções (bidirecionais), utilizar-se-á as expressões abaixo, auxiliadas pelas tabelas de Barés (1972), adaptadas para o coeficiente de Poisson 0,2, segundo Carvalho & Figueiredo (2013).

$$M_x = \mu_x \frac{p \cdot l_x^2}{100}; M_y = \mu_y \frac{p \cdot l_x^2}{100}; M'_x = \mu'_x \frac{p \cdot l_x^2}{100}; M'_y = \mu'_y \frac{p \cdot l_x^2}{100}.$$

Nas lajes armadas em 1 direção (unidirecionais), considera-se apenas o momento atuante na direção principal (menor vão), desprezando-se a influência do maior vão. Na prática, o comportamento da laje é análogo ao de uma viga de largura de 1 metro, dessa maneira, os momentos atuantes são dependentes das condições de vinculação da laje.

- L8:



- Laje bidirecional: Caso 4;
- $\lambda = 1,33$ ;
- $l_x = 4,36$  m;
- $p = 5,45$  kN/m<sup>2</sup>.

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M'_x \\ M_y \\ M'_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mu_x = 4,26 \\ \mu'_x = 9,54 \\ \mu_y = 2,67 \\ \mu'_y = 7,85 \end{Bmatrix} \cdot \frac{5,45 \cdot (4,36)^2}{100} = \begin{Bmatrix} 4,41 \text{ kNm/m} \\ 9,88 \text{ kNm/m} \\ 2,76 \text{ kNm/m} \\ 8,13 \text{ kNm/m} \end{Bmatrix}$$

▪ L9:

- Laje bidirecional: Caso 8;
- $\lambda = 128$ ;
- $l_x = 2,58$  m;
- $p = 3,37$  kN/m<sup>2</sup>.

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M'_x \\ M_y \\ M'_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mu_x = 3,41 \\ \mu'_x = 7,50 \\ \mu_y = 1,81 \\ \mu'_y = 5,76 \end{Bmatrix} \cdot \frac{3,37 \cdot (2,58)^2}{100} = \begin{Bmatrix} 0,76 \text{ kNm/m} \\ 1,68 \text{ kNm/m} \\ 0,40 \text{ kNm/m} \\ 1,29 \text{ kNm/m} \end{Bmatrix}$$

▪ L10:

- Laje unidirecional;
- Vinculação: Engaste/Engaste;

$$M_x = \frac{p \cdot l_x^2}{24} = \frac{3,37 \cdot (0,98)^2}{24} = 0,13 \frac{\text{kNm}}{\text{m}};$$

$$M'_x = \frac{p \cdot l_x^2}{12} = \frac{3,37 \cdot (0,98)^2}{12} = 0,27 \frac{\text{kNm}}{\text{m}};$$

### 7.10.3. VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO

O momento de fissuração é caracterizado pela seguinte expressão:

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

Com,

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

$$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

- L8:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,09)^3}{12} \cong 6,075 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m};$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{0,09}{2} = 0,045 \text{ m};$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 2,56 \cdot 10^3 \cdot 6,075 \cdot 10^{-5}}{0,045} = 5,19 \text{ kNm/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x \\ M'_x \\ M_y \\ M'_y \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 4,41 \text{ kNm/m} < 5,19 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{não fissura} \\ 9,88 \text{ kNm/m} > 5,19 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{fissura} \\ 2,76 \text{ kNm/m} < 5,19 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{não fissura} \\ 8,13 \text{ kNm/m} > 5,19 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{fissura} \end{array} \right\}$$

Através das análises, percebe-se que haverá fissura nas bordas engastadas da laje. Dessa forma, torna-se necessário a determinação de uma espessura equivalente para as seções fissuradas através da expressão:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}}$$

Efetuar-se-á o cálculo considerando-se apenas os momentos fletores na direção do menor vão, pois é a região mais desfavorável. Tem-se, então:

- Relação entre os módulos de elasticidade do aço e concreto:

$$\alpha = \frac{E_S}{E_{CS}} = \frac{210000}{24080} = 8,72$$

- Posição da linha neutra para a seção fissurada do menor vão:

$$X_{II} = \frac{\alpha \cdot A_S}{b} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha \cdot A_S}} \right] = \frac{8,72 \cdot 6,65}{100} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 7}{8,72 \cdot 6,65}} \right] = 2,33 \text{ cm.}$$

- Momento de inércia para a seção fissurada do menor vão:

$$\begin{aligned} I_{II} &= \frac{b \cdot X_{II}^3}{3} + \alpha \cdot A_S \cdot (d - X_{II})^2 = \frac{100 \cdot (2,33)^3}{3} + 8,72 \cdot 6,65 \cdot (7 - 2,33)^2 = 1686,29 \text{ cm}^4 \\ &= 1,686 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4. \end{aligned}$$

Esta inércia no estágio II não se aplica a toda região de momento negativo, dessa maneira utiliza-se a expressão de Branson afim de determinar-se uma inércia equivalente para a região, conforme:

$$I_{EQ} = \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

$$I_{EQ} = \left(\frac{5,19}{9,88}\right)^3 \cdot 6,075 \cdot 10^{-5} + \left[1 - \left(\frac{5,19}{9,88}\right)^3\right] \cdot 1,686 \cdot 10^{-5}$$

$$I_{EQ} = 2,32 \cdot 10^{-5}$$

Considerando-se que ao longo do menor vão somente a região com momento negativo fatura, o Ibracon sugere que se pondere as inércias  $I_I$  e  $I_{II}$ , conforme:

$$I_{EQ} = 0,85 \cdot I^+ + 0,15 \cdot I^-$$

Portanto,

$$I_{EQ} = 0,85 \cdot I^+ + 0,15 \cdot I^- = 0,85 \cdot I_I + 0,15 \cdot I_{II}$$

$$I_{EQ} = 0,85 \cdot 6,075 \cdot 10^{-5} + 0,15 \cdot 2,32 \cdot 10^{-5} = 5,512 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

– Espessura equivalente:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 5,512 \cdot 10^{-5}}{1}} = 0,087 \text{ m} \cong 8,7 \text{ cm}$$

▪ L9:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,08)^3}{12} \cong 4,267 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m};$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{0,08}{2} = 0,040 \text{ m};$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 2,56 \cdot 10^3 \cdot 4,267 \cdot 10^{-5}}{0,040} = 4,10 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{cases} M_x \\ M'_x \\ M_y \\ M'_y \end{cases} = \begin{cases} 0,76 \text{ kNm/m} < 4,10 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{n\~{a}o fissura} \\ 1,68 \text{ kNm/m} > 4,10 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{n\~{a}o fissura} \\ 0,40 \text{ kNm/m} < 4,10 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{n\~{a}o fissura} \\ 1,29 \text{ kNm/m} > 4,10 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{n\~{a}o fissura} \end{cases}$$

Os momentos de serviço apresentaram valores menores que o momento de fissuraço, portanto a laje encontra-se no estádio I, ou seja, possui comportamento n\~{a}o fissurado, n\~{a}o sendo necessária correço de espessura.

- L10:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,08)^3}{12} \cong 4,267 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m};$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{0,08}{2} = 0,040 \text{ m};$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 2,56 \cdot 10^3 \cdot 4,267 \cdot 10^{-5}}{0,040} = 4,10 \frac{\text{kNm}}{\text{m}};$$

$$M_x = 0,13 \frac{kNm}{m} < 4,10 \frac{kNm}{m} \rightarrow \text{n\~{a}o fissura};$$

$$M'_x = 0,27 \frac{kNm}{m} < 4,10 \frac{kNm}{m} \rightarrow \text{n\~{a}o fissura}.$$

Os momentos de serviço apresentaram valores menores que o momento de fissurao, portanto a laje encontra-se no estdio I, ou seja, possui comportamento não fissurado, não sendo necessária correo de espessura.

#### 7.10.4. FLECHA IMEDIATA ( $f_0$ )

- L8:
  - Laje bidirecional: Caso 4;
  - $h = 0,10$  m;
  - $\lambda = 1,33$ ;
  - $\alpha = 3,84$ ;
  - $l_x = 4,36$  m;
  - $E_{cs} = 0,86 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{25} = 24080$  MPa

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

$$f_0 = \frac{3,84}{100} \cdot \frac{5,45 \cdot (4,36)^4}{24080 \cdot 10^3 \cdot (0,10)^3} \cong 3,14 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,31 \text{ cm}$$

- L9:

- Laje bidirecional: Caso 8;
- $h = 0,08$  m;
- $\lambda = 1,28$ ;
- $\alpha = 2,38$ ;
- $l_x = 2,58$  m;
- $E_{cs} = 0,86 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,86 \cdot 5600 \cdot \sqrt{25} = 24080$  MPa

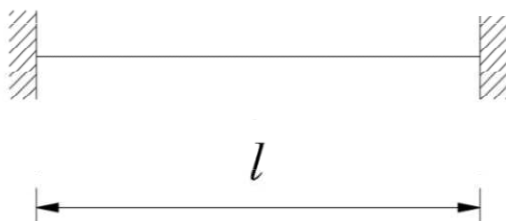
$$f_0 = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_{cs} \cdot h^3}$$

$$f_0 = \frac{2,38}{100} \cdot \frac{3,37 \cdot (2,58)^4}{24080 \cdot 10^3 \cdot (0,08)^3} \cong 2,88 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,028 \text{ cm}$$

▪ L10:

A laje 10 é unidirecional, dessa forma os esforços solicitantes de maior magnitude ocorrem na direção do menor vão. Como dito na seção 6.7.1.1, o modelo de cálculo para esses tipos de placas, supõe a laje como uma viga, nesse caso especificamente, engastada/engastada.

Figura 18 - Laje com dois engastes



$$f_0 = \frac{1}{384} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E_{cs} \cdot I}$$

Fonte – Do autor

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,08)^3}{12} \cong 4,267 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$f_0 = \frac{1}{384} \cdot \frac{3,37 \cdot (0,98)^4}{24080 \cdot 10^3 \cdot 4,267 \cdot 10^{-5}} \cong 7,88 \cdot 10^{-6} \text{ m} = 0,00078 \text{ cm}$$

#### 7.10.5. FLECHA TOTAL ( $f_\infty$ )

A flecha total é determinada através da multiplicação da flecha imediata pelo fator  $(1 + \alpha_f)$ . Tem-se, então:

- L8:

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

$$f_\infty = (1 + 1,47) \cdot 0,31 = 0,77 \text{ cm}$$

- L9:

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

$$f_\infty = (1 + 1,47) \cdot 0,028 = 0,07 \text{ cm}$$

- L10:

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

$$f_\infty = (1 + 1,47) \cdot 0,00078 \cong 1,93 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

#### 7.10.6. ACEITABILIDADE VISUAL



$$f_{\infty} \leq f_{\text{limite}} = \frac{l_x}{250}$$

- L8:

$$f_{\text{limite}} = \frac{436}{250} = 1,74 \text{ cm} > 0,77 \text{ cm}$$

∴

$$f_{\infty} \leq f_{\text{limite}} \rightarrow OK!$$

- L9:

$$f_{\text{limite}} = \frac{258}{250} = 1,03 \text{ cm} > 0,07 \text{ cm}$$

∴

$$f_{\infty} \leq f_{\text{limite}} \rightarrow OK!$$

- L10:

$$f_{\text{limite}} = \frac{98}{250} = 0,392 \text{ cm} > 1,93 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

∴

$$f_{\infty} \leq f_{\text{limite}} \rightarrow OK!$$

### 7.10.7. ACEITABILIDADE SENSORIAL DE VIBRAÇÃO

Para esta verificação considera-se apenas a influência do carregamento acidental.

$$f_0(q) \leq f_{\text{limite}} = \frac{l_x}{350}$$

▪ L8:

$$f_0(q) = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{q \cdot l_x^4}{E_{CS} \cdot h^3}$$

$$f_0 = \frac{3,84}{100} \cdot \frac{2,00 \cdot (4,36)^4}{24080 \cdot 10^3 \cdot (0,10)^3} \cong 1,15 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f_{\text{limite}} = \frac{436}{350} = 1,25 \text{ cm} > 0,12 \text{ cm}$$

∴

$$f_0(q) \leq f_{\text{limite}} \rightarrow \text{OK!}$$

▪ L9:

$$f_0(q) = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{q \cdot l_x^4}{E_{CS} \cdot h^3}$$

$$f_0 = \frac{2,38}{100} \cdot \frac{1,50 \cdot (2,58)^4}{24080 \cdot 10^3 \cdot (0,08)^3} \cong 1,28 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,01 \text{ cm}$$

$$f_{\text{limite}} = \frac{258}{350} = 0,74 \text{ cm} > 0,02 \text{ cm}$$

∴

$$f_0(q) \leq f_{limite} \rightarrow OK!$$

- L10:

$$f_0(q) = \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot l_x^4}{E_{CS} \cdot I}$$

$$f_0(q) = \frac{1}{384} \cdot \frac{1,50 \cdot (0,98)^4}{24080 \cdot 10^3 \cdot 4,267 \cdot 10^{-5}} \cong 3,50 \cdot 10^{-6} \text{ m} = 0,00035 \text{ cm}$$

$$f_{limite} = \frac{98}{350} = 0,28 \text{ cm} > 0,00035 \text{ cm}$$

∴

$$f_0(q) \leq f_{limite} \rightarrow OK!$$

## 7.11. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

### 7.11.1. ARMADURA POSITIVA

- L8:

MENOR VÃO

- Dados do dimensionamento:

$$\phi_x = 8 \text{ mm} \rightarrow A_{s,unitária} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 3,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Número de barras por metro linear:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,unitária}} = \frac{3,23}{0,503} = 6,42 \text{ barras/m}$$

- Cálculo do espaçamento:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{6,42} = 15,58 \cong 15 \text{ cm}$$

$s = 15 < 16 \text{ cm} \rightarrow$  *Permite – se o uso de economia de ponta*

Obs.: Como prática à favor da segurança, adota-se na aproximação o menor número inteiro imediatamente inferior.

- Verificação do espaçamento:

$$s \leq \begin{cases} 2h \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$15 \text{ cm} \leq \begin{cases} 2 \cdot 9 = 18 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{OK!}$$

- Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{573}{15} - 1 = 37,2 \rightarrow 38 \text{ barras}$$

Obs.: Como prática à favor da segurança, adota-se na aproximação o maior número inteiro imediatamente superior.

- Comprimento **sem** o uso de economia de ponta (armadura corrida):

$$C_x = 10\phi_x + l_{ox} + 10\phi_x$$

$$C_x = 10 \cdot 0,8 + 430,5 + 10 \cdot 0,8$$

$$C_x = 8 + 430,5 + 8 = 446,5$$

- Comprimento **com** o uso de economia de ponta:

O vão possui vinculação do tipo Apoio/Engaste, portanto o comprimento é dado pela equação:

$$C = 0,75l_i + 10 \text{ cm ou } 0,8l_i$$

Tem-se, então:

$$C = 0,8l_i = 0,8 \cdot 436 = 348,8 \cong 349 \text{ cm}$$

Adicionando-se gancho:

$$g = h + c_s + c_i = 9 - 1,5 - 2,5 = 5 \text{ cm}$$

### MAIOR VÃO

- Dados do dimensionamento:

$$\phi_x = 6,3 \text{ mm} \rightarrow A_{s,\text{unitária}} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 3,71 \text{ cm}^2/m$$

- Número de barras por metro linear:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{unitária}}} = \frac{3,71}{0,312} = 11,89 \text{ barras/m}$$

- Cálculo do espaçamento:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{11,89} = 8,41 \cong 8 \text{ cm}$$

$$s = 8 < 16 \text{ cm} \rightarrow \text{Permite – se o uso de economia de ponta}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o menor número inteiro imediatamente inferior.

- Verificação do espaçamento:

$$s \leq \begin{cases} 2h \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$8 \text{ cm} \leq \begin{cases} 2 \cdot 9 = 18 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{OK!}$$

- Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{430,5}{8} - 1 = 52,81 \rightarrow 53 \text{ barras}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o maior número inteiro imediatamente superior.

- Comprimento **sem** o uso de economia de ponta (armadura corrida):

$$C_y = 10\phi_y + l_{oy} + 10\phi_y$$

$$C_y = 10 \cdot 0,63 + 573 + 10 \cdot 0,63$$

$$C_y = 6,3 + 573 + 6,3 = 585,6 \cong 586$$

- Comprimento **com** o uso de economia de ponta:

O vão possui vinculação do tipo Apoio/Engaste, portanto o comprimento é dado pela equação:

$$C = 0,75l_i + 10 \text{ cm ou } 0,8l_i$$

Tem-se, então:

$$C = 0,8l_i = 0,8 \cdot 578 = 462,4 \cong 463 \text{ cm}$$

Adicionando-se gancho:

$$g = h + c_s + c_i = 9 - 1,5 - 2,5 = 5 \text{ cm}$$

- L9:

MENOR VÃO

- Dados do dimensionamento:

$$\phi_x = 8 \text{ mm} \rightarrow A_{s,unitária} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 0,81 \text{ cm}^2/m$$

- Número de barras por metro linear:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,unitária}} = \frac{0,81}{0,503} = 1,61 \text{ barras/m}$$

- Cálculo do espaçamento:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{1,61} = 62,11 \cong 62 \text{ cm}$$

Obs.: Como prática à favor da segurança, adota-se na aproximação o menor número inteiro imediatamente inferior.

- Verificação do espaçamento:

$$s \leq \begin{cases} 2h \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$62 \text{ cm} \leq \begin{cases} 2 \cdot 8 = 16 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{FALSO!}$$



∴

$s = 16 \leq 16 \text{ cm} \rightarrow$  Permite – se o uso de economia de ponta

– Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{325,5}{16} - 1 = 19,34 \rightarrow 20 \text{ barras}$$

Obs.: Como prática à favor da segurança, adota-se na aproximação o maior número inteiro imediatamente superior.

– Comprimento **sem** o uso de economia de ponta (armadura corrida):

$$C_x = 10\phi_x + l_{ox} + 10\phi_x$$

$$C_x = 10 \cdot 0,8 + 253 + 10 \cdot 0,8$$

$$C_x = 8 + 253 + 8 = 269$$

– Comprimento **com** o uso de economia de ponta:

O vão possui vinculação do tipo Engaste/Engaste, portanto, o comprimento é dado pela equação:

$$C = 0,70l_i + 10 \text{ cm ou } 0,75l_i$$

Tem-se, então:

$$C = 0,75l_i = 0,75 \cdot 258 = 193,5 \cong 194 \text{ cm}$$

Adicionando-se gancho:

$$g = h + c_s + c_i = 8 - 1,5 - 2,5 = 4 \text{ cm}$$

### MAIOR VÃO

– Dados do dimensionamento:

$$\phi_x = 6,3 \text{ mm} \rightarrow A_{s,unitária} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 0,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

– Número de barras por metro linear:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,unitária}} = \frac{0,80}{0,312} = 2,56 \text{ barras/m}$$

– Cálculo do espaçamento:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{2,56} = 39,06 \cong 39 \text{ cm}$$

Obs.: Como prática à favor da segurança, adota-se na aproximação o menor número inteiro imediatamente inferior.

– Verificação do espaçamento:

$$s \leq \begin{cases} 2h \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$62 \text{ cm} \leq \begin{cases} 2 \cdot 8 = 16 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{FALSO!}$$

∴

$s = 16 \leq 16 \text{ cm} \rightarrow$  *Permite – se o uso de economia de ponta*

– Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{253}{16} - 1 = 14,81 \rightarrow 15 \text{ barras}$$

Obs.: Como prática à favor da segurança, adota-se na aproximação o maior número inteiro imediatamente superior.

– Comprimento **sem** o uso de economia de ponta (armadura corrida):

$$C_y = 10\phi_y + l_{oy} + 10\phi_y$$

$$C_y = 10 \cdot 0,63 + 325,5 + 10 \cdot 0,63$$

$$C_y = 6,3 + 325,5 + 6,3 = 338,1 \cong 339$$

– Comprimento **com** o uso de economia de ponta:

O vão possui vinculação do tipo Apoio/Engaste, portanto o comprimento é dado pela equação:

$$C = 0,75l_i + 10 \text{ cm ou } 0,8l_i$$

Tem-se, então:

$$C = 0,8l_i = 0,8 \cdot 330 = 264 \text{ cm}$$

Adicionando-se gancho:

$$g = h + c_s + c_i = 8 - 1,5 - 2,5 = 4 \text{ cm}$$

- L10:

MENOR VÃO

- Dados do dimensionamento:

$$\phi_x = 8 \text{ mm} \rightarrow A_{s,unitária} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Número de barras por metro linear:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,unitária}} = \frac{1,20}{0,503} = 2,39 \text{ barras/m}$$

- Cálculo do espaçamento:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{2,39} = 41,84 \cong 41 \text{ cm}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o menor número inteiro imediatamente inferior.

- Verificação do espaçamento:

$$s \leq \begin{cases} 2h \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$41 \text{ cm} \leq \begin{cases} 2 \cdot 8 = 16 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{FALSO!}$$

∴

$s = 16 \leq 16 \text{ cm} \rightarrow$  Permite – se o uso de economia de ponta

- Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{253}{16} - 1 = 14,81 \rightarrow 15 \text{ barras}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o maior número inteiro imediatamente superior.

- Comprimento **sem** o uso de economia de ponta (armadura corrida):

$$C_x = 10\phi_x + l_{ox} + 10\phi_x$$

$$C_x = 10 \cdot 0,8 + 93 + 10 \cdot 0,8$$

$$C_x = 8 + 93 + 8 = 109$$

- Comprimento **com** o uso de economia de ponta:

O vão possui vinculação do tipo Engaste/Engaste, portanto, o comprimento é dado pela equação:

$$C = 0,70l_i + 10 \text{ cm ou } 0,75l_i$$

Tem-se, então:

$$C = 0,75l_i = 0,75 \cdot 98 = 73,5 \cong 74 \text{ cm}$$

Adicionando-se gancho:

$$g = h + c_s + c_i = 8 - 1,5 - 2,5 = 4 \text{ cm}$$

### MAIOR VÃO

- Dados do dimensionamento:

$$\phi_x = 6,3 \text{ mm} \rightarrow A_{s,unitária} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 0,90 \text{ cm}^2/m$$

- Número de barras por metro linear:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,unitária}} = \frac{0,90}{0,312} = 2,88 \text{ barras/m}$$

- Cálculo do espaçamento:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{2,88} = 34,72 \cong 34 \text{ cm}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o menor número inteiro imediatamente inferior.

- Verificação do espaçamento:

O espaçamento máximo para armadura secundária de lajes armadas em 1 direção, segundo a NBR 6118/2014, é de 3 barras por metro linear, ou seja,  $s \leq 33 \text{ cm}$ .

Para a laje em questão, adotar-se-á  $s = 33 \text{ cm}$ .

- Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{93}{33} - 1 = 1,81 \rightarrow 2 \text{ barras}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o maior número inteiro imediatamente superior.

- Comprimento **sem** o uso de economia de ponta (armadura corrida):

$$C_y = 10\phi_y + l_{oy} + 10\phi_y$$

$$C_y = 10 \cdot 0,63 + 253 + 10 \cdot 0,63$$

$$C_y = 6,3 + 253 + 6,3 = 265,6 \cong 266$$

### 7.11.2. ARMADURA NEGATIVA

- L7-L8:

- Dados do dimensionamento:

$$\phi_x = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{s,unitária} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 6,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Número de barras por metro linear:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,unitária}} = \frac{6,65}{0,785} = 8,47 \text{ barras/m}$$

- Cálculo do espaçamento:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{8,47} = 11,81 \cong 11 \text{ cm}$$

$$s = 11 < 16 \text{ cm} \rightarrow \text{Permite — se o uso de economia de ponta}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o menor número inteiro imediatamente inferior.



- Verificação do espaçamento:

$$s \leq \begin{cases} 2h \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$11 \text{ cm} \leq \begin{cases} 2 \cdot 9 = 18 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow OK!$$

- Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{573}{11} - 1 = 52,1 \rightarrow 53 \text{ barras}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o maior número inteiro imediatamente superior.

- Comprimento **sem** o uso de economia de ponta (armadura corrida):

$$g_e = h_e - c_s - c_i = 9 - 1,5 - 2,5 = 5 \text{ cm}$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i = 8 - 1,5 - 2,5 = 4 \text{ cm}$$

$$C = g_e + 10\emptyset + (2 \cdot 0,25 l_{x,m\acute{a}x}) + 10\emptyset + g_d$$

$$C = 5 + (10 \cdot 1) + (2 \cdot 0,25 \cdot 436) + (10 \cdot 1) + 4$$

$$C = 5 + 238 + 4 = 247$$

- Comprimento **com** o uso de economia de ponta:

$$C = g_e + 2 \cdot (0,125 \cdot l_{x,m\acute{a}x} + 10\emptyset) + 0,125 \cdot l_{x,m\acute{a}x} + 10\emptyset + g_d$$

$$C = 5 + 2 \cdot (0,125 \cdot 436 + 10,1) + 0,125 \cdot 436 + 10,1 + 4$$

$$C = 5 + 129 + 64,5 + 4 = 202,5$$

$$\cong$$

$$C = 5 + 129 + 65 + 4 = 203$$

▪ L8-L9:

– Dados do dimensionamento:

$$\phi_x = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{s,\text{unitária}} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 5,05 \text{ cm}^2/m$$

– Número de barras por metro linear:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,\text{unitária}}} = \frac{5,05}{0,785} = 6,43 \text{ barras/m}$$

– Cálculo do espaçamento:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{6,43} = 15,55 \cong 15 \text{ cm}$$

$s = 15 < 16 \text{ cm} \rightarrow$  *Permite – se o uso de economia de ponta*

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o menor número inteiro imediatamente inferior.

- Verificação do espaçamento:

$$s \leq \begin{cases} 2h \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$15 \text{ cm} \leq \begin{cases} 2 \cdot 8 = 16 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow OK!$$

- Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{325,5}{15} - 1 = 20,7 \rightarrow 21 \text{ barras}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o maior número inteiro imediatamente superior.

- Comprimento **sem** o uso de economia de ponta (armadura corrida):

$$g_e = h_e - c_s - c_i = 9 - 1,5 - 2,5 = 5 \text{ cm}$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i = 8 - 1,5 - 2,5 = 4 \text{ cm}$$

$$C = g_e + 10\emptyset + (2 \cdot 0,25 l_{x,m\acute{a}x}) + 10\emptyset + g_d$$

$$C = 5 + (10 \cdot 1) + (2 \cdot 0,25 \cdot 436) + (10 \cdot 1) + 4$$

$$C = 5 + 238 + 4 = 247$$

- Comprimento **com** o uso de economia de ponta:

$$C = g_e + 2 \cdot (0,125 \cdot l_{x,máx} + 10\phi) + 0,125 \cdot l_{x,máx} + 10\phi + g_d$$

$$C = 5 + 2 \cdot (0,125 \cdot 436 + 10 \cdot 1) + 0,125 \cdot 436 + 10 \cdot 1 + 4$$

$$C = 5 + 129 + 64,5 + 4 = 202,5$$

$$\cong$$

$$C = 5 + 129 + 65 + 4 = 203$$

▪ L8-L10:

– Dados do dimensionamento:

$$\phi_x = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{s,unitária} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 5,05 \text{ cm}^2/m$$

– Número de barras por metro linear:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,unitária}} = \frac{5,05}{0,785} = 6,43 \text{ barras/m}$$

– Cálculo do espaçamento:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{6,43} = 15,55 \cong 15 \text{ cm}$$

$s = 15 < 16 \text{ cm} \rightarrow$  Permite – se o uso de economia de ponta

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o menor número inteiro imediatamente inferior.

- Verificação do espaçamento:

$$s \leq \begin{cases} 2h \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$15 \text{ cm} \leq \begin{cases} 2 \cdot 8 = 16 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow OK!$$

- Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{93}{15} - 1 = 5,2 \rightarrow 6 \text{ barras}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o maior número inteiro imediatamente superior.

- Comprimento **sem** o uso de economia de ponta (armadura corrida):

$$g_e = h_e - c_s - c_i = 8 - 1,5 - 2,5 = 4 \text{ cm}$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i = 8 - 1,5 - 2,5 = 4 \text{ cm}$$

$$C = g_e + 10\emptyset + (2 \cdot 0,25 l_{x,m\acute{a}x}) + 10\emptyset + g_d$$

$$C = 5 + (10 \cdot 1) + (2 \cdot 0,25 \cdot 436) + (10 \cdot 1) + 4$$

$$C = 5 + 238 + 4 = 247$$

- Comprimento **com** o uso de economia de ponta:

$$C = g_e + 2 \cdot (0,125 \cdot l_{x,máx} + 10\phi) + 0,125 \cdot l_{x,máx} + 10\phi + g_d$$

$$C = 5 + 2 \cdot (0,125 \cdot 436 + 10,1) + 0,125 \cdot 436 + 10,1 + 4$$

$$C = 5 + 129 + 64,5 + 4 = 202,5$$

$$\cong$$

$$C = 5 + 129 + 65 + 4 = 203$$

- L9-L10:

- Dados do dimensionamento:

$$\phi_x = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{s,unitária} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 1,20 \text{ cm}^2/m$$

- Número de barras por metro linear:

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,unitária}} = \frac{1,20}{0,785} = 1,53 \text{ barras/m}$$

- Cálculo do espaçamento:

$$s = \frac{100}{n}$$

$$s = \frac{100}{1,53} = 65,36 \cong 65 \text{ cm}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o menor número inteiro imediatamente inferior.

- Verificação do espaçamento:

$$s \leq \begin{cases} 2h \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$65 \text{ cm} \leq \begin{cases} 2 \cdot 8 = 16 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{FALSO!}$$

∴

$$s = 16 \leq 16 \text{ cm} \rightarrow \text{Permite – se o uso de economia de ponta}$$

- Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{\text{livre}}}{s} - 1 = \frac{253}{16} - 1 = 14,81 \rightarrow 15 \text{ barras}$$

Obs.: Como prática a favor da segurança, adota-se na aproximação o maior número inteiro imediatamente superior.

- Comprimento **sem** o uso de economia de ponta (armadura corrida):

$$g_e = h_e - c_s - c_i = 8 - 1,5 - 2,5 = 4 \text{ cm}$$

$$g_d = h_d - c_s - c_i = 8 - 1,5 - 2,5 = 4 \text{ cm}$$

$$C = g_e + 10\emptyset + (2 \cdot 0,25l_{x,m\acute{a}x}) + 10\emptyset + g_d$$

$$C = 4 + (10 \cdot 1) + (2 \cdot 0,25 \cdot 258) + (10 \cdot 1) + 4$$

$$C = 4 + 149 + 4 = 157$$

– Comprimento **com** o uso de economia de ponta:

$$C = g_e + 2 \cdot (0,125 \cdot l_{x,m\acute{a}x} + 10\emptyset) + 0,125 \cdot l_{x,m\acute{a}x} + 10\emptyset + g_d$$

$$C = 4 + 2 \cdot (0,125 \cdot 258 + 10 \cdot 1) + 0,125 \cdot 258 + 10 \cdot 1 + 4$$

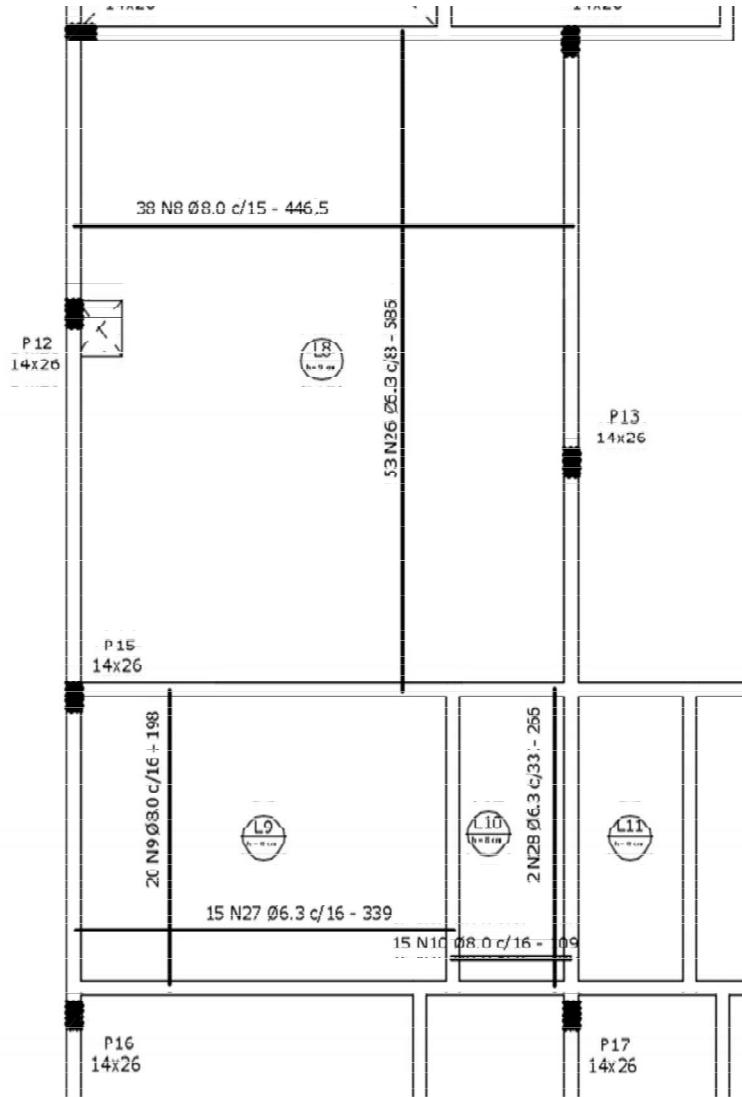
$$C = 5 + 84,5 + 42,25 + 4 = 135,75$$

≅

$$C = 5 + 85 + 43 + 4 = 136$$

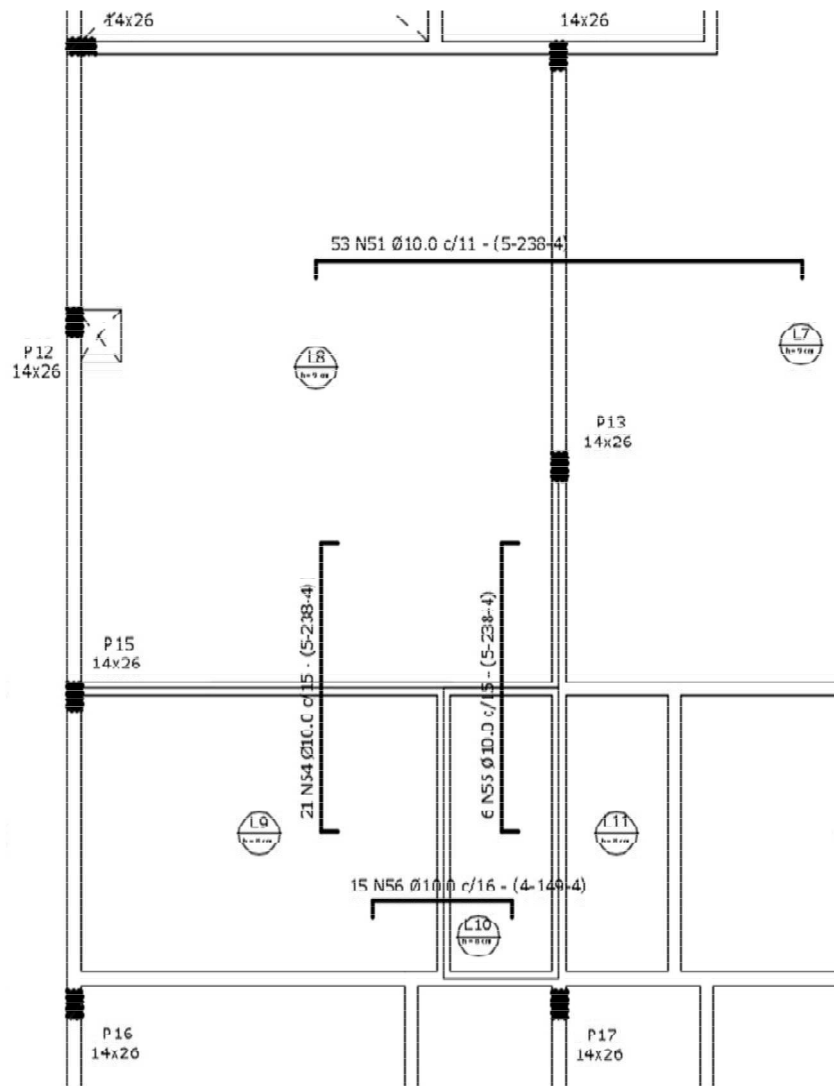


Figura 19 - Detalhamento das armaduras positivas



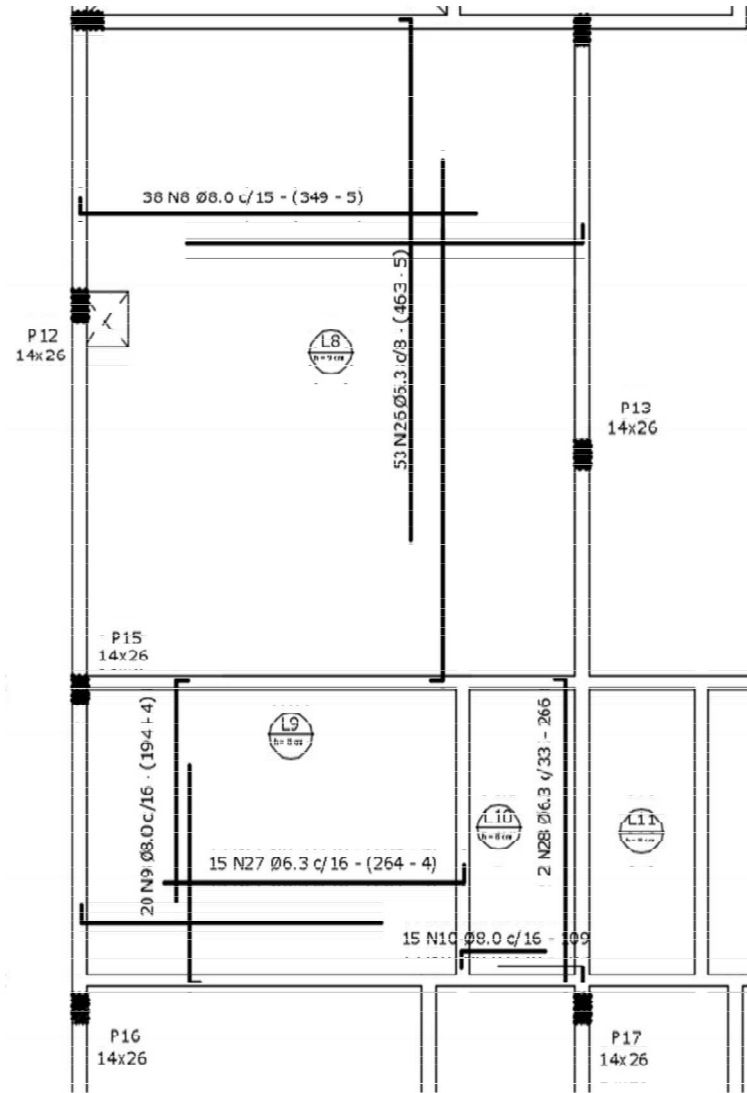
Fonte: Do autor.

Figura 20 - Detalhamento das armaduras negativas



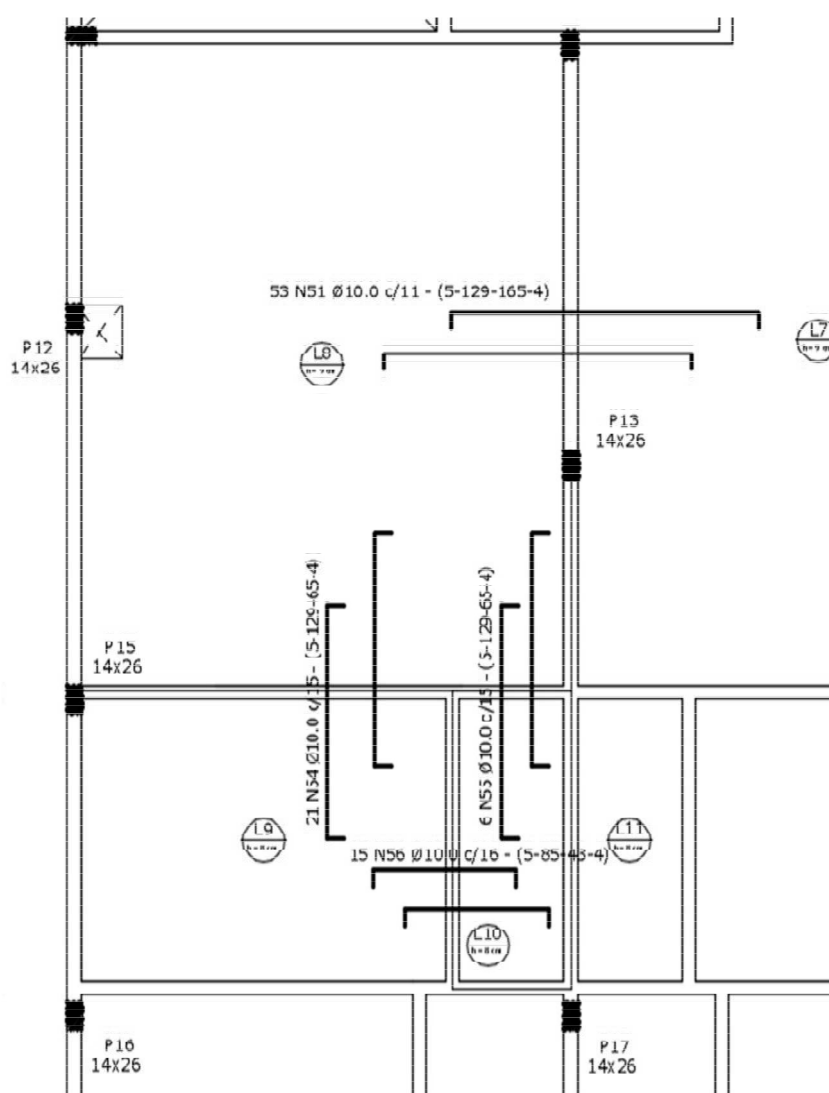
Fonte: Do autor.

Figura 21 - Detalhamento das armaduras positivas com economia de ponta



Fonte: Do autor.

Figura 22 - Detalhamento das armaduras negativas com economia de ponta



Fonte: Do autor.

## 7.12. REAÇÕES DAS LAJES NAS VIGAS

Nesta seção demonstrar-se-á o procedimento prático para determinação dos carregamentos descarregados das lajes nas vigas de apoio. Serão utilizados dois métodos distintos: o Método prático auxiliado por tabelas e o Método das áreas. Através do primeiro, calcular-se-á as lajes L8 e L9, enquanto que o segundo será utilizado para a laje L10.

### 7.12.1. MÉTODO AUXILIADO POR TABELAS

Para a determinação das reações das lajes L8 e L9 em suas respectivas vigas, serão utilizadas as planilhas apresentadas por Carvalho & Figueiredo (2013), segundo:

$$q_x^+ = k_x^+ \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

$$q_x^- = k_x^- \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

$$q_y^+ = k_y^+ \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

$$q_y^- = k_y^- \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

- L8:

- Dados do dimensionamento:

$$\lambda = 1,33 \rightarrow \text{Caso 4}$$

$$l_x = 436 \text{ cm} = 4,36 \text{ m}$$

$$l_y = 578 \text{ cm} = 5,78 \text{ m}$$

$$p = p + q = 4,94 + 2,00 = 6,94 \text{ kN/m}^2$$

- Reações nas vigas:

$$\begin{Bmatrix} q_x^+ \\ q_x^- \\ q_y^+ \\ q_y^- \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k_x^+ = 2,28 \\ k_x^- = 3,95 \\ k_y^+ = 1,83 \\ k_y^- = 3,17 \end{Bmatrix} \cdot \frac{6,94 \cdot 4,36}{10} = \begin{Bmatrix} 6,89 \text{ kN/m} \\ 11,96 \text{ kN/m} \\ 5,53 \text{ kN/m} \\ 9,59 \text{ kN/m} \end{Bmatrix}$$

- Carga total na laje:

$$P_{laje} = p \cdot (l_x \cdot l_y) = 6,94 \cdot (4,36 \cdot 5,78) = 174,89 \text{ kN}$$

- Carga total nas vigas:

$$P_{vigas} = l_y \cdot (k_x^+ + k_x^-) + l_x \cdot (k_y^+ + k_y^-)$$

$$P_{vigas} = 5,78 \cdot (6,89 + 11,96) + 4,36 \cdot (5,53 + 9,59) = 174,87 \text{ kN}$$

- L9:

- Dados do dimensionamento:

$$\lambda = 1,28 \rightarrow \text{Caso 8}$$

$$l_x = 258 \text{ cm} = 2,58 \text{ m}$$

$$l_y = 330 \text{ cm} = 3,30 \text{ m}$$

$$p = p + q = 3,01 + 1,50 = 4,51 \text{ kN/m}^2$$

- Reações nas vigas:

$$\begin{Bmatrix} q_x^+ \\ q_x^- \\ q_y^+ \\ q_y^- \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k_x^+ = 0,00 \\ k_x^- = 3,46 \\ k_y^+ = 1,44 \\ k_y^- = 2,50 \end{Bmatrix} \cdot \frac{4,51 \cdot 2,58}{10} = \begin{Bmatrix} 0,00 \text{ kN/m} \\ 4,01 \text{ kN/m} \\ 1,67 \text{ kN/m} \\ 2,90 \text{ kN/m} \end{Bmatrix}$$

- Carga total na laje:

$$P_{laje} = p \cdot (l_x \cdot l_y) = 4,51 \cdot (2,58 \cdot 3,30) = 38,40 \text{ kN}$$

- Carga total nas vigas:

$$P_{vigas} = l_y \cdot (k_x^+ + k_x^-) + l_y \cdot (k_x^+ + k_x^-) + l_x \cdot (k_y^+ + k_y^-)$$

$$P_{vigas} = 3,30 \cdot (0,00 + 4,01) + 3,30 \cdot (0,00 + 4,01) + 2,58 \cdot (1,67 + 2,90) = 38,26 \text{ kN}$$

### 7.12.2. MÉTODO DAS ÁREAS

- L10:

- Dados do dimensionamento:

$$l_x = 258 \text{ cm} = 2,58 \text{ m}$$

$$l_y = 98 \text{ cm} = 0,98 \text{ m}$$

$$p = p + q = 3,01 + 1,50 = 4,51 \text{ kN/m}^2$$

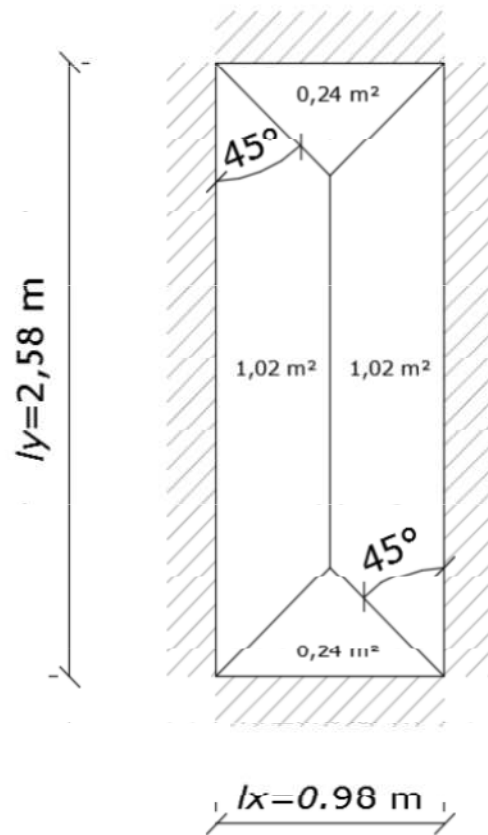
$$A_{laje} = 2,53 \text{ m}^2$$

- Representação:

Esta laje possui todos os vínculos engastados, portanto só formará ângulos de 45° entre os apoios.

As áreas das regiões foram calculadas com auxílio da ferramenta gráfica AutoCad®.

Figura 23 - Método das áreas para laje 10



- Carga total nas vigas:

$$P_x^- = (A_{\text{região 1}} \cdot p) = 1,02 \cdot 4,51 = 4,60 \text{ kN}$$

$$P_y^- = (A_{\text{região 2}} \cdot p) = 0,24 \cdot 4,51 = 1,08 \text{ kN}$$

- Carga distribuída:

$$q = \frac{P}{l}$$

$$q_x^- = \frac{P_x^-}{l_y} = \frac{4,60}{2,58} = 1,78 \text{ kN/m}$$



$$q_y^- = \frac{P_y^-}{l_x} = \frac{1,08}{0,98} = 1,10 \text{ kN/m}$$

- Carga total na laje:

$$P_{laje} = p \cdot (l_x \cdot l_y) = 4,51 \cdot (2,58 \cdot 0,98) = 11,40 \text{ kN}$$

- Carga total nas vigas:

$$P_{vigas} = P_x^- + P_x^- + P_y^- + P_y^-$$

$$P_{vigas} = 4,60 + 4,60 + 1,08 + 1,08 = 11,36 \text{ kN}$$

## **8. INTRODUÇÃO AO ESTUDO DAS VIGAS**

Segundo a NBR 6118/2014, item 14.4.1.1, vigas são elementos lineares em que os esforços de flexão são preponderantes. Tal definição é fundamentada no simples fato de tais peças apresentarem comprimento longitudinal maior ou igual a 3 vezes a maior dimensão da seção transversal.

Sua principal funcionalidade é receber as ações, geralmente perpendiculares a seu plano superior, provenientes das lajes, paredes, pilares e outras vigas, transferindo-as, posteriormente, aos pilares de apoio.

Os principais esforços presentes nas vigas são o momento fletor e o esforço cortante, de forma que as tensões internas de compressão e tração são resistidas pelo concreto e pelo aço presentes em sua composição, respectivamente.

### **8.2.METODOLOGIA DE CÁLCULO**

Primeiramente faz-se a verificação segundo os critérios estabelecidos para o estado limite último de deformações (ELU). Definem-se todos os esforços atuantes no elemento, de forma a viabilizar o dimensionamento à flexão para obtenção da posição da linha neutra, altura útil, domínio de deformação e, finalmente, área de aço necessária.

Em seguida, são feitos os detalhamentos relativos à armadura longitudinal do elemento, discorrendo-se sobre comprimentos de ancoragem, ganchos, decalagens dos diagramas de momentos atuantes, etc. Subsequente ao supracitado, deve ser definida, também, a área de aço necessária a resistir aos esforços cortantes presentes na peça analisada.

Ao final do processo, o elemento deve ser verificado para os estados limites de utilização, ou serviço, dispostos na NBR 6118/2014, incluindo-se o que discorre sobre o limite máximo para a abertura de fissuras.

### **8.3.VÃOS EFETIVOS**

O procedimento de determinação dos vãos efetivos de vigas é feito de maneira análoga ao exposto no capítulo de lajes. Então, considerando-se os apoios suficientemente rígidos à translação vertical, tem-se:

$$l_{ef} = a1 + l_0 + a2;$$

Onde,

$l_0$  = distância entre faces internas de dois apoios;

$$a1 \leq \begin{cases} t1/2; \\ 0,3h; \end{cases}$$

$$a2 \leq \begin{cases} t2/2; \\ 0,3h; \end{cases}$$

$t1$  = largura do apoio à esquerda;

$t2$  = largura do apoio à direita;

$h$  = altura da seção transversal da viga.

#### **8.4.VINCULAÇÃO**

O modelo de viga continua, fundamentado no item 14.6.6.1 da NBR 6118/2014, permite que seja considerada a solidariedade dos pilares com as vigas, mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares extremos e intermediários. Tal premissa foi considerada no presente estudo.

#### **8.5.PRESCRIÇÕES NORMATIVAS**

De acordo com a NBR 6118/2014, item 13.2.2, a largura da seção transversal das vigas não deve ser menor que 12 cm. Entretanto, permite-se a redução desse limite até um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, respeitando-se obrigatoriamente as seguintes condições:

- a) O alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, deve respeitar os espaçamentos e cobrimentos mínimos estabelecidos na mesma norma;
- b) O concreto deve ser lançado e vibrado segundo as orientações estabelecidas na NBR 14931.

As armaduras deverão respeitar os limites mínimos estabelecidos no item 17.3.5.2 da NBR 6118/2014, com destaque para o mínimo valor de taxa de armadura de flexão ( $\rho_{min}$ ), disposto na tabela 17.3 da referida norma, já exposta anteriormente no capítulo de lajes.

Vigas com altura superior a 60 cm devem apresentar armadura de pele respeitando-se as premissas estabelecidas no item 17.3.5.2.3. Tal armadura tem como finalidade minimizar os efeitos da fissuração provenientes da retração do concreto e das variações de temperatura impostas pelo ambiente.

O item 18.3.2.2, também da NBR 6118/2014, discorre sobre os mínimos espaçamentos da armadura longitudinal no plano da seção transversal do elemento de viga. Os valores limites para as direções horizontal e vertical, respectivamente, estão dispostos a seguir:

$$s_{horizontal} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm;} \\ \text{diâmetro da barra, do feixe ou da luva;} \\ 1,2 \text{ vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo;} \end{cases}$$

$$s_{vertical} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm;} \\ \text{diâmetro da barra, do feixe ou da luva;} \\ 0,5 \text{ vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo;} \end{cases}$$

## 8.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Afim de cumprir possíveis demandas estéticas das edificações correntes, as vigas devem ser dispostas, preferencialmente e quando possível, “embutidas” nas paredes, ou seja,

devem apresentar largura menor ou igual a espessura do elemento de vedação considerando as camadas de revestimento.

É importante também atentar para os limites impostos por aberturas de portas e janelas, dessa forma, a altura das vigas nunca deve entrar em conflito ou impedir o correto posicionamento de tais esquadrias.

Como forma de pré-dimensionamento, neste estudo, considerou-se inicialmente vigas com largura de 12 cm e altura de 40 cm, observados os limites de pé direito e largura de paredes, 15 cm, determinados pelo projeto arquitetônico. (Anexo A)

## **8.7.ESFORÇOS**

Os esforços solicitantes em uma viga se subdividem em dois grupos, conforme a maneira com que atuam no elemento: concentrados e uniformemente distribuídos.

### **8.7.1. CONCENTRADOS**

Os carregamentos que atuam de forma pontual concentrada, são geralmente provenientes das reações de apoio de pilares, para o caso de vigas de transição, ou de vigas secundárias, os quais se apoiam sobre o elemento.

Neste estudo, os esforços concentrados foram determinados com auxílio da ferramenta computacional Ftool, disponibilizada gratuitamente pela PUC-Rio.

### **8.7.2. UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDOS**

- Peso próprio:

Determina-se o peso próprio estrutural do elemento multiplicando-se o peso específico do concreto armado pela área da seção transversal da viga.

$$g_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot A_{seção}$$

Onde,

$g_{pp}$  = peso próprio da viga (kN/m);

$\gamma_{concreto}$  = peso próprio do concreto armado;

$A_{seção}$  = área da seção transversal.

– Peso de parede:

Para este estudo, foram adotados como materiais componentes das paredes: bloco cerâmico furado ( $\gamma_{alvenaria} = 13kN/m^3$ ) com espessura de 11,5 cm, e argamassa de revestimento ( $\gamma_{argamassa} = 19kN/m^3$ ) com espessura de 4,5 cm no total.

O peso da parede é determinado através da multiplicação do peso específico da parede pelo volume da parede.

$$g_{parede} = \gamma_{parede} \cdot A_{parede}$$

Onde,

$g_{parede}$  = peso próprio da parede (kN/m);

$\gamma_{parede}$  = peso específico aparente da parede (kN/m);

$A_{parede}$  = área da parede.

- Cargas das lajes:

A determinação dos carregamentos provenientes das lajes está exposta no capítulo de lajes do presente estudo.

## **8.8.DETERMINAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES MÁXIMOS**

A correta determinação dos momentos fletores atuantes em uma viga é de suma importância para o dimensionamento à flexão da peça e, conseqüentemente, a segurança da estrutura como um todo. No presente estudo, tais esforços foram determinados através do software Ftool.

## **8.9.DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL**

O procedimento para a determinação da armadura longitudinal é análogo ao exposto no capítulo de lajes. O dimensionamento é realizado para os máximos momentos fletores atuantes no elemento, definindo-se uma altura útil conforme a prescrições normativas de cobertura, a posição da linha neutra, o domínio de deformação e, finalmente, a área de aço responsável por resistir aos esforços de tração ou, quando necessário, de compressão.

- Altura útil:

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi}{2}$$

Onde,

$h$  = altura da seção (cm);

$c$  = cobrimento(cm);

$\emptyset_t$  = diâmetro do estribo;

$\emptyset$  = diâmetro da barra longitudinal.

– Posição da linha neutra:

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

Onde,

$d$  = altura útil;

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto;

$M_d$  = momento fletor de cálculo.

– Domínio de deformação:

O domínio de deformação o qual se encontra a seção é determinado através da relação:

$$x/d$$

Com,

$$x/d < 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2};$$



$$0,259 < x/d < 0,628 \rightarrow \text{Domínio 3};$$

$$x/d > 0,628 \rightarrow \text{Domínio 4.}$$

Para proporcionar um adequado comportamento dútil em vigas e lajes, a NBR 6118/2014, no âmbito de seu item 14.6.4.3, estabelece que para concretos com resistência característica à compressão de até 50 MPa o limite  $x/d$  não deve ultrapassar 0,45.

## 8.10. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

A determinação da armadura transversal de vigas deve respeitar simultaneamente as duas condições abaixo:

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

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde,

$V_{sd}$  = força solicitante de cálculo na seção;

$V_{Rd2}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$V_{Rd3}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

$V_c$  = força cortante absorvida por mecanismos complementares à treliça;

$V_{sw}$  = parcela da força cortante absorvida pela armadura transversal;

A NBR 6118/2014 propõe dois modelos de cálculo para o dimensionamento da armadura transversal de vigas, ambos fundamentados pelo modelo de treliça generalizada de Morsch.

O modelo de cálculo I assume diagonais de compressão com inclinação de  $45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal da peça e que a parcela complementar ( $V_c$ ) tem valor constante.

O modelo de cálculo II assume diagonais de compressão com inclinação  $30^\circ < \theta < 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal da peça e que  $V_c$  reduz-se com o aumento da força solicitante de cálculo ( $V_{sd}$ ).

Para o presente trabalho, adotou-se o modelo de cálculo I.

O procedimento inicia-se através da verificação das diagonais de compressão, pois é necessário garantir que não haverá ruína no concreto. Após isso, dá-se início ao cálculo da armadura transversal da viga, por meio da determinação dos valores de força cortante que atua na armadura ( $V_{sw}$ ) e do esforço resistido pelo concreto íntegro entre fissuras ( $V_c$ ). De posse de tais valores, dimensiona-se a armadura transversal por meio da equação geral e das prescrições normativas mínimas, conforme:

- Verificação das diagonais de compressão:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde,

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250);$$

$b_w$  = menor largura da seção;

$d$  = altura útil.

- Força cortante atuante na armadura:

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

Onde,

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d ;$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} ;$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} .$$

– Cálculo da armadura transversal:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywk}}$$

Onde,

$A_{sw}$  = área dos ramos da armadura transversal;

$f_{ykw}$  = tensão na armadura transversal passiva;

$s$  = espaçamento.

– Armadura mínima NBR 6118/2014:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

Onde,

$\alpha$  = inclinação dos estribos e, relação ao eixo longitudinal da peça.

- Diâmetro do estribo:

A NBR 6118/2014 determina que o diâmetro da barra de estribo deverá atender o limite mínimo de 5 mm e não ser maior que 10% da largura da viga.

- Espaçamento máximo:

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm para } V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \\ 0,3 \cdot d \leq 200 \text{ mm para } V_{sd} \geq 0,67 \cdot V_{Rd2} \end{cases}$$

- Redução de força cortante junto aos apoios:

O item 17.4.1.2.1 da NBR 6118/2014 estabelece que reduções na força cortante junto aos apoios são permitidas conforme prescrições abaixo:

- a) No trecho entre o apoio e a seção situada à distância  $d/2$  da face de apoio, a força cortante oriunda da carga distribuída pode ser considerada constante e igual `desta seção;
- b) A força devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância  $a \leq 2d$  do eixo teórico do apoio pode, nesse trecho de comprimento “a”, ser reduzida, multiplicando-a por  $a/2d$ . Todavia, esta redução não se aplica às forças cortantes provenientes dos cabos inclinados de protensão.

## 8.11. ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO

### 8.11.1. VERIFICAÇÃO DO ESTÁDIO

O procedimento é análogo ao exposto no capítulo de lajes e se dá por meio da equação abaixo:

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

Com,

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

$\alpha = 1,3$  para seções I ou T invertido;

$\alpha = 1,2$  para seções T ou duplo T;

Onde,

$\alpha$  = fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

$y_t$  = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

$I_c$  = momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct}$  = resistência à tração direta do concreto.

Após a determinação do momento de fissuração, deve-se comparar o valor obtido com o valor de momento atuante na respectiva laje.

Se,

- $M_A < M_r$  :

Considera-se que não houve formação de fissuras e admite-se a viga trabalhando no estágio I.

$$\blacksquare M_A \geq M_r :$$

Considera-se que houve formação de fissuras e a viga trabalha no estágio II. Nesse caso, faz-se necessário a correção da inércia calculada através da determinação de uma inércia equivalente, conforme proposta da NBR 6118/2014.

### 8.11.2. ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO DE ABERTURA DE FISSURAS (ELS-W)

Vigas que se encontram no estágio II, ou seja, quando o momento fletor atuante calculado para a combinação frequente é maior que o momento de fissuração, apresentam configuração fissurada. Para que tais fissuras não comprometam o desempenho, durabilidade e, até mesmo, estética da estrutura, a NBR 6118/2014, no âmbito de seu item 13.4, estabelece restrições limites para controle de fissuração e proteção das armaduras.

A tabela 13.4 da referida norma, correlaciona o limite máximo da abertura de fissuras com a classe de agressividade ambiental da região onde se encontrará a estrutura analisada. Para este estudo, tem-se:

$$\text{CAA II} \rightarrow w_k \leq 0,3 \text{ mm}$$

Para as verificações relativas a esse estado limite deve-se usar a combinação frequente de serviço, portanto:

$$p = g + \psi_1 q = g + 0,4q$$

Adota-se para abertura de fissuras, o menor obtido entre as seguintes equações:

$$w = \begin{cases} \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ \frac{\emptyset}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho} + 45\right) \end{cases}$$

Onde,

$$\rho = \frac{A_{\emptyset}}{A_{crítica}} ;$$

$$\sigma_{si} = \frac{M_{serv}}{A_s \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right)} = \text{tensão na armadura no estágio II};$$

$$A_{crítica} = \left(c + \emptyset_t + \frac{\emptyset}{2} + 7,5\emptyset\right) \cdot \left(c + \emptyset_t + \emptyset + \frac{e_h}{2}\right) = \text{área de envolvimento da barra} ;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{CS}} ;$$

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}}\right) ;$$

$\eta$  = coeficiente de conformação superficial da armadura.

### 8.11.3. ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA (ELS-DEF)

– Flecha imediata:

O valor da flecha imediata pode ser determinado através do mesmo procedimento visto no capítulo de lajes, entretanto, neste projeto utilizar-se-á o software Ftool para a determinação.

Para peças no estágio II, os cálculos de inércia e altura equivalentes tornam-se necessários, e se dão por meio das equações abaixo:

$$I_{EQ} = \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}}$$

Com,

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_E \cdot A_S \cdot (d - x_{II})^2$$

$$x_{II} = \frac{\alpha \cdot A_S}{b} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha \cdot A_S}} \right]$$

$$\alpha_E = \frac{E_S}{E_{CS}}$$

– Flecha diferida:

A determinação da flecha diferida também ocorre analogamente ao procedimento exposto no capítulo de lajes, portanto:

$$t_0 = \frac{14 \text{ dias}}{30 \text{ dias}} = 0,467 \text{ meses}$$

∴

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

$$\xi(0,467) = 0,68 \cdot (0,996^{0,467}) \cdot 0,467^{0,32} \cong 0,53$$



$$\alpha_f = \frac{2 - 0,53}{1 + (50 \cdot 0)} = 1,47$$

– Flecha total:

A flecha total é determinada através da multiplicação da flecha imediata pelo fator  $(1 + \alpha_f)$ . Tem-se, então:

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

– Limite normativo:

As flechas não deverão ultrapassar os deslocamentos limites estipulados na tabela 13.3 da NBR 6118/2014, conforme:

$$f_{limite} = \frac{l_x}{250}$$

## 8.12. DETALHAMENTO

### 8.12.1. ANCORAGEM POR ADERÊNCIA

A interação aço/concreto representa o princípio básico de funcionamento do composto concreto armado estrutural. Sem ela, a transmissão de esforços internos à estrutura não seria possível. No meio acadêmico, tal interação é conhecida como aderência, e caracteriza-se por impedir que haja escorregamento de uma barra de aço em relação ao concreto. Em suma, permite que ambos os materiais trabalhem em solidariedade.

De acordo com Pinheiro & Muzardo (2003), a ancoragem é simplesmente a fixação da barra de aço ao concreto. Tal ligação se dá por meio de curvatura de extremidade (ganchos) ou pela simples aderência entre os materiais, por meio de um comprimento adicional de barra que garante que as tensões a que a armadura está submetida sejam transmitidas ao concreto.

Os esforços devem ser transmitidos integralmente do aço ao concreto, para isso, a NBR 6118/2018, item 9.4.2.1, recomenda o seguinte:

- a) Barras lisas devem obrigatoriamente possuir ganchos;
- b) Barras possuam alternância de solicitações, tração e compressão, não devem possuir ganchos;
- c) Os demais casos podem ou não possuir ganchos, exceto barras de 32 mm ou feixes de barras os quais não devem possuir;
- d) Barras comprimidas não devem possuir ganchos.

### 8.12.2. COMPRIMENTO DE ANCORAGEM BÁSICO

Define-se, de acordo com item 9.4.2.4 da NBR 6118/2014, como sendo o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força-limite  $A_s f_{yd}$  nessa própria barra, assumindo-se resistência de aderência uniforme  $f_{bd}$  ao longo de seu comprimento.

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

Onde,

$\emptyset$  = diâmetro da barra;

$f_{yd}$  = resistência de cálculo ao escoamento do aço;

$f_{bd}$  = resistência de aderência de cálculo;

Com,

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_1 = 1,0 \rightarrow \text{para barras lisas;} \\ \eta_1 = 1,4 \rightarrow \text{para barras entalhadas;} \\ \eta_1 = 2,25 \rightarrow \text{para barras nervuradas.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_2 = 1,0 \rightarrow \text{para situações de boa aderência;} \\ \eta_2 = 0,7 \rightarrow \text{para situações de má aderência.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_3 = 1,0 \rightarrow \text{para } \phi < 32 \text{ mm;} \\ \eta_3 = (132 - \phi)/100 \rightarrow \text{para } \phi \geq 32 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

### 8.12.3. COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO

Segundo a NBR 6118/2014, item 9.4.2.5, nos casos onde a área calculada é menor que a área efetiva de armadura,  $A_{s,calc} < A_{s,ef}$ , ou quando há gancho na extremidade da barra, é permitida uma redução no comprimento de ancoragem, dado pela expressão:

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

Com,

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10\phi \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$\alpha = 1,0 \rightarrow$  para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7 \rightarrow$  para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho maior ou igual a 3 vezes o diâmetro da barra;

$\alpha = 0,7 \rightarrow$  para barras transversais soldadas;

$\alpha = 0,5 \rightarrow$  para barras transversais soldadas e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho maior ou igual a 3 vezes o diâmetro da barra ;

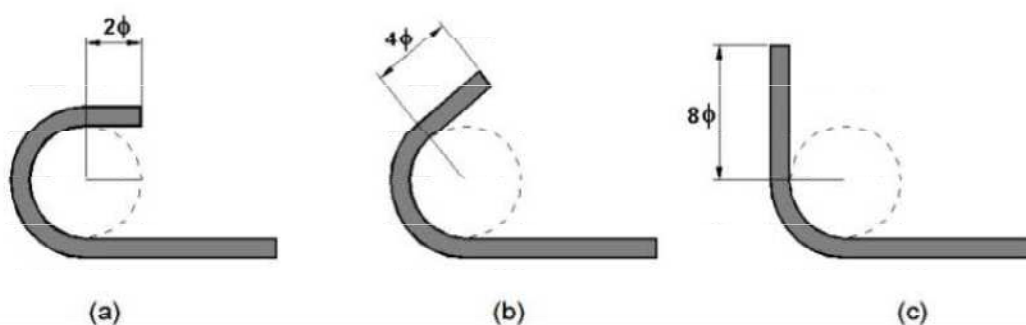
#### 8.12.4. ANCORAGEM POR CURVATURA DE EXTREMIDADE (GANCHOS)

A NBR 6118/2014, no âmbito de seu item 9.4.2.3, recomenda as seguintes prescrições para as curvaturas de extremidade de barras longitudinais tracionadas ou, popularmente, ganchos:

- Semicirculares, com ponta reta não inferior a  $2\phi$ ;
- Em ângulo de  $45^\circ$  (interno), com ponta reta não inferior a  $4\phi$ ;
- Em ângulo reto, com ponta reta não inferior a  $8\phi$ ;
- Barras lisas devem possuir ganchos semicirculares.

A figura abaixo exemplifica o supracitado:

Figura 24 - Ganchos para armadura longitudinal tracionada



Fonte— PINHEIRO & MUZARDO (2003) .

De acordo com a tabela 9.1 da referida norma, exposta abaixo, o diâmetro interno da curvatura dos ganchos (pinos de dobramento) das armaduras longitudinais de tração devem obedecer:

Tabela 11 - Ganchos para armadura longitudinal tracionada

Bitola (mm)	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 $\emptyset$	5 $\emptyset$	6 $\emptyset$
> 20	5 $\emptyset$	8 $\emptyset$	-

Fonte – NBR 6118/2014 (Tabela 9.1)

O comprimento do gancho é determinado através da soma do comprimento do trecho retilíneo com o trecho curvo com a ponta reta. Para barras de diâmetro menor que 20 mm e aço CA-50, tem-se, então:

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

### 8.12.5. ANCORAGEM DA ARMADURAÇÃO DE TRAÇÃO NOS APOIOS

Conforme o item 18.3.2.4 da NBR 6118/2014, os esforços de tração junto aos apoios devem ser resistidos por barras de aço dispostas longitudinalmente satisfazendo-se a mais severa das seguintes condições:

- Na ocorrência de momentos fletores positivos, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção;
- Em apoios extremos, para garantir a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d + N_d$$

Onde,

$a_l$  = deslocamento do diagrama de momentos fletores;

$V_d$  = Força cortante de cálculo no apoio;

$N_d$  = Força de tração eventualmente existente.

- c) Em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ( $A_{s,v\tilde{a}o}$ ), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ( $M_{v\tilde{a}o}$ ), de modo que:

$$A_{s,apoi} \geq \frac{1}{3} \cdot A_{s,v\tilde{a}o} \rightarrow \text{se } M_{apoi} \leq 0 \text{ e } |M_{apoi}| \leq 0,5 M_{v\tilde{a}o};$$

$$A_{s,apoi} \geq \frac{1}{4} \cdot A_{s,v\tilde{a}o} \rightarrow \text{se } M_{apoi} < 0 \text{ e } |M_{apoi}| > 0,5 M_{v\tilde{a}o};$$

Para os casos de apoios extremos, conforme o item 18.3.2.4 da NBR 6118/2014, as barras das armaduras devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{b,nec} \\ (\text{raio de curvatura dos ganchos} + 5,5\emptyset) \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Se o apoio possuir o comprimento necessário à ancoragem, descontando-se o comprimento da armadura, não é necessária a adoção de ganchos.

Em apoios intermediários, o comprimento de ancoragem pode ser igual a  $10\emptyset$ , desde que não haja qualquer possibilidade de ocorrência de momentos positivos na região dos apoios, provocados por situações imprevistas, tais como, recalques e efeito do vento. Quando essa possibilidade existir, as barras devem ser contínuas ou emendadas.

### 8.12.6. DESLOCAMENTO DO DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR (DECALAGEM)

Admite-se o interrompimento de barras longitudinais antes dos apoios, caso o esforço para o qual ela foi dimensionada não esteja atuando na região. Tal processo é determinado por meio do deslocamento do diagrama de momentos fletores, sendo comumente denominado decalagem.

A decalagem é uma prática a favor da segurança, pois através da translação do diagrama de momentos fletores para a o lado mais desfavorável, consegue-se reduzir a possibilidade de ocorrência de ruptura ocasionada pelo escorregamento da armadura longitudinal nos apoios da viga.

Para o modelo de cálculo I, adotado no presente estudo, tem-se:

$$a_l = d \cdot \left[ \frac{V_{sd,m\acute{a}x}}{2 \cdot (V_{sd,m\acute{a}x} - V_c)} \cdot (1 + \cot\alpha) - \cot\alpha \right] \geq \begin{cases} 0,5d & (\text{caso geral}) \\ 0,2d & (\text{estribos a } 45^\circ) \end{cases}$$

Onde,

$a_l$  = deslocamento do diagrama de momentos fletores;

$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$  ;

### 8.12.7. EMENDAS DE BARRAS

De acordo com item 9.5 da NBR 6118/2014, pode-se realizar emendas de barras por:

- a) Traspasse;
- b) Luvas com preenchimento metálico, rosqueadas ou prensadas;
- c) Solda,
- d) Outros dispositivos devidamente justificados.

Neste estudo, se constatada a necessidade de realização de emendas, elas serão realizadas por traspasse, exceto para o caso de barras de diâmetro igual ou superior a 32 mm, conforme item 9.5.2 da referida norma.

O comprimento de traspasse para barras comprimidas isoladas, segundo o item 9.5.2.3 da NBR 6118/2014, é dado pela seguinte expressão:

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min}$$

Com,

$$l_{0c,min} \geq \begin{cases} 0,6l_b \\ 15\varnothing \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

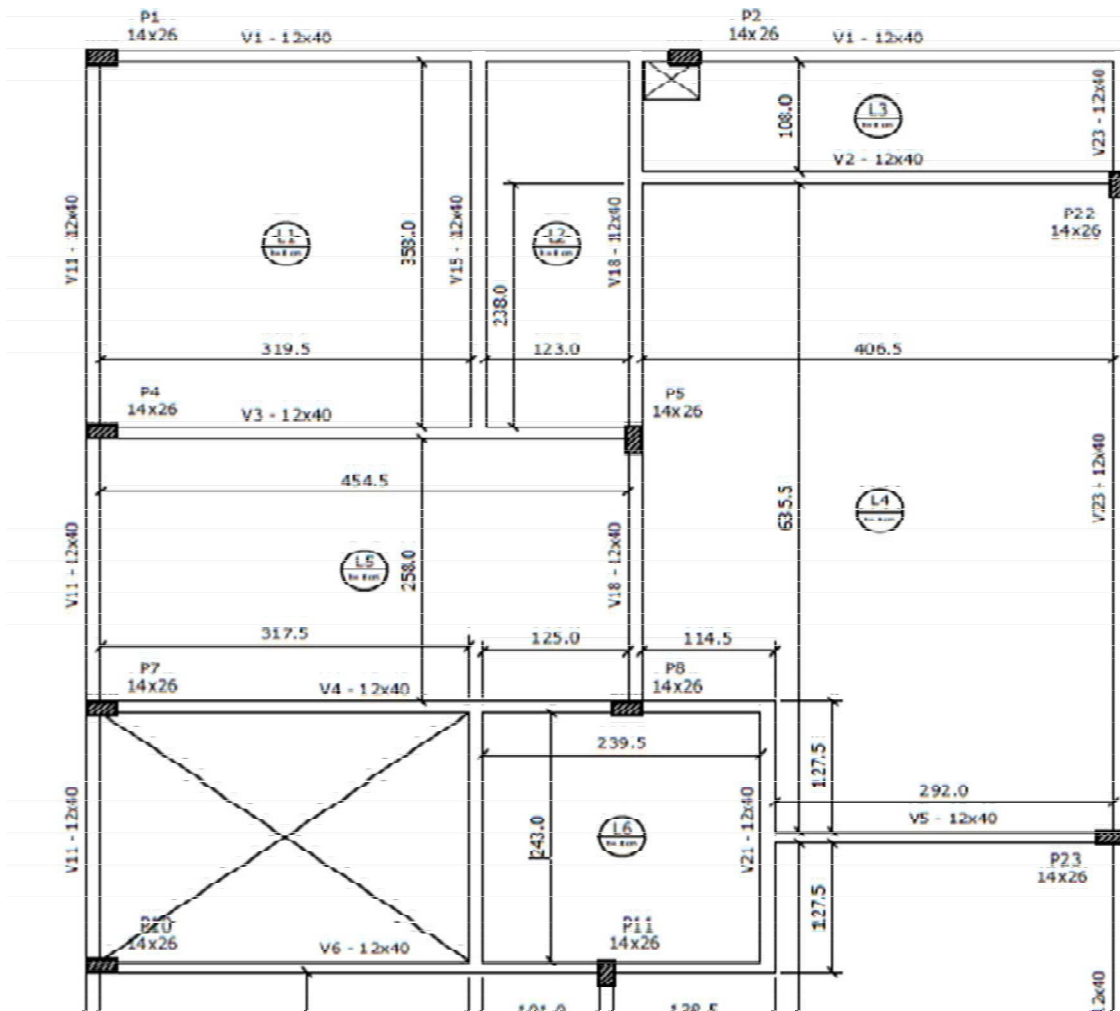


## 9. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE VIGA

### 9.2. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A seguir será exposto o dimensionamento e detalhamento da viga V18 a título de exemplo. A figura abaixo esquematiza o supracitado, exibindo a localização da peça em questão na planta de formas.

Figura 25 - Viga V18 (3º Tipo)



Fonte – Do autor.

### 9.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O edifício o qual pertence o elemento analisado foi construído em área urbana com classe de agressividade ambiental II, portanto suas vigas/pilares devem apresentar cobertura nominal de no mínimo 30 mm.

Como critério de pré-dimensionamento para a determinação da altura da viga, adotou-se simplificada 1/10 de seu maior vão livre  $l_0$ .

$$h = \frac{l_0}{10} = \frac{(358)}{10} = 35,8 \text{ cm}$$

Observados os limites de pé direito (270 cm) e largura de paredes (15 cm), determinados no projeto arquitetônico. Adotou-se, inicialmente, as dimensões 12x40 para a viga em questão. Entretanto, no decorrer dos cálculos, percebeu-se que o valor de  $\frac{x}{d}$  ultrapassou o limite estabelecido em norma ( $\frac{x}{d} \leq 0,45$ ), portanto tornou-se necessário estudar o problema de forma a adotar-se uma solução condizente com o prescrito na NBR 6118/2014. Dentre as possíveis alternativas, lista-se:

- a) Diminuir os esforços solicitantes através de uma melhor concepção estrutural;
- b) Aumentar as dimensões da seção da peça;
- c) Aumentar a resistência do concreto utilizado na peça;
- d) Adotar uma solução com armadura dupla

Na prática, não é costume utilizar-se concretos com resistências diferentes em uma mesma obra, principalmente em um só elemento estrutural, então julga-se tal alternativa inviável. Uma solução com armadura dupla poderia ser adotada, entretanto isso geraria alguma dificuldade no procedimento de preparação da peça, aumentando-se a probabilidade de erros de confecção em obra. Para este estudo, especificamente, julga-se prudente buscar uma solução atrelada à concepção estrutural do elemento, dessa forma, aumentar-se-á a altura da viga em 10 cm, primeiramente, repetindo-se os procedimentos de cálculo. Tem-se, então:

$$h = 50 \text{ cm (adotado)}$$

#### 9.4.VÃOS EFETIVOS

Por tratar-se de um pré-dimensionamento, os pilares foram considerados com altura e largura mínimas permitidas por norma. A NBR 6118/2014, no âmbito de seu item 13.2.3, estabelece que pilares não podem apresentar dimensão menor que 19 cm, todavia, permite-se a diminuição desse valor até um limite mínimo de 14 cm, desde que se multipliquem-se os esforços solicitantes de cálculo por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ . De qualquer forma, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm<sup>2</sup>. Tem-se, portanto:

$$A_{pilar} = b \cdot h$$

$$360 = b \cdot 14 \rightarrow b \cong 26 \text{ cm}$$

Adotar-se-á, inicialmente, pilares com dimensões 14x26.

Para os vãos efetivos tem-se, então:

- Vão 1 (Entre P8 e P5):

$$a1 \leq \begin{cases} \frac{t1}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ cm} \\ 0,3 \cdot 50 = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a2 \leq \begin{cases} \frac{t2}{2} = \frac{26}{2} = 13 \text{ cm} \\ 0,3 \cdot 50 = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{ef} = a1 + l_0 + a2 = 7 + 258 + 13 = 278 \text{ cm}$$

- Vão 2 (Entre P5 e V1):

$$a1 \leq \begin{cases} \frac{t1}{2} = \frac{26}{2} = 13 \text{ cm} \\ 0,3 \cdot 50 = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a2 \leq \begin{cases} \frac{t2}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm} \\ 0,3 \cdot 50 = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{ef} = a1 + l_0 + a2 = 13 + 358 + 6 = 377 \text{ cm}$$

## 9.5.CARREGAMENTOS

- Peso próprio da viga:

$$g_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot A_{seção}$$

$$g_{pp} = 25 \cdot (0,12 \cdot 0,50) = 1,5 \text{ kN/m}$$

- Peso de parede:

Neste item não foram descontadas as possíveis aberturas referentes a portas e janelas, consideração esta, a favor da segurança.

Para a determinação da altura da parede, subtrai-se a altura da viga do valor do pé direito do pavimento (270 cm).

Como dito anteriormente, para este estudo, foram adotados como materiais componentes das paredes: bloco cerâmico furado ( $\gamma_{alvenaria} = 13 \text{ kN/m}^3$ ) com espessura de 11,5 cm, e argamassa de revestimento ( $\gamma_{argamassa} = 19 \text{ kN/m}^3$ ) com espessura de 3,5 cm no total. Adotar-se-á, em função de estimativa, o valor de 15 kN/m<sup>3</sup> para o peso específico da parede.

$$g_{parede} = \gamma_{parede} \cdot A_{parede}$$

$$g_{parede} = 15 \cdot [(2,70 - 0,50) \cdot 0,15] = 4,95 \text{ kN/m}$$

– Carregamentos transmitidos das lajes:

Analisando-se a planta de formas, conclui-se que as lajes que exercem influência sobre V18 são: L2, L3, L4 e L5. Os carregamentos transmitidos por essas lajes foram determinados no capítulo de lajes, entretanto, afim de facilitar os procedimentos futuros, separar-se-á as cargas permanentes das acidentais, pois serão realizadas análises para diferentes combinações de cálculo de acordo com o estado limite a ser verificado.

Tabela 12 - Cargas nas vigas

CARGAS NAS VIGAS (kN/m)											
Laje	Peso específico (kN/m <sup>2</sup> )			Permanentes				Variáveis			
	TOTAL	gpp	q	qx	qx'	qy	qy'	qx	qx'	qy	qy'
L2	5,97	4,47	1,50	-	2,85	0,82	1,43	-	0,96	0,28	0,48
L3	9,91	8,41	1,50	3,47	6,00	1,74	3,01	0,62	1,07	0,31	0,54
L4	5,80	3,80	2,00	3,40	5,89	-	4,96	1,79	3,10	-	2,61
L5	4,51	3,01	1,50	2,06	3,58	1,45	2,50	1,03	1,79	0,72	1,25

Fonte – Do autor

Tabela 13 - Cargas de interesse V18

CARGAS DE INTERESSE (kN/m)				
Laje	Permanentes		Variáveis	
	qx'	qy'	qx'	qy'
L2	2,85	-	0,96	-
L3	-	3,01	-	0,54
L4	5,89	-	3,10	-
L5	-	2,50	-	1,25

Fonte – Do autor

A tabela a seguir esquematiza resumidamente os carregamentos distribuídos em cada trecho da viga analisada.

Tabela 14 - Carregamento total distribuído V18

CARREGAMENTO TOTAL DISTRIBUÍDO (kN/m)							
Trecho	gpp	g parede	Lajes		Viga		
			g	q	g	q	TOTAL
V18-a	1,50	4,95	(2,50 + 5,89)	(1,25 + 3,10)	14,84	4,35	19,19
V18-b	1,50	4,95	(2,85 + 5,89)	(0,96 + 3,10)	15,19	4,06	19,25
V18-c	1,50	4,95	(2,85 + 3,01)	(0,96 + 0,54)	12,31	1,5	13,81

Fonte – Do autor

– Carregamentos pontuais concentrados:

A carga pontual concentrada na viga V18 é a reação de apoio da viga V2 (12x40), conforme planta de formas. Os carregamentos distribuídos para essa viga, bem como, seus vãos efetivos e outros parâmetros, foram determinados de maneira análoga aos procedimentos expostos para a viga V18.

Tabela 15 - Parâmetros viga V12

PARÂMETROS VIGA - V12										
Trecho	Seção	l <sub>o</sub> (cm)	l <sub>ef</sub> (cm)	gpp (kN/m)	g parede (kN/m)	Lajes (kN/m)		Viga (kN/m)		
						g	q	g	q	TOTAL
V12	12x40	406,5	419,5	1,20	5,18	(6,00 + 4,96)	(1,07 + 2,61)	17,34	3,68	21,02

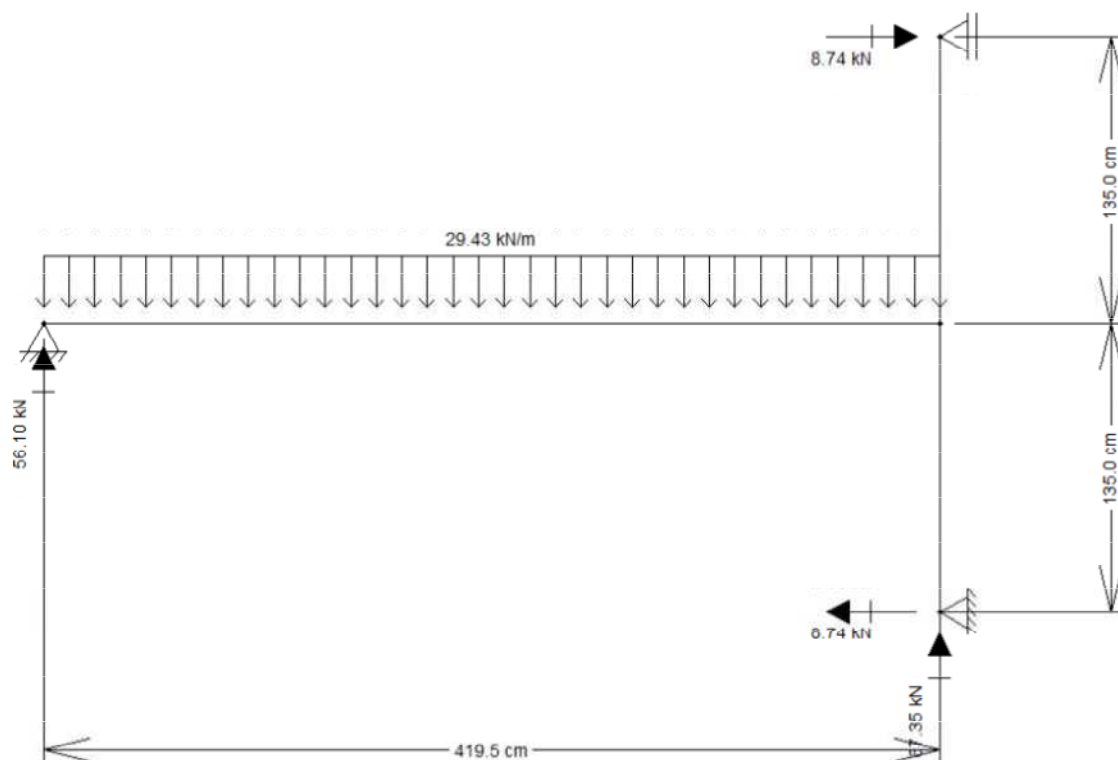
Fonte – Do autor

O carregamento total na viga V12 (12x40) para a combinação de cálculo última é dado por:

$$p = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q = 1,4 \cdot (g + q) = 1,4 \cdot 21,02 = 29,43 \text{ kN/m}$$

A determinação das reações da viga V12 e, por conseguinte, a carga pontual concentrada em V18, é realizada através do software Ftool.

Figura 26- Reações da viga V2 (12x40)



Fonte – Do autor

Analisando-se o modelo exposto e a planta de formas do pavimento analisado, conclui-se que a reação do apoio esquerdo da viga V12 atuará como carga pontual sobre a viga V18.

## 9.6. MODELO E VIGA (ELU) – V18 (12X50)

Anteriormente a modelagem da viga V18 no software Ftool, é preciso majorar os carregamentos da viga para o estado limite último. Tem-se, então:

- Vão 1 (Entre P8 e P5):

$$p = 1,4 \cdot (g + q) = 1,4 \cdot (14,84 + 4,35) = 26,87 \text{ kN/m}$$

- Vão 2 (Entre P5 e V12):

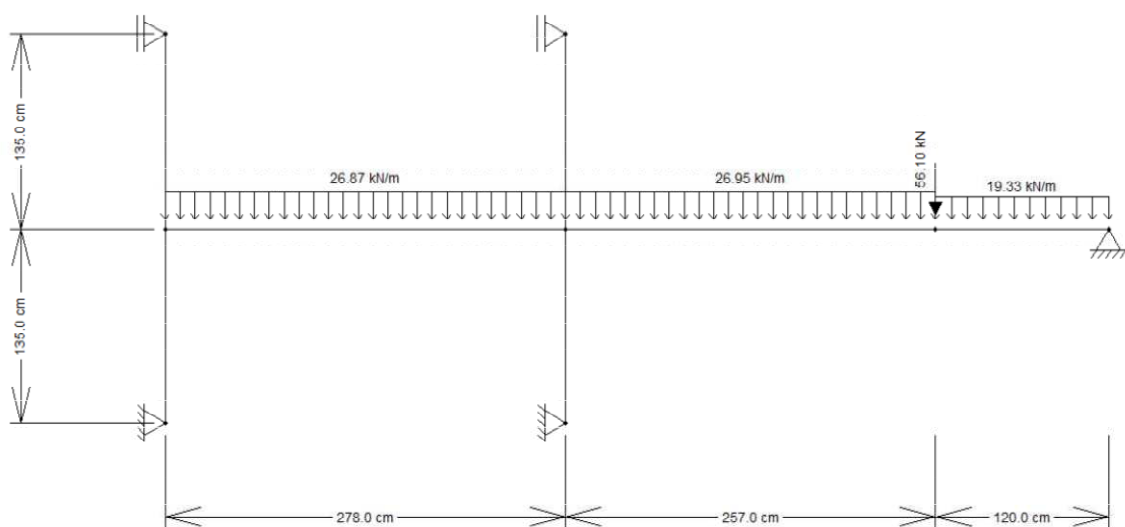
$$p = 1,4 \cdot (g + q) = 1,4 \cdot (15,19 + 4,06) = 26,95 \text{ kN/m}$$

- Vão 3 (Entre V12 e V1):

$$p = 1,4 \cdot (g + q) = 1,4 \cdot (12,31 + 1,50) = 19,33 \text{ kN/m}$$

O modelo inicial da viga V18 (12x50) é dado por:

Figura 27 - Modelo V18 (12X50)

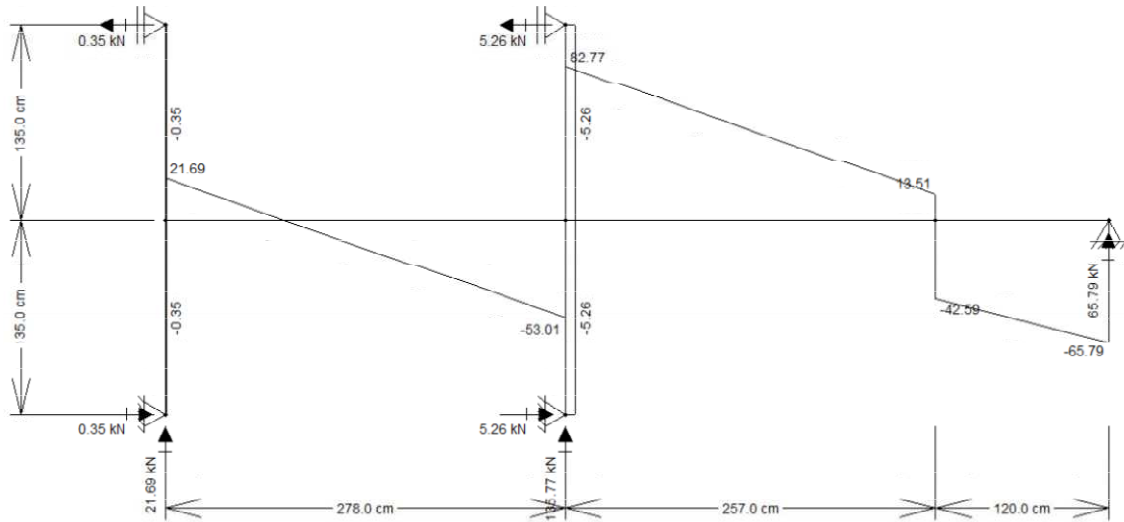


Fonte – Do autor



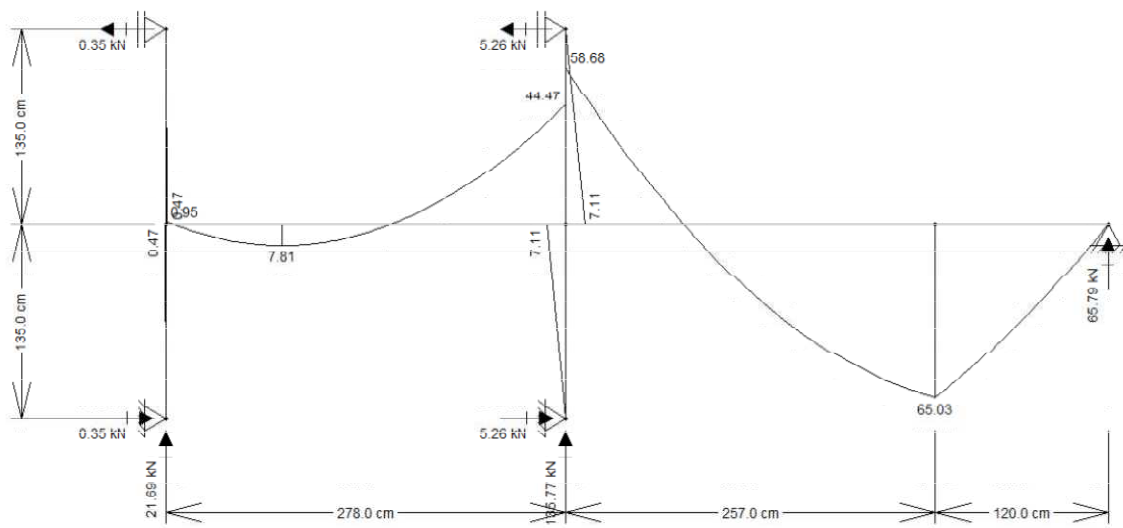
Com o modelo finalizado, é possível obter-se os diagramas de esforços cortantes e momentos fletores para a viga.

Figura 28 - Esforços cortantes V18 (12x50)



Fonte – Do autor

Figura 29 - Momentos fletores V18 (12X50)



Fonte – Do autor

## 9.7.DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

### 9.7.1. PREMISSAS

Obtidos os diagramas para a viga em questão, inicia-se o cálculo de dimensionamento da armadura longitudinal a ser disposta ao longo da peça. Abaixo, estão dispostos os parâmetros iniciais para viabilização do procedimento:

- Dimensões do elemento:

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

- Espessura de cobrimento:

A edificação está situada em uma região de classe de agressividade ambiental II, portanto adotar-se-á cobrimento nominal igual a 3 cm para as armaduras positivas e 1,5 cm para as negativas, considerando-se as premissas de redução expostas na tabela 7.2 da NBR 6118/2014.

- Resistências do concreto e aço:

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$$

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa} \cong 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

– Altura útil:

Primeiramente admite-se uma estimativa para o diâmetro das barras transversais e longitudinais, de forma a viabilizar-se o cálculo da altura útil da seção. Inicialmente, adotar-se-á, então, barras de 10 mm para a armadura longitudinal e 5,0 mm para a transversal.

$$d_{arm.positiva} = h - c - \phi_t - \frac{\phi}{2} = 50 - 3 - 0,5 - \frac{1,0}{2} = 46 \text{ cm}$$

$$d_{arm.negativa} = h - c - \phi_t - \frac{\phi}{2} = 50 - 1,5 - 0,5 - \frac{1,0}{2} = 47,5 \text{ cm}$$

### 9.7.2. ARMADURA POSITIVA

▪ Vão 1 (Entre P8 e P5):

– Momento fletor de cálculo:

$$M_d = 7,81 \text{ kNm} = 781 \text{ kNcm}$$

– Posição da linha neutra:

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

$$x = 1,25 \cdot 46 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{781}{0,425 \cdot 1,786 \cdot 12 \cdot (46^2)}} \right) \cong 1,18 \text{ cm}$$

- Domínio de deformação:

$$\frac{x}{d} = \frac{1,18}{46} = 0,026 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

- Área de aço:

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

$$A_s = \frac{781}{43,48 \cdot (46 - (0,4 \cdot 1,18))} = 0,39 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = \frac{0,150}{100} \cdot (12 \times 50) = 0,90 \text{ cm}^2$$

A área de aço calculada foi menor que o mínimo prescrito em norma, portanto deve-se utilizar o valor mínimo como referência de cálculo. Adotar-se-á, então, 2 barras de 10 mm.

$$A_{s,ef} = 2 \cdot (0,785) \cong 1,57 \text{ cm}^2$$

- Verificação do número máximo de barras por camada:

O mínimo espaçamento horizontal conforme a NBR 6118/2014 é dado por:

$$s_{h,mín} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm}; \\ \varnothing_{barra} = 10 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot d_{máx,agregado} = 1,2 \cdot 19 = 22,8 \cong 23 \text{ mm} \end{cases} = 23 \text{ mm}$$

Obs.: Utilizou-se brita 1 com diâmetro máximo característico de 19 mm.

$$n_{máx} = \frac{b - 2c - 2\varnothing_t + s_{h,mín}}{\varnothing_{barra} + s_{h,mín}} = \frac{12 - (2 \cdot 3) - (2 \cdot 0,5) + 2,3}{1,0 + 2,3} \cong 2,21$$

$$n \leq 2,21$$

Portanto, as barras calculadas serão dispostas em apenas 1 camada.

– Centro de gravidade da armadura ( $y_{CG}$ ):

$$d_1 = c + \varnothing_t + \frac{\varnothing}{2} = 3 + 0,5 + \frac{1,0}{2} = 4,0 \text{ cm}$$

$$S_A = (2 \cdot A_{\varnothing l}) \cdot d_1$$

$$S_A = (2 \cdot 0,785) \cdot 4 = 6,28 \text{ cm}^3$$

$$y_{CG} = \frac{S_A}{A_{s,ef}} = \frac{6,28}{1,57} = 4,00 \text{ cm}$$

A distância entre o centro de gravidade e a armadura longitudinal mais afastada da linha neutra é dada por:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \phi_t = 4,00 - 3,00 - 0,50$$

$$\Delta_{CG} = 0,50 \text{ cm}$$

O valor de  $\Delta_{CG}$  é menor que 10% do valor da altura da viga (5 cm). Dessa forma, pode-se considerar que os esforços recebidos pela armadura se concentram no centro de gravidade.

A altura útil real é dada por:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 50 - 4,00 = 46 \text{ cm}$$

∴

$$d_{real} = d_{estimado}$$

Não há necessidade de recálculo da área de aço.

- Vão 2 (Entre P5 e V1):

- Momento fletor de cálculo:

$$M_d = 65,03 \text{ kNm} = 6503 \text{ kNcm}$$

- Posição da linha neutra:

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

$$x = 1,25 \cdot 46 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{6503}{0,425 \cdot 1,786 \cdot 12 \cdot (46^2)}} \right) \cong 10,69 \text{ cm}$$

– Domínio de deformação:

$$\frac{x}{d} = \frac{10,69}{46} = 0,232 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

– Área de aço:

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

$$A_s = \frac{6503}{43,48 \cdot (46 - (0,4 \cdot 10,69))} = 3,58 \text{ cm}^2$$

– Armadura mínima:

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

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,150}{100} \cdot (12 \times 50) = 0,90 \text{ cm}^2$$

A área de aço calculada é maior que o mínimo prescrito em norma, portanto deve-se utilizar o próprio valor como referência de cálculo. Adotar-se-á, então, 3 barras de 12,5 mm.

$$A_{s,ef} = 3 \cdot (1,23) \cong 3,69 \text{ cm}^2$$

– Verificação do número máximo de barras por camada:

O mínimo espaçamento horizontal conforme a NBR 6118/2014 é dado por:

$$s_{h,\min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm}; \\ \Phi_{\text{barra}} = 12,5 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot d_{\text{máx,agregado}} = 1,2 \cdot 19 = 22,8 \cong 23 \text{ mm} \end{cases} = 23 \text{ mm}$$

Obs.: Utilizou-se brita 1 com diâmetro máximo característico de 19 mm.

$$n_{\text{máx}} = \frac{b - 2c - 2\Phi_t + s_{h,\min}}{\Phi_{\text{barra}} + s_{h,\min}} = \frac{12 - (2 \cdot 3) - (2 \cdot 0,5) + 2,3}{1,25 + 2,3} \cong 2,06$$

$$n \leq 2,06$$

Portanto, as barras calculadas serão dispostas em 2 camadas.

– Centro de gravidade da armadura ( $y_{CG}$ ):

$$s_{v,\min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm}; \\ \Phi_{\text{barra}} = 12,5 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot d_{\text{máx,agregado}} = 0,5 \cdot 19 = 9,5 \text{ mm} \end{cases} = 20 \text{ mm}$$

$$d_1 = c + \Phi_t + \frac{\Phi}{2} = 3 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 4,13 \text{ cm}$$

$$d_2 = c + \Phi_t + \Phi + s_{v,\min} + \frac{\Phi}{2} = 3 + 0,5 + 1,25 + 2,0 + \frac{1,25}{2} = 7,38 \text{ cm}$$

$$S_A = (2 \cdot A_{\Phi l}) \cdot d_1 + (1 \cdot A_{\Phi l}) \cdot d_2$$



$$S_A = (2 \cdot 1,23) \cdot 4,13 + (1 \cdot 1,23) \cdot 7,38 = 19,24 \text{ cm}^3$$

$$y_{CG} = \frac{S_A}{A_{s,ef}} = \frac{19,24}{3,69} = 5,21 \text{ cm}$$

A distância entre o centro de gravidade e a armadura longitudinal mais afastada da linha neutra é dada por:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \phi_t = 5,21 - 3,00 - 0,50$$

$$\Delta_{CG} = 1,71 \text{ cm}$$

O valor de  $\Delta_{CG}$  é menor que 10% do valor da altura da viga (5 cm). Dessa forma, pode-se considerar que os esforços recebidos pela armadura se concentram no centro de gravidade.

A altura útil real é dada por:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 50 - 5,21 = 44,79 \text{ cm}$$

∴

$$d_{real} < d_{estimado}$$

Há necessidade de recálculo da área de aço.

– Posição da linha neutra para  $d_{real}$ :

$$x = 1,25 \cdot 44,79 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{6503}{0,425 \cdot 1,786 \cdot 12 \cdot (44,79^2)}} \right) \cong 11,05 \text{ cm}$$

- Domínio de deformação:

$$\frac{x}{d_{real}} = \frac{11,05}{44,79} = 0,247 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

- Área de aço:

$$A_s = \frac{6503}{43,48 \cdot (44,79 - (0,4 \cdot 11,05))} = 3,70 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima:

$$A_{s,mín} = \rho_{mín} \cdot A_c$$

$$A_{s,mín} = \frac{0,150}{100} \cdot (12 \times 50) = 0,9 \text{ cm}^2$$

Adotar-se-á, então, 4 barras de 12,5 mm.

$$A_{s,ef} = 3 \cdot (1,23) \cong 4,92 \text{ cm}^2$$

- Centro de gravidade da armadura ( $y_{CG}$ ):

$$s_{v,mín} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm;} \\ \varnothing_{barra} = 12,5 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot d_{máx,agregado} = 0,5 \cdot 19 = 9,5 \text{ mm} \end{cases} = 20 \text{ mm}$$

$$d_1 = c + \phi_t + \frac{\phi}{2} = 3 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 4,13 \text{ cm}$$

$$d_2 = c + \phi_t + \phi + s_{v,\min} + \frac{\phi}{2} = 3 + 0,5 + 1,25 + 2,0 + \frac{1,25}{2} = 7,38 \text{ cm}$$

$$S_A = (2 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_1 + (1 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_2$$

$$S_A = (2 \cdot 1,23) \cdot 4,13 + (2 \cdot 1,23) \cdot 7,38 = 28,31 \text{ cm}^3$$

$$y_{CG} = \frac{S_A}{A_{s,ef}} = \frac{28,31}{4,92} = 5,75 \text{ cm}$$

A distância entre o centro de gravidade e a armadura longitudinal mais afastada da linha neutra é dada por:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \phi_t = 5,75 - 3,00 - 0,50$$

$$\Delta_{CG} = 2,25 \text{ cm}$$

O valor de  $\Delta_{CG}$  é menor que 10% do valor da altura da viga (5 cm). Dessa forma, pode-se considerar que os esforços recebidos pela armadura se concentram no centro de gravidade.

A altura útil real é dada por:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 50 - 5,75 = 44,25 \text{ cm}$$

∴

$$d_{real} < d_{estimado}$$

Há necessidade de recálculo da área de aço.

- Posição da linha neutra para  $d_{real}$ :

$$x = 1,25 \cdot 44,25 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{6503}{0,425 \cdot 1,786 \cdot 12 \cdot (44,25^2)}} \right) \cong 11,22 \text{ cm}$$

- Domínio de deformação:

$$\frac{x}{d_{real}} = \frac{11,22}{44,25} = 0,254 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

- Área de aço:

$$A_s = \frac{6503}{43,48 \cdot (44,25 - (0,4 \cdot 11,22))} = 3,76 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = \frac{0,150}{100} \cdot (12 \times 50) = 0,9 \text{ cm}^2$$

Adotar-se-á, então, 4 barras de 12,5 mm.

$$A_{s,ef} = 4 \cdot (1,23) \cong 4,92 \text{ cm}^2$$

Considerando-se o fato de que  $A_{s,ef}$  continua maior que  $A_s$ , não há necessidade de novo recálculo.

### 9.7.3. ARMADURA NEGATIVA

▪ P8:

– Momento fletor de cálculo:

$$M_d = 0,95 \text{ kNm} = 95,0 \text{ kNcm}$$

– Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 47,5 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{95,0}{0,425 \cdot 1,786 \cdot 12 \cdot (47,5^2)}} \right) \cong 0,137 \text{ cm}$$

– Domínio de deformação:

$$\frac{x}{d} = \frac{0,137}{47,5} = 2,89 \cdot 10^{-3} \rightarrow \text{Domínio 2}$$

– Área de aço:

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

$$A_s = \frac{95,0}{43,48 \cdot (47,5 - (0,4 \cdot 0,137))} = 0,05 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = \frac{0,150}{100} \cdot (12 \times 50) = 0,9 \text{ cm}^2$$

Adotar-se-á, então, 2 barras de 10,0 mm.

$$A_{s,ef} = 2 \cdot (0,785) \cong 1,57 \text{ cm}^2$$

- Verificação do número máximo de barras por camada:

O mínimo espaçamento horizontal conforme a NBR 6118/2014 é dado por:

$$s_{h,min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm}; \\ \varnothing_{barra} = 10 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot d_{máx,agregado} = 1,2 \cdot 19 = 22,8 \cong 23 \text{ mm} \end{cases} = 23 \text{ mm}$$

Obs.: Utilizou-se brita 1 com diâmetro máximo característico de 19 mm.

$$n_{máx} = \frac{b - 2c - 2\varnothing_t + s_{h,min}}{\varnothing_{barra} + s_{h,min}} = \frac{12 - (2 \cdot 3) - (2 \cdot 0,5) + 2,3}{1,0 + 2,3} \cong 2,21$$

$$n \leq 2,21$$

Portanto, as barras calculadas serão dispostas em apenas 1 camada.

– Centro de gravidade da armadura ( $y_{CG}$ ):

$$d_1 = c + \phi_t + \frac{\phi}{2} = 1,5 + 0,5 + \frac{1,0}{2} = 2,5 \text{ cm}$$

$$S_A = (2 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_1$$

$$S_A = (2 \cdot 0,785) \cdot 2,5 = 3,92 \text{ cm}^3$$

$$y_{CG} = \frac{S_A}{A_{s,ef}} = \frac{3,92}{1,57} = 2,5 \text{ cm}$$

A distância entre o centro de gravidade e a armadura longitudinal mais afastada da linha neutra é dada por:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \phi_t = 2,5 - 1,5 - 0,50$$

$$\Delta_{CG} = 0,50 \text{ cm}$$

O valor de  $\Delta_{CG}$  é menor que 10% do valor da altura da viga (5 cm). Dessa forma, pode-se considerar que os esforços recebidos pela armadura se concentram no centro de gravidade.

A altura útil real é dada por:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 50 - 2,5 = 47,5 \text{ cm}$$

∴

$$d_{real} = d_{estimado}$$

Não há necessidade de recálculo da área de aço.

■ P5:

– Momento fletor de cálculo:

$$M_d = 58,68 \text{ kNm} = 5868 \text{ kNcm}$$

– Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 47,5 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{5868}{0,425 \cdot 1,786 \cdot 12 \cdot (47,5^2)}} \right) \cong 9,19 \text{ cm}$$

– Domínio de deformação:

$$\frac{x}{d} = \frac{9,19}{47,5} = 0,193 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

– Área de aço:

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

$$A_s = \frac{5868}{43,48 \cdot (47,5 - (0,4 \cdot (9,19)))} = 3,08 \text{ cm}^2$$



- Armadura mínima:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = \frac{0,150}{100} \cdot (12 \times 50) = 0,9 \text{ cm}^2$$

Adotar-se-á, então, 3 barras de 12,5 mm.

$$A_{s,ef} = 3 \cdot (1,23) \cong 3,69 \text{ cm}^2$$

- Verificação do número máximo de barras por camada:

O mínimo espaçamento horizontal conforme a NBR 6118/2014 é dado por:

$$s_{h,min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm}; \\ \varnothing_{barra} = 10,0 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot d_{máx,agregado} = 1,2 \cdot 19 = 22,8 \cong 23 \text{ mm} \end{cases} = 23 \text{ mm}$$

Obs.: Utilizou-se brita 1 com diâmetro máximo característico de 19 mm.

$$n_{máx} = \frac{b - 2c - 2\varnothing_t + s_{h,min}}{\varnothing_{barra} + s_{h,min}} = \frac{12 - (2 \cdot 3) - (2 \cdot 0,5) + 2,3}{1,0 + 2,3} \cong 2,21$$

$$n \leq 2,21$$

Portanto, as barras calculadas serão dispostas em 2 camadas.

– Centro de gravidade da armadura ( $y_{CG}$ ):

$$s_{v,\min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm}; \\ \phi_{\text{barra}} = 10 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot d_{\text{máx,agregado}} = 0,5 \cdot 19 = 9,5 \text{ mm} \end{cases} = 20 \text{ mm}$$

$$d_1 = c + \phi_t + \frac{\phi}{2} = 1,5 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 2,62 \text{ cm}$$

$$d_2 = c + \phi_t + \phi + s_{v,\min} + \frac{\phi}{2} = 1,5 + 0,5 + 1,25 + 2,0 + \frac{1,25}{2} = 5,87 \text{ cm}$$

$$S_A = (2 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_1 + (2 \cdot A_{\phi l}) \cdot d_2$$

$$S_A = (2 \cdot 1,23) \cdot 2,62 + (1 \cdot 1,23) \cdot 5,87 = 13,67 \text{ cm}^3$$

$$y_{CG} = \frac{S_A}{A_{s,ef}} = \frac{13,67}{3,69} = 3,70 \text{ cm}$$

A distância entre o centro de gravidade e a armadura longitudinal mais afastada da linha neutra é dada por:

$$\Delta_{CG} = y_{CG} - c - \phi_t = 3,70 - 1,50 - 0,50$$

$$\Delta_{CG} = 1,70 \text{ cm}$$

O valor de  $\Delta_{CG}$  é menor que 10% do valor da altura da viga (5 cm). Dessa forma, pode-se considerar que os esforços recebidos pela armadura se concentram no centro de gravidade.

A altura útil real é dada por:

$$d_{real} = h - y_{CG} = 50 - 3,70 = 46,3 \text{ cm}$$

∴

$$d_{real} < d_{estimado}$$

Há necessidade de recálculo da área de aço.

– Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot 46,3 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{5868}{0,425 \cdot 1,786 \cdot 12 \cdot (46,3^2)}} \right) \cong 9,47 \text{ cm}$$

– Domínio de deformação:

$$\frac{x}{d_{real}} = \frac{9,47}{46,3} = 0,205 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

– Área de aço:

$$A_s = \frac{5868}{43,48 \cdot (46,3 - (0,4 \cdot 9,47))} = 3,17 \text{ cm}^2$$

– Armadura mínima:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = \frac{0,150}{100} \cdot (12 \times 50) = 0,9 \text{ cm}^2$$

Adotar-se-á, então, 3 barras de 12,5 mm.

$$A_{s,ef} = 3 \cdot (1,23) \cong 3,69 \text{ cm}^2$$

Considerando-se o fato de que  $A_{s,ef}$  continua maior que  $A_s$ , não há necessidade de novo recálculo.

## 9.8.DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

### 9.8.1. VERIFICAÇÃO DAS BIELAS DE CONCRETO (DIAGONAIS DE COMPRESSÃO)

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,9$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 17857,1 \cdot 0,12 \cdot 0,46 = 239,53 \text{ kN}$$

Do diagrama de esforços cortantes, conclui-se que o máximo esforço cortante para a viga em questão é:

$$V_{sd} = 82,77 \text{ kN}$$

∴

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow OK!$$

### 9.8.2. PARCELA DA FORÇA CORTANTE RESISTIDA PELO CONCRETO

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} = 2565 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{cta} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 2565}{1,4} = 1282,48 \text{ kN/m}^2$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{cta} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,6 \cdot 1282,48 \cdot 0,12 \cdot 0,46 = 42,48 \text{ kN}$$

### 9.8.3. DETERMINAÇÃO DA ARMADURA TRANSVERSAL

A determinação da armadura transversal correspondente à viga analisada, é feita de forma separada para cada vão, de forma que sejam utilizados os máximos esforços cortantes para cada respectivo trecho.

- Vão 1 (Entre P8 e P5):

- Máximo esforço cortante:

$$V_{sd} = 53,01 \text{ kN}$$

- Parcela da força cortante resistida pela armadura:

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

$$V_{sw} = 53,01 - 42,48 = 10,53 \text{ kN}$$

- Área de aço necessária por metro linear de viga:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywk}}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{10,53}{0,9 \cdot 0,46 \cdot 43,48} \cong 0,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura mínima NBR 6118/2014:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

$$\rho_{sw} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot b_w = 0,2 \cdot \frac{2565}{50} \cdot 0,12 = 1,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O valor de armadura mínima é maior que o valor calculado, portanto, adotar-se-á o valor mínimo prescrito.

- Espaçamento entre estribos:

Adotar-se-á estribos de diâmetro 5 mm, inicialmente. Tem-se, então:

$$s = \frac{2 \cdot (0,196)}{1,23} = 0,318 \text{ m} = 31 \text{ cm}$$

Obs.: A área da seção do estribo é multiplicada por 2, pois a barra passa pelos dois lados da viga.

- Espaçamento máximo:

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm para } V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \\ 0,3 \cdot d \leq 200 \text{ mm para } V_{sd} \geq 0,67 \cdot V_{Rd2} \end{cases}$$

$$0,67 \cdot V_{Rd2} = 0,67 \cdot 239,53 = 160,49 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 53,01 \text{ kN}$$

∴

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 46 = 27,6 \text{ cm} \rightarrow 27 \text{ cm}$$

O espaçamento calculado (31 cm) é maior que o limite estipulado em norma, portanto, adotar-se-á, o mínimo normativo.

$$s = 27 \text{ cm}$$

- Vão 2 (Entre P5 e V1):

- Máximo esforço cortante:

$$V_{sd} = 82,77 \text{ kN}$$

- Parcela da força cortante resistida pela armadura:

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

$$V_{sw} = 82,77 - 42,48 = 40,29 \text{ kN}$$

- Área de aço necessária por metro linear de viga:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywk}}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{40,29}{0,9 \cdot 0,46 \cdot 43,48} \cong 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura mínima NBR 6118/2014:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

$$\rho_{sw} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot b_w = 0,2 \cdot \frac{2565}{50} \cdot 0,12 = 1,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O valor de armadura calculada é maior que o mínimo normativo, portanto, adotar-se-á o valor calculado.

- Espaçamento entre estribos:

Adotar-se-á estribos de diâmetro 5 mm, inicialmente. Tem-se, então:

$$s = \frac{2 \cdot (0,196)}{2,24} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

Obs.: A área da seção do estribo é multiplicada por 2, pois a barra passa pelos dois lados da viga.



– Espaçamento máximo:

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm para } V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \\ 0,3 \cdot d \leq 200 \text{ mm para } V_{sd} \geq 0,67 \cdot V_{Rd2} \end{cases}$$

$$0,67 \cdot V_{Rd2} = 0,67 \cdot 239,53 = 160,49 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 82,77 \text{ kN}$$

∴

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 46 = 27,6 \text{ cm} \rightarrow 27 \text{ cm}$$

O espaçamento calculado (17 cm) é menor que o limite estipulado em norma, portanto, adotar-se-á, o valor calculado.

$$s = 17 \text{ cm.}$$

## 9.9. ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FISSURAS (ELS-W)

### 9.9.1. PREMISSAS

No estado limite de serviço de abertura de fissuras, os carregamentos devem ser mensurados utilizando-se a combinação de cálculo **frequente**, através do fator  $\psi_1$ .

### 9.9.2. CARREGAMENTOS

Para locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que não permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoa, conforme a tabela 11.2 da NBR 6118/2014, tem-se:

$$\psi_1 = 0,4 \text{ (edifícios residenciais)}$$

Portanto,

- Vão 1 (Entre P8 e P5):

$$p = g + (\psi_1 \cdot q)$$

$$p = 14,84 + (0,4 \cdot 4,35) = 16,58 \text{ kN/m}$$

- Vão 2 (Entre P5 e V12):

$$p = g + (\psi_1 \cdot q)$$

$$p = 15,19 + (0,4 \cdot 4,06) = 16,81 \text{ kN/m}$$

- Vão 3 (Entre V12 e V1):

$$p = g + (\psi_1 \cdot q)$$

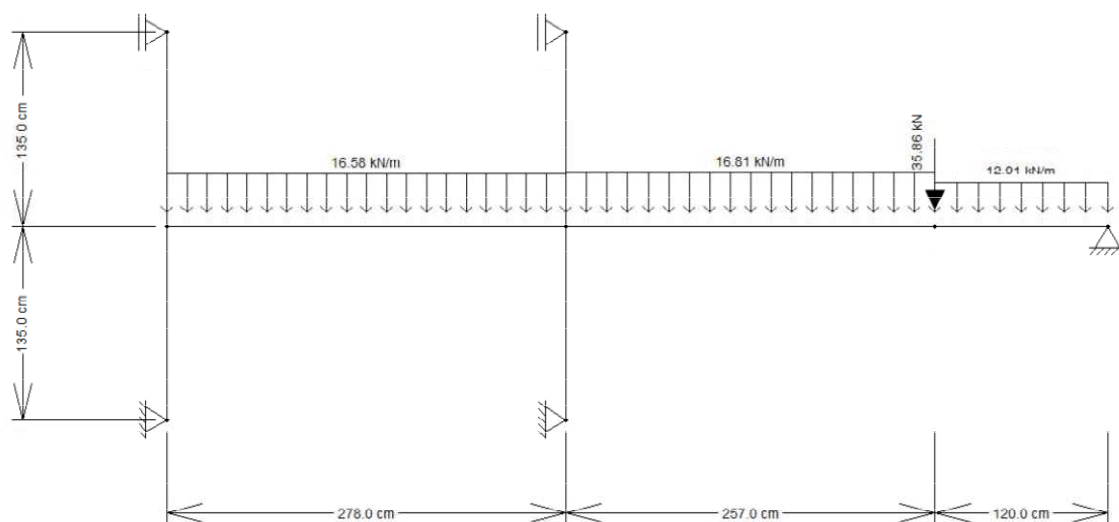
$$p = 12,31 + (0,4 \cdot 1,50) = 12,91 \text{ kN/m}$$

Obs.: O mesmo procedimento foi adotado na viga V12 (12X40) que se apoia em V18. Dessa maneira, modelou-se tal viga no Ftool, sendo possível a determinação da carga pontual concentrada atuante em V18.

### 9.9.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS

O novo modelo para a viga V18 (12x50) é dado por:

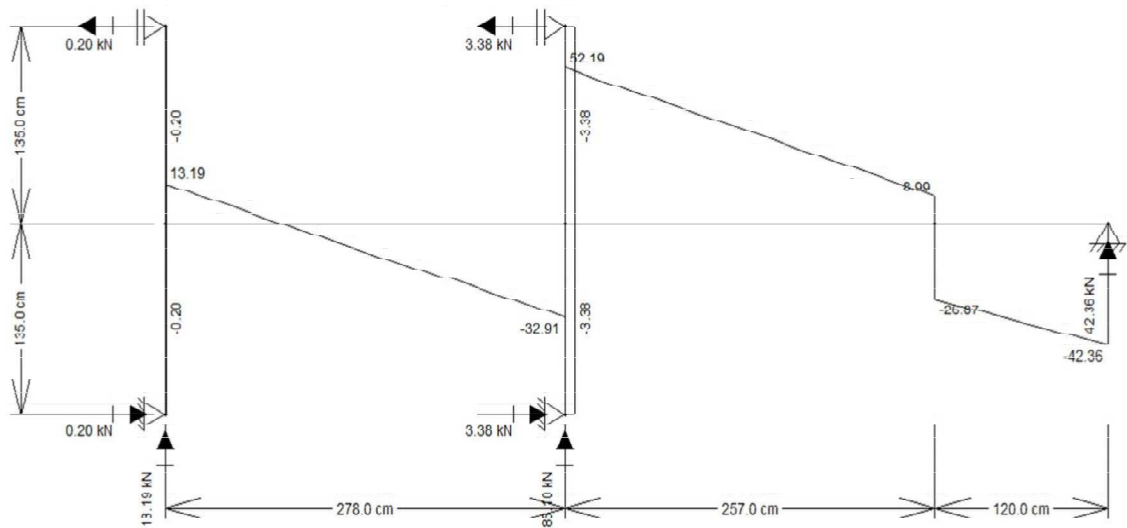
Figura 30 - Modelo V18 (12X50) ELS-W



Fonte – Do autor

– Esforços cortantes:

Figura 31 - Esforços cortantes V18 (12X50) ELS-W

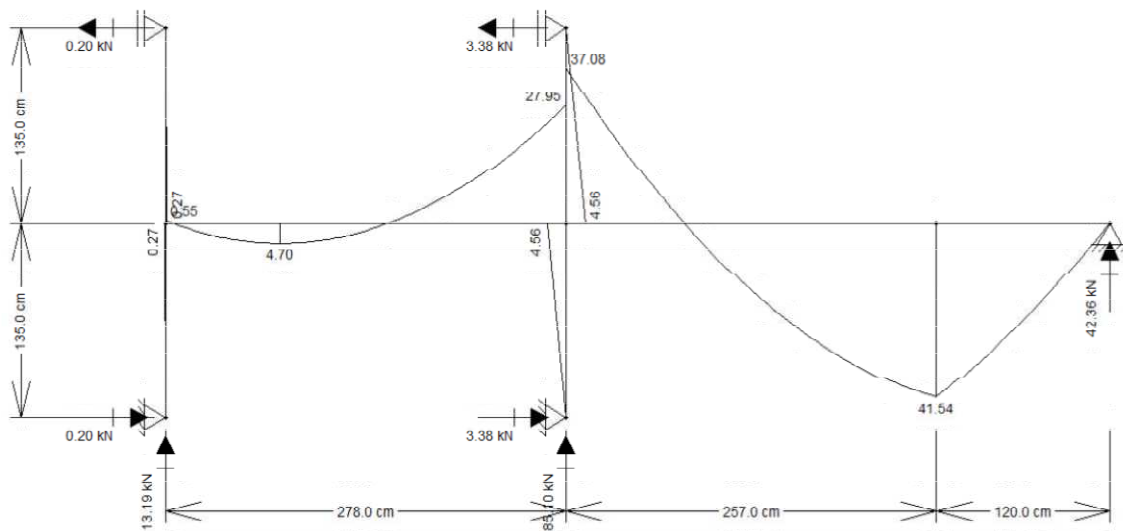


Fonte

- Do autor

- Momentos fletores:

Figura 32 - Momentos fletores V18 (12X50) ELS-W



Fonte

- Do autor

#### 9.9.4. VERIFICAÇÃO

A configuração fissurada das peças de concreto armado acontece quando o momento fletor atuante ultrapassa o limite estabelecido pelo momento de fissuração, dessa forma, o elemento é dito no estágio II. Entretanto, as verificações conforme o estágio limite de serviço de abertura de fissuras devem ser realizadas mesmo quando a peça não se encontra no estágio II, pois ainda existe a possibilidade da ocorrência de fissuração por conta do fenômeno de retração do concreto endurecido.

A verificação deve ser realizada para o máximo momento fletor atuante na viga, garantindo-se, dessa forma, que toda a peça estará conforme.

- Momento fletor máximo e Área de aço da região:

$$M_d = 41,54 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 4,92 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ } \emptyset 12,5$$

- Momento de fissuração:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 1,7955 \text{ MPa} = 1795,5 \text{ kN/m}^2$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,12 \cdot 0,50^3}{12} = 1,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{0,50}{2} = 0,25 \text{ m}$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctk,inf} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 1795,5 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3}}{0,25} = 13,47 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Relação entre os módulos de elasticidade dos materiais:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{24080} = 8,7$$

- Taxa de armadura da área crítica:

$$A_{crítica} = \left( c + \phi_t + \phi + \frac{S_{vertical}}{2} \right) \cdot \left( c + \phi_t + \phi + \frac{S_{horizontal}}{2} \right)$$

$$A_{crítica} = \left( 3 + 0,5 + 1,25 + \frac{2,0}{2} \right) \cdot \left( 3 + 0,5 + 1,25 + \frac{2,3}{2} \right) = 33,93 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_\phi}{A_{crítica}}$$

$$\rho = \frac{1,23}{33,93} = 0,036$$

- Posição da linha neutra na seção fissurada:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right)$$

$$x_{II} = \frac{8,7 \cdot 4,92}{12} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 12 \cdot 44,25}{8,7 \cdot 4,92}} \right) = 14,55 \text{ cm}$$

– Tensão na armadura:

$$\sigma_{si} = \frac{M_{serv}}{A_s \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right)}$$

$$\sigma_{si} = \frac{4154}{4,92 \cdot \left(44,25 - \frac{14,55}{3}\right)} = 21,43 \frac{kN}{cm^2} = 214,3 MPa$$

– Dimensão das aberturas:

$$w \leq \begin{cases} \frac{\phi}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ \frac{\phi}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho} + 45\right) \end{cases}$$

$$w \leq \begin{cases} \frac{\phi}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} = \frac{12,5}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{214,3}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 214,3}{2,56} = 0,11 mm \\ \frac{\phi}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho} + 45\right) = \frac{12,5}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{214,3}{210000} \cdot \left(\frac{4}{0,036} + 45\right) = 0,07 mm \end{cases}$$

A dimensão de abertura encontra-se abaixo do limite estipulado pela NBR 6118/2014, tabela 13.4, para elementos em regiões de classe de agressividade ambiental II,  $w_k \leq 0,3 mm$ . Portanto, a estrutura está verificada aos critérios do estado limite de abertura de fissuras.

## 9.10. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA (ELS-DEF)

### 9.10.1. PREMISSAS

No estado limite de deformação excessiva, os carregamentos devem ser mensurados utilizando-se a combinação de cálculo **quase permanente**, através do fator  $\psi_2$ .

### 9.10.2. CARREGAMENTOS

Para locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que não permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoa, conforme a tabela 11.2 da NBR 6118/2014, tem-se:

$$\psi_2 = 0,3 \text{ (edifícios residenciais)}$$

Portanto,

- Vão 1 (Entre P8 e P5):

$$p = g + (\psi_2 \cdot q)$$

$$p = 14,84 + (0,3 \cdot 4,35) = 16,15 \text{ kN/m}$$

- Vão 2 (Entre P5 e V12):

$$p = g + (\psi_2 \cdot q)$$

$$p = 15,19 + (0,3 \cdot 4,06) = 16,41 \text{ kN/m}$$

- Vão 2 (Entre V12 e V1):

$$p = g + (\psi_2 \cdot q)$$

$$p = 12,31 + (0,3 \cdot 1,50) = 12,76 \text{ kN/m}$$

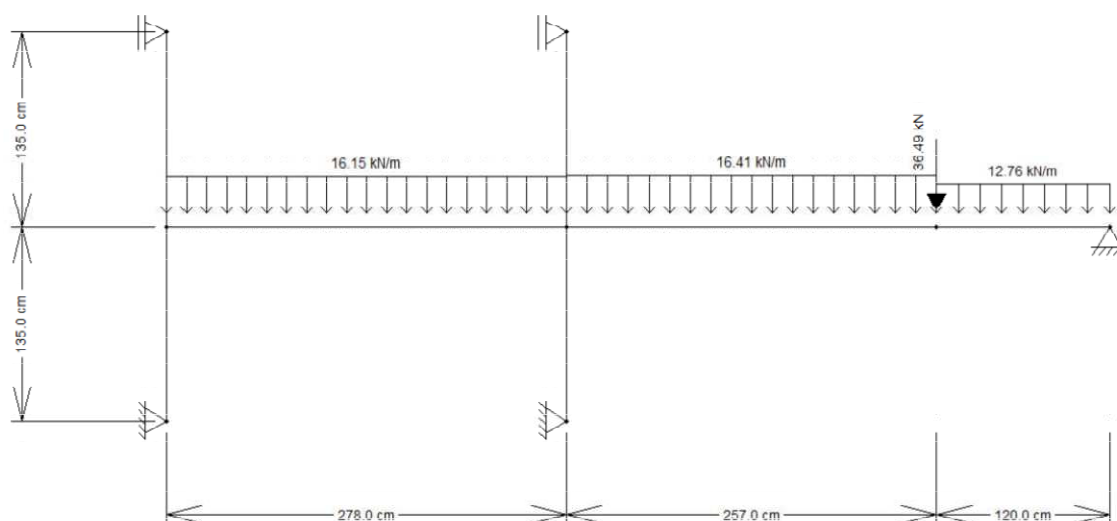


Obs.: O mesmo procedimento foi adotado na viga V12 (12X40) que se apoia em V18. Dessa maneira, modelou-se tal viga no Ftool, sendo possível a determinação da carga pontual concentrada atuante em V18.

### 9.10.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS

O novo modelo para a viga V18 (12x50) é dado por:

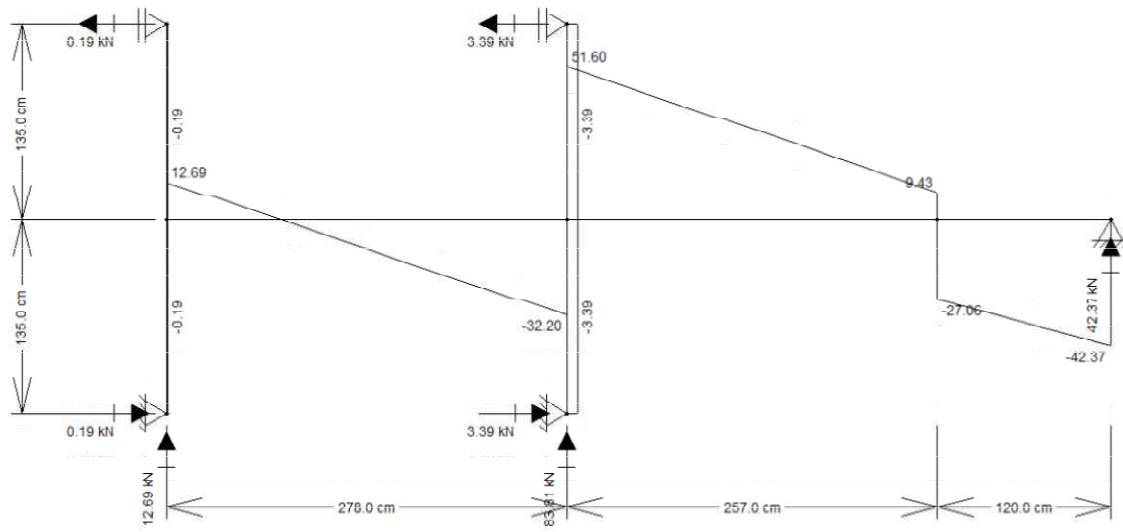
Figura 33 - Modelo V18 (12X50) ELS-DEF



Fonte – Do autor

– Esforços cortantes:

Figura 34 - Esforços cortantes V18 (12X50) ELS-DEF

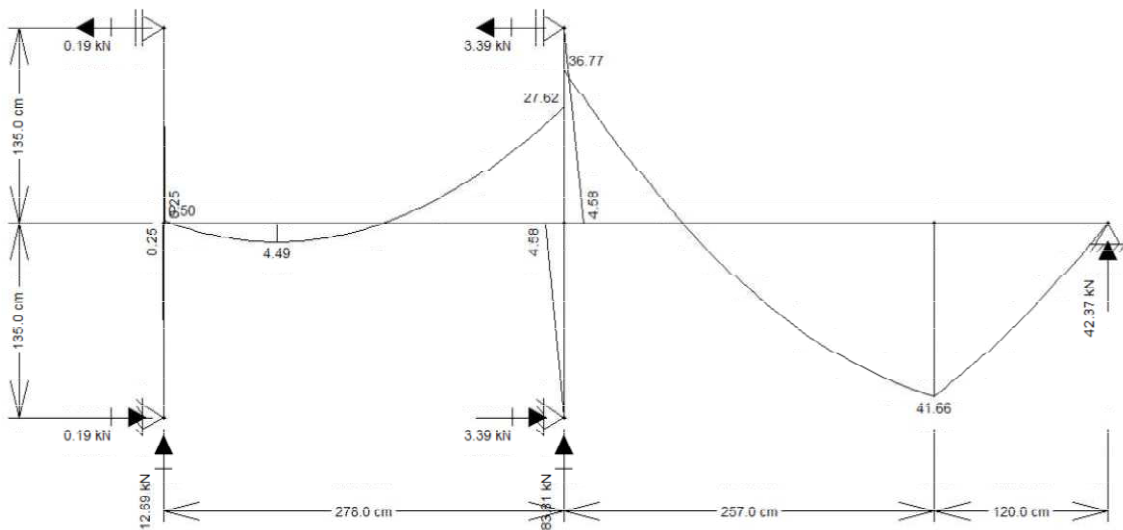


Fonte

- Do autor

- Momentos fletores:

Figura 35 - Momentos fletores V18 (12X50) ELS-DEF



Fonte

- Do autor

#### 9.10.4. MOMENTO DE FISSURAÇÃO

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 2,565 \text{ MPa} = 2565 \text{ kN/m}^2$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,12 \cdot 0,50^3}{12} = 1,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{0,50}{2} = 0,25 \text{ m}$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 2565 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3}}{0,25} = 19,24 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Da análise do diagrama de momentos fletores, conclui-se que alguns pontos da viga possuem momento fletor atuante superior ao momento de fissuração. Dessa forma, para tais regiões, deverá ser determinada uma inércia equivalente.

#### 9.10.5. RELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE DOS MATERIAIS

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{24080} = 8,7$$

#### 9.10.6. INÉRCIA EQUIVALENTE

- Pilar P8:

A região apresentou momento atuante menor que o momento de fissuração. Portanto, não é necessária a determinação de inércia equivalente.

- Vão 1 (Entre P8 e P5):

A região apresentou momento atuante menor que o momento de fissuração. Portanto, não é necessária a determinação de inércia equivalente.

- Apoio central (Pilar P5 - esquerda):
- Momento fletor e Área de aço da região:

$$M_d = 27,62 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 3,69 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ } \emptyset 12,5$$

- Posição da linha neutra na seção fissurada:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right)$$

$$x_{II} = \frac{8,7 \cdot 3,69}{12} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 12 \cdot 46,3}{8,7 \cdot 3,69}} \right) = 13,29 \text{ cm}$$

- Momento de inércia no estágio II:

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_E \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{12 \cdot 13,29^3}{3} + 8,7 \cdot 3,69 \cdot (46,3 - 13,29)^2 = 44370,70 \text{ cm}^4$$

- Inércia equivalente:

$$I_{EQ} = \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

$$I_{EQ} = \left(\frac{19,24}{27,62}\right)^3 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} + \left[1 - \left(\frac{19,24}{27,62}\right)^3\right] \cdot 0,00044 \cong 7,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Apoio central (Pilar P5 - direita):
- Momento fletor e Área de aço da região:

$$M_d = 36,77 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 3,69 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ } \emptyset 12,5$$

- Posição da linha neutra na seção fissurada:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}}\right)$$

$$x_{II} = \frac{8,7 \cdot 3,69}{12} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 12 \cdot 46,3}{8,7 \cdot 3,69}}\right) = 13,29 \text{ cm}$$

- Momento de inércia no estágio II:

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_E \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{12 \cdot 13,29^3}{3} + 8,7 \cdot 3,69 \cdot (46,3 - 13,29)^2 = 44370,70 \text{ cm}^4$$

– Inércia equivalente:

$$I_{EQ} = \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

$$I_{EQ} = \left(\frac{19,24}{36,77}\right)^3 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} + \left[1 - \left(\frac{19,24}{36,77}\right)^3\right] \cdot 0,00044 \cong 5,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

▪ Vão 2 (Entre P5 e V1):

– Momento fletor e Área de aço da região:

$$M_d = 41,66 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 4,92 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ } \emptyset 12,5$$

– Posição da linha neutra na seção fissurada:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b d}{\alpha_e \cdot A_s}}\right)$$

$$x_{II} = \frac{8,7 \cdot 4,92}{12} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 12 \cdot 44,25}{8,7 \cdot 4,92}}\right) = 14,55 \text{ cm}$$

– Momento de inércia no estágio II:

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_E \cdot A_S \cdot (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{12 \cdot 14,55^3}{3} + 8,7 \cdot 4,92 \cdot (44,25 - 14,55)^2 = 50078,06 \text{ cm}^4$$

– Inércia equivalente:

$$I_{EQ} = \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_A}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

$$I_{EQ} = \left(\frac{19,24}{41,66}\right)^3 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} + \left[1 - \left(\frac{19,24}{41,66}\right)^3\right] \cdot 0,00050 \cong 5,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Em um mesmo vão existem pontos com inércias distintas, portanto é necessário realizar-se uma ponderação entre tais valores, de forma a obter-se um único valor representativo do vão.

▪ Vão 1 (Engaste/Engaste)

$$I_{EQ} = 0,15 \cdot I_{\text{apoio esquerda}} + 0,70 \cdot I_{\text{vão}} + 0,15 \cdot I_{\text{apoio direita}}$$

$$I_{EQ} = 0,15 \cdot \left(\frac{0,12 \cdot (0,50)^3}{12}\right) + 0,70 \cdot \left(\frac{0,12 \cdot (0,50)^3}{12}\right) + 0,15 \cdot 7,1 \cdot 10^{-4}$$

$$I_{EQ} = 1,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot (1,2 \cdot 10^{-3})}{0,12}} = 0,49 \text{ m} = 49 \text{ cm}$$

- Vão 2 (Engaste/Apoio)

$$I_{EQ} = 0,15 \cdot I_{\text{apoio esquerda}} + 0,85 \cdot I_{\text{vão}}$$

$$I_{EQ} = 0,15 \cdot 5,6 \cdot 10^{-4} + 0,85 \cdot 5,7 \cdot 10^{-4}$$

$$I_{EQ} = 5,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{eq}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot (5,7 \cdot 10^{-4})}{0,12}} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

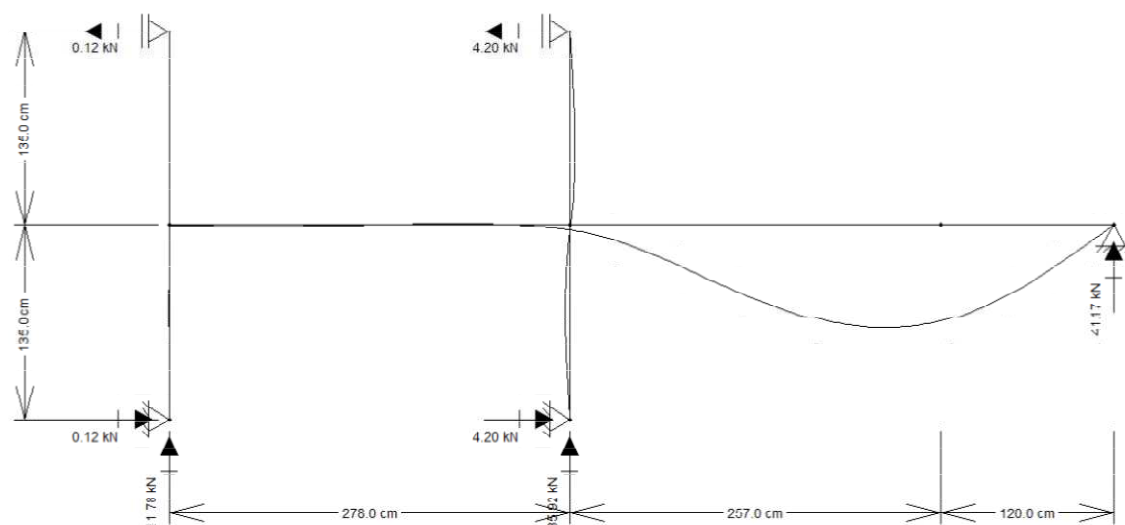
### 9.10.7. FLECHA IMEDIATA

Os valores de flecha imediata dos vãos da viga são obtidos com auxílio do software Ftool, através da modelagem da viga com os respectivos valores de altura equivalente calculados anteriormente.

- Configuração deformada:



Figura 36 - V18 (12X50) Configuração deformada



Fonte

- Do autor

Da análise tem-se:

$$f_{0_{V\tilde{A}O_1}} = 3,870 \cdot 10^{-2} \text{ mm}$$

$$f_{0_{V\tilde{A}O_2}} = 2,827 \text{ mm}$$

### 9.10.8. FLECHA DIFERIDA

O procedimento para determinação da flecha diferida é análogo ao exposto no capítulo de lajes. Tem-se, portanto:

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

$$t_0 = \frac{14 \text{ dias}}{30 \text{ dias}} = 0,467 \text{ meses}$$

∴

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

$$\xi(0,467) = 0,68 \cdot (0,996^{0,467}) \cdot 0,467^{0,32} \cong 0,53$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50p'} = \frac{\xi(t) - \xi(t_0)}{1 + 50p'} = \frac{2 - 0,53}{1 + (50 \cdot 0)} = 1,47$$

### 9.10.9. FLECHA TOTAL

O procedimento para determinação da flecha total é análogo ao exposto no capítulo de lajes. Tem-se, portanto:

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

- Vão 1

$$f_\infty = (1 + 1,47) \cdot 3,870 \cdot 10^{-2} = 0,096 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{278}{250} = 1,11 \text{ cm} = 11,1 \text{ mm}$$

$$0,096 \text{ mm} < 11,1 \text{ mm} \rightarrow OK!$$

- Vão 2

$$f_\infty = (1 + 1,47) \cdot 2,827 = 6,98 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{377}{250} = 1,51 \text{ cm} = 15,1 \text{ mm}$$

$$6,98 \text{ mm} < 15,1 \text{ mm} \rightarrow OK!$$

## 9.11. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

### 9.11.1. DESLOCAMENTO DOS DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES

$$V_{sd,m\acute{a}x} = 82,77 \text{ kN}$$

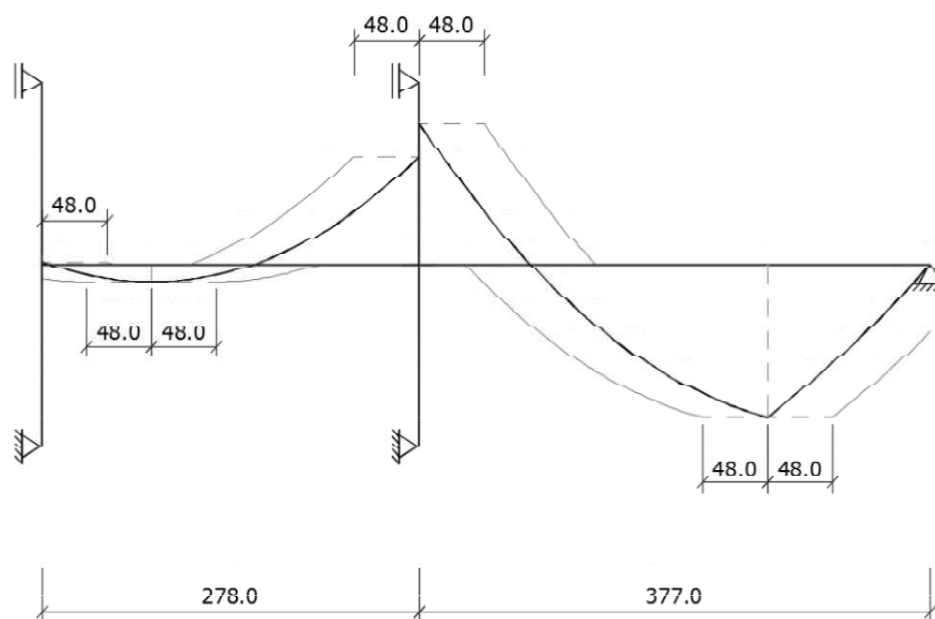
$$V_c = 42,48 \text{ kN}$$

$$a_l = d \cdot \left[ \frac{V_{sd,m\acute{a}x}}{2 \cdot (V_{sd,m\acute{a}x} - V_c)} \right] \geq 0,5 \cdot d$$

$$a_l = 46 \cdot \left[ \frac{82,77}{2 \cdot (82,77 - 42,48)} \right] \geq 0,5 \cdot 46$$

$$a_l = 47,25 > 23 \rightarrow 48 \text{ cm (Adotado)}$$

Figura 37 - Diagrama de momentos fletores deslocado



Fonte – Do autor

### 9.11.2. ARMADURA NO APOIO EXTREMO P8

- Armadura positiva:
- Armadura mínima:

$$M_{\text{apoio}} = 0,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{vão}} = 7,81 \text{ kN.m}$$

$$A_{s,\text{apoio}} \geq \frac{1}{3} \cdot A_{s,\text{vão}} \rightarrow \text{se } M_{\text{apoio}} \leq 0 \text{ e } |M_{\text{apoio}}| \leq 0,5 M_{\text{vão}}$$

∴

$$A_{s,\text{apoio}} \geq \frac{1}{3} \cdot 1,57 = 0,52 \text{ cm}^2$$

- Tensão última de aderência:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 1,28 \text{ MPa}$$

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

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,88 \text{ MPa}$$

- Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,0}{4} \cdot \frac{500}{(1,15 \cdot 2,88)} = 37,74 \text{ cm}$$

- Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 37,74 = 11,32 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 \cdot 1,0 = 10 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 37,74 \cdot \frac{0,39}{1,57} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,nec} = 6,56 \text{ cm} < l_{b,min} \rightarrow 11,32 \cong 12 \text{ cm}$$

- Mínima ancoragem em apoios de extremidade:

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{b,nec} \\ (\text{raio de curvatura dos ganchos} + 5,5\phi) \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ cm} \\ \frac{5\phi}{2} + 5,5\phi = 2,5 \cdot 1,0 + 5,5 \cdot 1,0 = 8 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\therefore$$

$$12 \text{ cm}$$

- Comprimento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi(5\phi + \phi)}{4} + 8\phi = \frac{\pi(5 \cdot 1,0 + 1,0)}{4} + 8 \cdot 1,0 = 12,7 \cong 13 \text{ cm}$$

- Comprimento total:

$$l_{total} = l_b + l_g = 12,0 + 13,0 = 25 \text{ cm}$$

- **Armadura negativa:**

- Armadura para a ancoragem da diagonal de compressão:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d = \frac{48}{46} \cdot 21,69 = 22,63 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{22,63}{43,48} = 0,52 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima:

$$M_{apoio} = 0,95 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{vão} = 7,81 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_{s,apoio} \geq \frac{1}{3} \cdot A_{s,vão} \rightarrow \text{se } M_{apoio} \leq 0 \text{ e } |M_{apoio}| \leq 0,5 M_{vão}$$

∴

$$A_{s,apoio} \geq \frac{1}{3} \cdot 1,57 = 0,52 \text{ cm}^2$$

- Tensão última de aderência:

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

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,02 \text{ MPa}$$

- Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,0}{4} \cdot \frac{500}{(1,15 \cdot 2,02)} = 53,80 \text{ cm}$$

- Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,\text{mín}} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 53,80 = 16,14 \text{ cm} \\ 10\emptyset = 10 \cdot 1,0 = 10 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,\text{nec}} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,\text{calc}}}{A_{s,\text{ef}}} \geq l_{b,\text{mín}}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 53,80 \cdot \frac{0,05}{1,57} \geq l_{b,mín}$$

$$l_{b,nec} = 1,20 \text{ cm} < l_{b,mín} \rightarrow 16,14 \cong 17 \text{ cm}$$

- Mínima ancoragem em apoios de extremidade:

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{b,nec} \\ \text{(raio de curvatura dos ganchos} + 5,5\emptyset) \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 17 \text{ cm} \\ \frac{5\emptyset}{2} + 5,5\emptyset = 2,5 \cdot 1,0 + 5,5 \cdot 1,0 = 8 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right.$$

∴

$$17 \text{ cm}$$

- Comprimento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi(5\emptyset + \emptyset)}{4} + 8\emptyset = \frac{\pi(5 \cdot 1,0 + 1,0)}{4} + 8 \cdot 1,0 = 12,7 \cong 13 \text{ cm}$$

- Comprimento total:

$$l_{total} = l_b + l_g = 17,0 + 13,0 = 30 \text{ cm}$$

### 9.11.3. ARMADURA NO APOIO INTERMEDIÁRIO EM P5

- Armadura negativa:



- Tensão última de aderência:

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

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,02 \text{ MPa}$$

- Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,25}{4} \cdot \frac{500}{(1,15 \cdot 2,02)} = 67,26 \text{ cm}$$

- Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,\text{mín}} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 67,26 = 20,18 \text{ cm} \\ 10\varnothing = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,\text{nec}} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,\text{calc}}}{A_{s,\text{ef}}} \geq l_{b,\text{mín}}$$

$$l_{b,\text{nec}} = 1,0 \cdot 67,26 \cdot \frac{3,08}{3,69} \geq l_{b,\text{mín}}$$

$$l_{b,\text{nec}} = 56,14 \text{ cm} \cong 57 \text{ cm} > l_{b,\text{mín}}$$

- **Armadura positiva:**

O diagrama de momentos fletores não alcança esse apoio, ou seja, não há ocorrência de momentos positivos nessa região. O comprimento de ancoragem pode ser definido como 10 vezes o diâmetro da barra de armadura positiva do vão.

#### 9.11.4. ARMADURAS NOS VÃOS

Deve-se prolongar as armaduras através do diagrama decalado. De acordo com a NBR 6118/2014, prolonga-se pelo menos  $10\phi$  além do ponto de tensão nula, respeitando-se o comprimento de ancoragem necessário.

Anteriormente, foram calculados os comprimentos básicos de ancoragem retos. Agora, é necessário calcular-se os comprimentos necessários ao longo do vão.

- **Armadura negativa:**

- Apoio em P8:

$$l_b = 53,80 \text{ cm}$$

$$l_{b,\text{mín}} = 17 \text{ cm}$$

$$l_{b,\text{nec}} = 1,0 \cdot 53,80 \cdot \frac{0,05}{1,57} \geq l_{b,\text{mín}}$$

$$l_{b,\text{nec}} = 1,71 \text{ cm} < l_{b,\text{mín}} \rightarrow 16,14 \cong 17 \text{ cm}$$

- Apoio em P5:

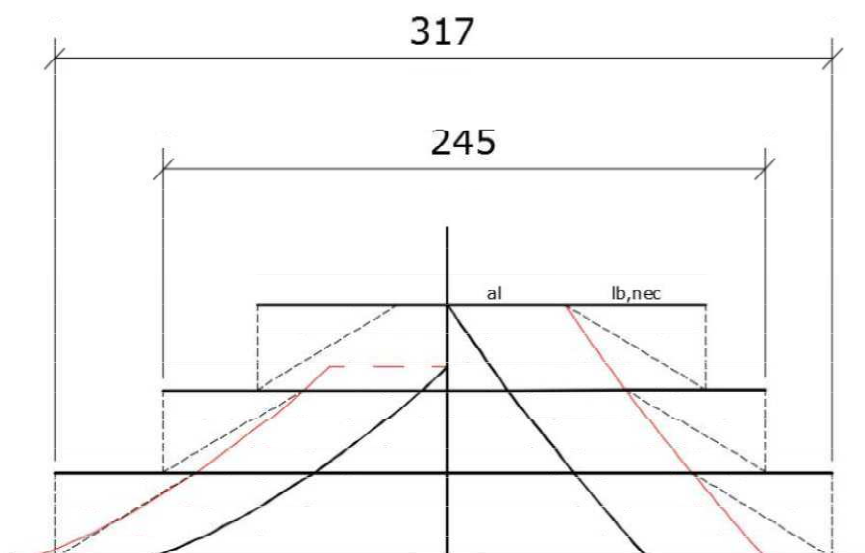
$$l_b = 67,26 \text{ cm}$$

$$l_{b,\text{mín}} = 21 \text{ cm}$$

$$l_{b,\text{nec}} = 1,0 \cdot 67,26 \cdot \frac{3,08}{3,69} \geq l_{b,\text{mín}}$$

$$l_{b,nec} = 56,14 \text{ cm} \cong 57 \text{ cm} > l_{b,mín}$$

Figura 38 – Armaduras negativas no diagrama decalado em P5



Fonte – Do autor

▪ **Armadura positiva:**

– Vão entre P8 e P5:

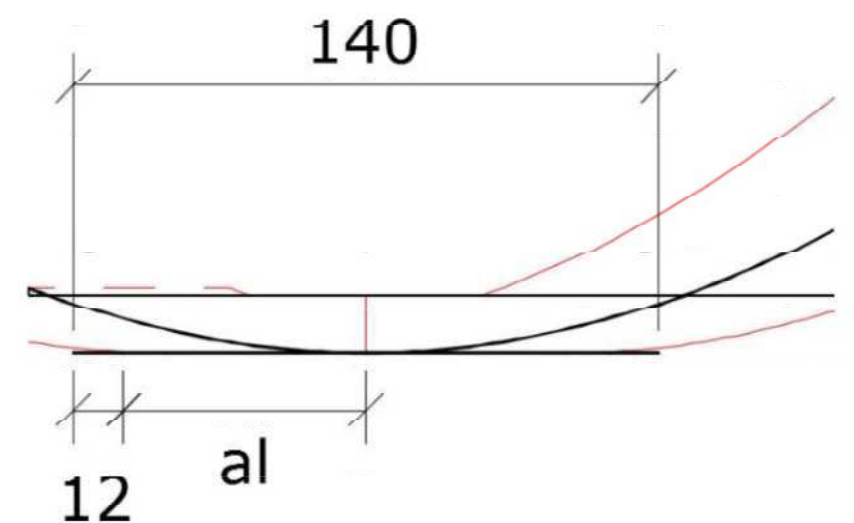
$$l_b = 37,74 \text{ cm}$$

$$l_{b,mín} = 12 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 37,74 \cdot \frac{0,39}{1,57} \geq l_{b,mín}$$

$$l_{b,nec} = 9,37 \text{ cm} < l_{b,mín} \rightarrow 12 \text{ cm}$$

Figura 39 - Armadura positiva no diagrama decalado no vão 1



Fonte – Do autor

– Vão entre P5 e V1:

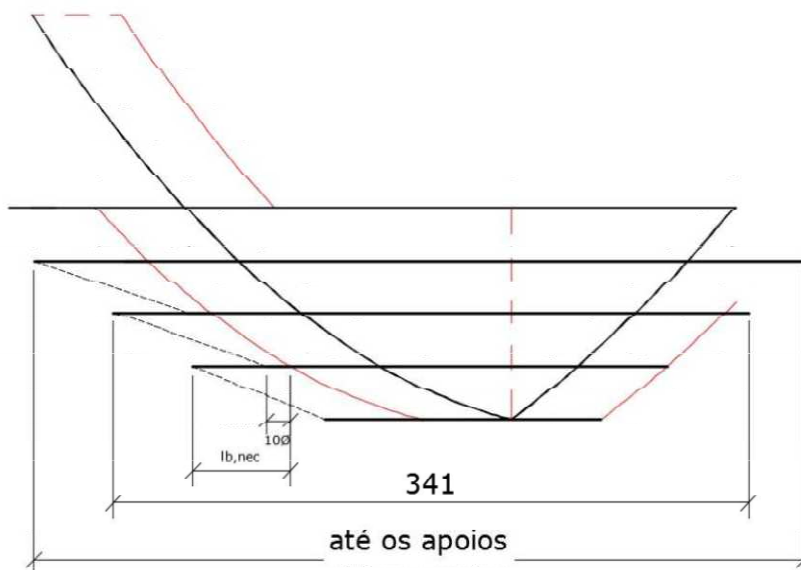
$$l_b = 67,26 \text{ cm}$$

$$l_{b,\min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 67,26 = 20,18 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$l_{b,\text{nec}} = 1,0 \cdot 67,26 \cdot \frac{3,76}{4,92} \cong 52 \text{ cm}$$

Figura 40 - Armadura positiva no diagrama decalado no vão 2



Fonte – Do autor

### 9.11.5. PROPOSTA DE DETALHAMENTO

De maneira a otimizar-se a execução em obra através da facilidade e rapidez de montagem e preparação das armaduras na forma, deve-se rearranjar os aços previamente dimensionados de maneira racional e exequível.

Conforme descrito anteriormente, não há continuidade entre as armaduras negativas nos vãos da viga. Tal fato impossibilitaria a disposição das armaduras transversais (estribos) ao longo do comprimento da peça. Dessa forma, prolongar-se-á as barras negativas dos apoios em P8 e V1 até o aço negativo do apoio intermediário, elaborando-se emendas por traspasse na região de encontro.

O comprimento de traspasse referente as barras de diâmetro 12,5 mm da região central, conforme NBR 6118/2014, item 9.5.2.3, é dado por:

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min}$$

Com,

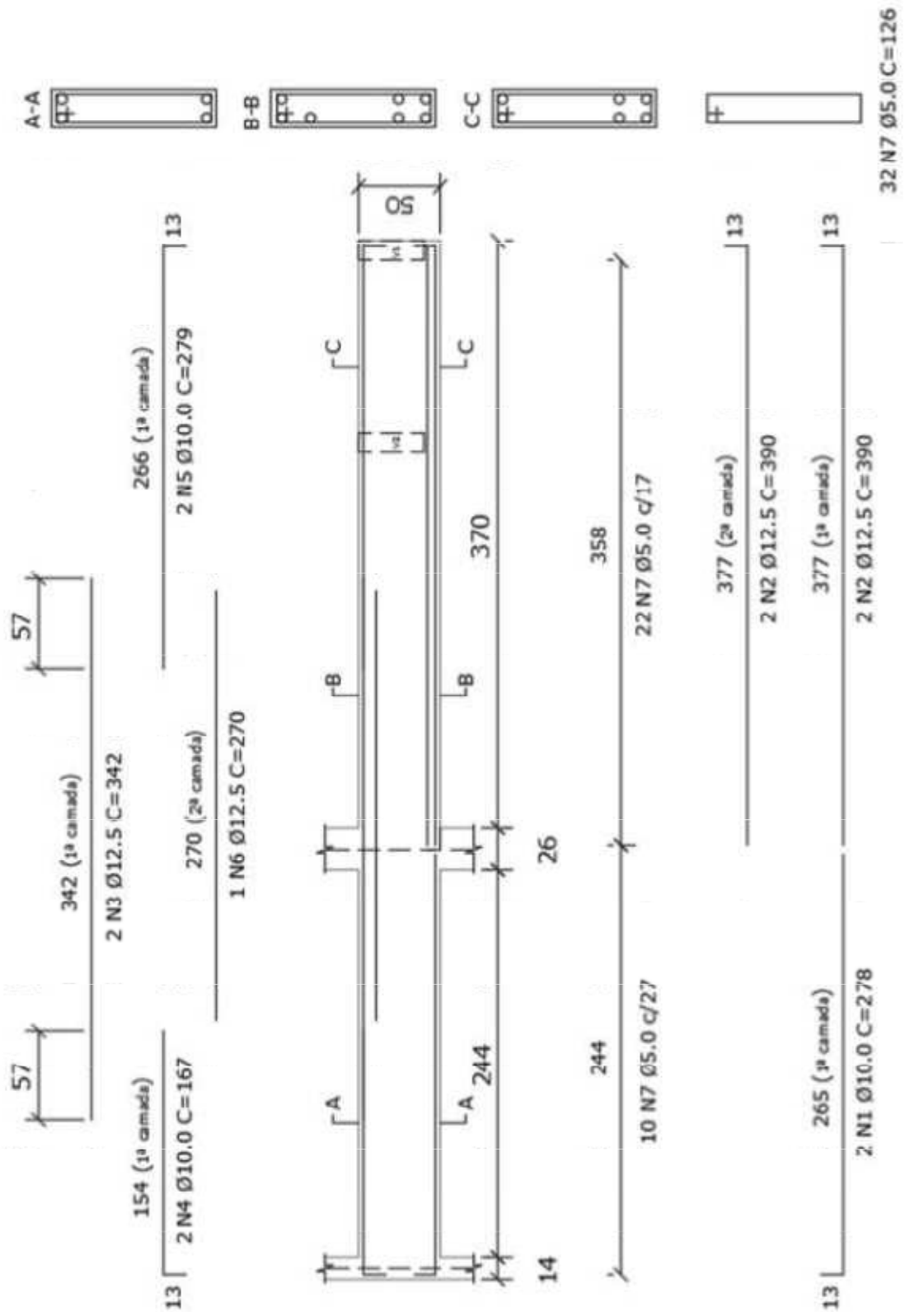
$$l_{0c,min} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 67,26 \cong 41 \text{ cm} \\ 15 \cdot \phi = 15 \cdot 1,25 = 18,75 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_{0c} = l_{b,nec} = 57 \text{ cm} > 41 \text{ cm}$$

Analogamente a solução utilizada para as armaduras negativas da primeira camada, também será adotado prolongamento entre as barras positivas da primeira camada dos dois vãos da peça, devido a necessidade de armadura porta estribo nas regiões ausentes de aço.

Devido a facilidade de execução e padronização da montagem da peça, as barras positivas da 2 camada do vão esquerdo serão iguais as da primeira camada.

Figura 41 - Detalhamento V18 (12X50)



Fonte – Do autor

## 10. INTRODUÇÃO AO ESTUDO DOS PILARES

Segundo a NBR 6118/2014, item 14.4.1.2, pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.

São responsáveis por receber as ações atuantes nos diversos níveis da estrutura e conduzi-las até os elementos de fundação (PINHEIRO, 2005). Tradicionalmente, em construções de concreto armado, são encontrados nas formas circular e retangular no que tange sua seção transversal, embora disposições poligonais também sejam possíveis.

Estruturas de edifícios usuais de concreto armado podem ser classificadas em dois subgrupos conforme a influência da instabilidade global, ou seja, deslocabilidade de seus nós componentes. Denominam-se estruturas de contraventamento, os elementos possuidores de elevada rigidez, capazes de resistir aos esforços verticais e também às ações horizontais. Em tais peças, para efeitos de cálculo, deve-se considerar a influência dos efeitos globais de 2ª ordem. As estruturas contraventadas, por sua vez, são capazes de resistir apenas aos carregamentos verticais, desprezando-se os efeitos globais de 2ª ordem para efeitos de dimensionamento.

No presente estudo admitir-se-á os pilares como elementos contraventados, dessa forma, serão considerados apoiados nos níveis das lajes como peças isoladas, considerando-se apenas os efeitos de 1ª ordem e locais de 2ª ordem.

### 10.2. METODOLOGIA DE CÁLCULO

No dimensionamento de pilares uma diversidade de parâmetros é levada em consideração. Dentre eles, destacam-se a posição do pilar na planta de formas da edificação, as dimensões do elemento pré-dimensionado, sua esbeltez, o tipo de solicitação a que está sujeito, bem como, sua excentricidade.

Primeiramente, identifica-se o tipo de pilar conforme sua posição na planta de formas (pilar de canto, pilar de extremidade ou pilar intermediário). Feito isso, determinam-se os esforços atuantes na peça, de forma a estabelecer-se sua esbeltez limite, avaliando-a segundo



os critérios prescritos na NBR 6118/2014. Dessa forma, é possível determinar se haverá necessidade da consideração dos esforços locais de 2ª ordem ou não. Finalmente, após obtidos os valores de cálculo para os esforços aos quais a seção está sujeita, determina-se o conjunto de armaduras componentes do elemento através do auxílio de ábacos para flexão.

### 10.3. SITUAÇÕES DE PROJETO

Os pilares podem ser classificados em 3 tipos de acordo com sua posição na planta de formas da edificação, cada um deles caracterizado por uma situação diferente em termos de projeto. São eles: pilar de canto, pilar de extremidade e pilar intermediário.

- a) Pilar intermediário: são aqueles localizados no interior da planta de formas, de forma que as lajes e vigas sejam contínuas sobre ele nas duas direções. Em tais elementos, para efeito de dimensionamento, considera-se apenas o efeito da compressão centrada.
- b) Pilar de extremidade: também denominados pilares de bordo, são aqueles usualmente posicionados nas bordas da planta de formas da edificação, porém não exclusivamente. Nesses elementos, uma das vigas não possui continuidade em uma das direções, ou seja, o pilar é extremo para uma delas. Em tais peças, para efeito de dimensionamento, considera-se o efeito da flexão composta normal.
- c) Pilar de canto: são aqueles encontrados nos cantos da planta de formas da edificação, justificando-se, portanto, sua denominação. Esses elementos são extremos para as vigas atuantes nas duas direções, ou seja, não existe continuidade de tais elementos sobre o pilar. Em tais peças, para efeito de dimensionamento, considera-se o efeito da flexão composta oblíqua.

### 10.4. DIMENSÕES

A NBR 6118/2014, no âmbito de seu item 13.2.3, estabelece que pilares não podem apresentar dimensão menor que 19 cm, todavia, permite-se a diminuição desse valor até um limite mínimo de 14 cm, desde que se multipliquem-se os esforços solicitantes de cálculo por

um coeficiente adicional  $\gamma_n$ . De qualquer forma, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm<sup>2</sup>.

Tabela 16 - Valores do coeficiente adicional para pilares

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

Fonte- NBR 6118/2014 (Tabela 13.1)

Pilares cuja máxima dimensão da seção transversal supere o valor da menor dimensão em cinco vezes, devem obrigatoriamente serem tratados como pilares-paredes e, dimensionados como tal.

## 10.5. AÇÕES SOLICITANTES – EFEITOS DE 1ª ORDEM

Os esforços solicitantes de um pilar são provenientes dos carregamentos das vigas que chegam até o elemento e de seu peso próprio. A análise, portanto, deve ser feita em planta para cada nível da edificação objeto de estudo. Neste projeto, utilizar-se-á, analogamente ao exposto no capítulo de vigas, o software Ftool como ferramenta de auxílio na obtenção dos esforços.

Determina-se o peso próprio do pilar através da multiplicação do volume da peça pelo peso próprio do concreto armado:

$$g_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot h \cdot A_{seção}$$

Onde,

$g_{pp}$  = peso próprio do pilar (kN);

$\gamma_{concreto}$  = peso próprio do concreto armado (kN/m<sup>3</sup>);

$A_{seção}$  = área da seção transversal (m<sup>2</sup>);

$h$  = altura da peça (m).

## 10.6. COMPRIMENTO EQUIVALENTE ( $l_e$ )

*“Nas estruturas de nós fixos, o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, onde se aplicam os esforços obtidos pela análise da estrutura efetuada segundo a teoria de 1ª ordem.”* (NBR 6118/2014, item 15.6).

Dessa forma, o comprimento equivalente de flambagem ( $l_e$ ) de pilar, suposto vinculado em suas extremidades, é dado por:

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

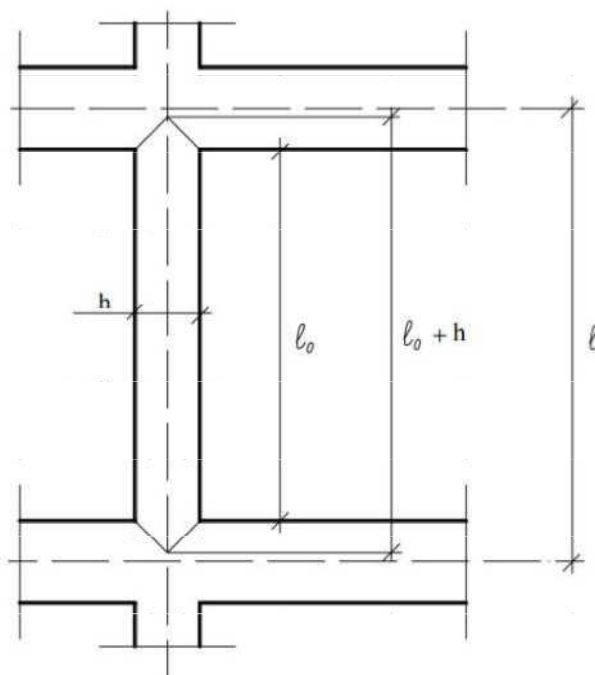
Onde,

$l_0$  = distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

$l$  = distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado;

$h$  = altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo.

Figura 42 - Comprimento equivalente de pilares



Fonte – BASTOS, 2015.

### 10.7. ÍNDICE DE ESBELTEZ E RAIÃO DE GIRAÇÃO

Segundo a NBR 6118/2014, o índice de esbeltez ( $\lambda$ ) de pilares é obtido da razão entre o comprimento equivalente e o raio de giração da peça. Tal parâmetro indica a capacidade do elemento comprimido de resistir aos efeitos da flambagem.

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

Onde,

$l_e$  = comprimento equivalente do pilar;

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$  = raio de giração do elemento;

$A$  = área da seção transversal;

$I$  = momento de inércia.

Para seções retangulares, o índice de esbeltez pode ser expresso simplificada-mente por:

$$\lambda = \frac{3,46 \cdot l_e}{h}$$

Onde,

$h$  = dimensão do pilar na direção considerada.

– Esbeltez-Limite:

Para efeitos de cálculo, desprezam-se os efeitos de 2ª ordem quando o índice de esbeltez limite ( $\lambda_1$ ) estiver compreendido entre o intervalo:

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

De acordo com Padaratz & Pinto (2013), o valor do índice de esbeltez limite é dependente de uma variedade de parâmetros, dentre eles: a vinculação do pilar, a excentricidade relativa de 1ª ordem e a disposição do diagrama de momentos de 1ª ordem.

Obtém-se  $\lambda_1$  por intermédio da equação:

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

Onde,

$\frac{e_1}{h}$  = excentricidade relativa de 1ª ordem;

$\alpha_b$  = fator de vinculação e carregamento atuante.

Com,

- I.  $\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$ , para pilares biapoiados sem cargas transversais obedecendo  $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$ ;

Onde,

$M_A$  = Momento de 1ª ordem na extremidade A do pilar, sendo o maior valor absoluto;

$M_B$  = Momento de 1ª ordem na extremidade B do pilar. Terá sinal negativo se tracionar a face contrária à  $M_A$ .

- II.  $\alpha_b = 1,0$ , para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura;
- III.  $\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85$ , para pilares em balanço obedecendo  $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$ ;

Onde,

$M_A$  = Momento de 1ª ordem no engaste;

$M_C$  = Momento de 1ª ordem no meio do pilar;

- IV.  $\alpha_b = 1,0$ , para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo.

Obs.: O máximo valor de índice de esbeltez que pilares devem possuir é 200. Admite-se  $\lambda > 200$  apenas no caso de postes com força normal menor que  $0,10 \cdot f_{cd} \cdot A_c$ .

– Classificação quanto à esbeltez:

Segundo BASTOS (2015), em função do índice de esbeltez, classifica-se os pilares como:

- a) Pilar curto se  $\lambda \leq 35$ ;
- b) Pilar médio se  $35 \leq \lambda \leq 90$ ;
- c) Pilar medianamente esbelto se  $90 \leq \lambda \leq 140$ ;
- d) Pilar esbelto se  $140 \leq \lambda \leq 200$ ;

Os efeitos locais de segunda ordem, para finalidade de cálculo, são desprezados nos pilares curtos e podem ser considerados nos pilares médios através da utilização da metodologia do pilar padrão com curvatura ou rigidez aproximada. Nos pilares medianamente esbeltos, considera-se a ação dos efeitos locais de 2ª ordem por meio do método do pilar-padrão adotando-se, por sua vez, para a curvatura crítica, diagramas  $N - M - \frac{1}{r}$  considerando-se o efeito da fluência. Já nos pilares esbeltos, utilizar-se-á o método geral de cálculo, também se considerando os efeitos de deformação lenta ao longo da vida útil.

À título de curiosidade, a imensa maioria dos pilares encontrados em edificações comuns são do tipo curto e médio. Pilares medianamente esbeltos e esbeltos são bem menos frequentes de se encontrar.

## 10.8. EXCENTRICIDADE DE 1ª ORDEM

Simplificadamente, as excentricidades ocorrentes em um pilar, são provenientes das excentricidades equivalentes aos momentos fletores da ligação viga/pilar. Admite-se que em tal região há um comportamento monolítico entre os elementos, portanto o conjunto se comporta de forma rígida. As excentricidades de 1ª ordem ou iniciais são comuns em pilares de canto ou de extremidade, devido à descontinuidade das vigas que atuam sobre eles.

As excentricidades de 1ª ordem são dadas por:

$$e_{1A} = \frac{M_{1A}}{N} \quad e_{1B} = \frac{M_{1B}}{N}$$

Onde,

$M_{1A}$  e  $M_{1B}$  = Momento fletores de cálculo nas extremidades A e B, respectivamente;

$N$  = Esforço normal solicitante de cálculo.

Em termos gerais, pode-se dizer que normalmente os momentos iniciais máximos ocorrem nas extremidades do elemento, enquanto que os de 2ª ordem atuam no meio do vão.

Determina-se a excentricidade intermediária através da equação abaixo:

$$e_{1C} = 0,6 \cdot e_{1A} + 0,4 \cdot e_{1B} \geq 0,4 \cdot e_{1A}$$



Com,

$e_{1B} > 0$ , quando  $M_{1A}$  e  $M_{1B}$  tracionarem a mesma face do elemento.

Para este estudo, utilizar-se-á o software Ftool para a modelagem dos elementos e obtenção momentos fletores na base e no topo do pilar nas ligações pilar/viga.

## 10.9. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

O desaprumo ou falta de linearidade entre as extremidades do pilar, pode gerar imperfeições na forma do elemento. A influência de tais imperfeições, segundo a NBR 6118/2014, pode ser substituída por meio da consideração de um momento fletor mínimo de 1ª ordem dado por:

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

Onde,

$N_d$  = Esforço normal solicitante de cálculo;

$h$  = altura total da seção considerada (m).

Quando necessário, devem ser agregados a esse valor os momentos de 2ª ordem.

## 10.10. EFEITOS LOCAIS DE 2ª ORDEM

De acordo com a NBR 6118/2014, no âmbito de seu item 15.8.3, a determinação dos efeitos locais de segunda ordem pode ser feita pelo Método Geral ou por métodos aproximados. O Método Geral é caracterizado pela análise não linear de 2ª ordem realizada com discretização adequada da barra, consideração da relação momento-curvatura real de cada seção e consideração da não linearidade geométrica de forma não aproximada. Para a consideração dos efeitos por meio de métodos aproximados, a referida norma apresenta quatro procedimentos distintos: *método do pilar-padrão com curvatura aproximada* (15.8.3.3.2), *método do pilar-padrão com rigidez k aproximada* (15.8.3.3.3), *método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r* (15.8.3.3.4) e *método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua* (15.8.3.3.5).

Na realização do presente estudo, será utilizado o método do pilar-padrão com curvatura aproximada para o dimensionamento dos pilares selecionados para exemplo.

– Método do pilar-padrão com curvatura aproximada:

Tal método é empregado apenas em pilares com índice de esbeltez menor ou igual a 90 ( $\lambda \leq 90$ ), com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. Considera-se a não linearidade geométrica do elemento de forma aproximada, através da suposição de que a deformação da peça ocorra de forma senoidal. A não linearidade física, por sua vez, é considerada por meio de uma expressão aproximada para a curvatura na seção crítica.

O momento total máximo de cálculo no pilar é dado por:

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

Onde,

$M_{1d,A}$  = o valor de cálculo de 1ª ordem do momento  $M_A$ ;

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\nu+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} = \text{curvatura crítica};$$

Com,

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \text{força normal adimensional};$$

## 10.11. DIMENSIONAMENTO

### 10.11.1. ARMADURA LONGITUDINAL

As armaduras longitudinais são determinadas através do auxílio de ábacos, os quais fornecem coeficientes adimensionais em função das dimensões da seção do elemento, da disposição das barras longitudinais e dos esforços atuantes na peça.

Primeiramente, determina-se os coeficientes  $\mu_d$  e  $\nu$ , através das equações abaixo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Após a obtenção dos valores dos dois parâmetros expostos anteriormente, determina-se o valor do coeficiente  $\omega$ , através do ábaco mais adequado, para finalmente calcular a área de aço necessária à seção através da expressão:

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

### 10.11.2. ARMADURA TRANSVERSAL

As armaduras transversais dos pilares, analogamente ao ocorrido em vigas, é constituída de estribos. Dentre as principais funções de tais elementos, cita-se: auxiliar no posicionamento das armaduras longitudinais, garantindo que elas resistam à flambagem e garantir a costura nas regiões de emendas. Eles devem ser dispostos com espaçamento adequado entre si por toda a altura da peça, sendo obrigatória sua presença nas regiões de cruzamento com vigas e lajes.

### 10.11.3. PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

As premissas expostas a seguir, são requisitos da NBR 6118/2014 para o dimensionamento, detalhamento e execução de pilares de concreto armado.

- Taxa mínima de armadura longitudinal (17.3.5.3.1):

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

- Taxa máxima de armadura longitudinal (17.3.5.3.2):

$$A_{s,máx} = 0,08 \cdot A_c$$

A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição da armadura existente em regiões de emenda, devendo também ser respeitado o disposto em 18.4.2.2 da referida norma.

- Diâmetro mínimo e máximo de barras longitudinais:

O diâmetro mínimo de barras longitudinais de pilares é de 10 mm, enquanto que o máximo não deverá ultrapassar o valor de 1/8 da menor dimensão da seção transversal da peça.

– Disposição das barras longitudinais:

A armadura longitudinal deverá ser disposta ao redor da seção, dessa forma, em seções transversais retangulares, deverá existir pelo menos uma barra em cada canto por exemplo.

– Espaçamento máximo e mínimo das barras longitudinais:

O mínimo espaçamento entre barras longitudinais deverá ser igual ou superior ao maior dos valores expostos abaixo:

$$s \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2 \cdot \text{diâmetro máximo do agregado graúdo} \end{cases}$$

O máximo espaçamento entre barras longitudinais deverá ser igual ou menor ao menor dos valores expostos abaixo:

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot b \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Onde,

$b$  = menor dimensão da seção transversal.

- Diâmetro mínimo da armadura transversal:

O diâmetro dos estribos de pilares não deve ser menor que o maior dos valores expostos abaixo:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_{longitudinal}}{4} \end{cases}$$

- Espacamento máximo da armadura transversal:

O máximo espaçamento entre barras transversais deverá ser igual ou menor ao menor dos valores expostos abaixo:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12 \cdot \phi_{longitudinal}, \text{ para aço CA - 50} \\ 24 \cdot \phi_{longitudinal}, \text{ para aço CA - 25} \end{cases}$$

Onde,

$b$  = menor dimensão da seção transversal.

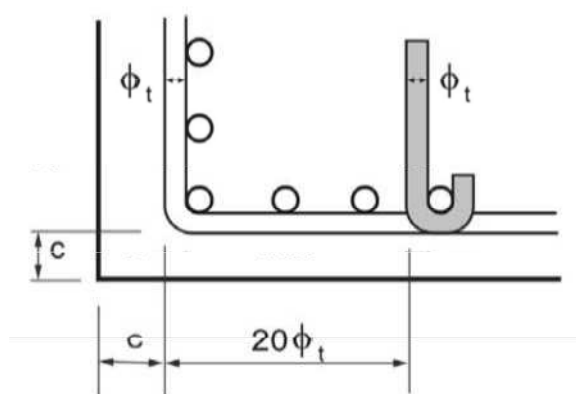
- Estribos suplementares (18.2.4):

Também denominados estribos poligonais e conhecidos popularmente como ganchos de açougueiro, tais elementos devem ser utilizados sempre que houver possibilidade de ocorrência de flambagem das barras longitudinais da peça.

Estarão garantidas contra a flambagem as barras longitudinais posicionadas em seus cantos e abrangidas por eles, situadas no máximo à distância de  $20 \cdot \phi_t$  do canto, se nesse trecho de comprimento  $20 \cdot \phi_t$  não houver mais duas barras, não contando a de canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, deve haver estribos suplementares.

Para estribos suplementares constituídos por barra reta terminada em ganchos de  $90^\circ$  a  $180^\circ$ , a barra deve atravessar toda a extensão da seção do elemento estrutural, e seus ganchos devem envolver a barra longitudinal, conforme:

Figura 43 - Estribos suplementares



Fonte: NBR 6118/2014 (18.2.4)

## 11. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE PILARES

À título de exemplo, a seguir, serão expostos os procedimentos de cálculo para o dimensionamento dos pilares P1 e P4, no lance que se encontra entre os pavimentos Tipo 2 e Tipo 3 do edifício em questão.

### 11.2. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como forma de pré-dimensionamento, estipulou-se pilares com seção transversal inicial de 14 X 26, mínimo valor normativo prescrito pela NBR 6118/2014. O item 13.2.3 da referida norma, estabelece que pilares não podem apresentar dimensão menor que 19 cm, todavia, permite-se a diminuição desse valor até um limite mínimo de 14 cm, desde que se multipliquem-se os esforços solicitantes de cálculo por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ . De qualquer forma, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm<sup>2</sup>.

Para a seção transversal adotada, tem-se, conforme Tabela 13.1 da referida norma:

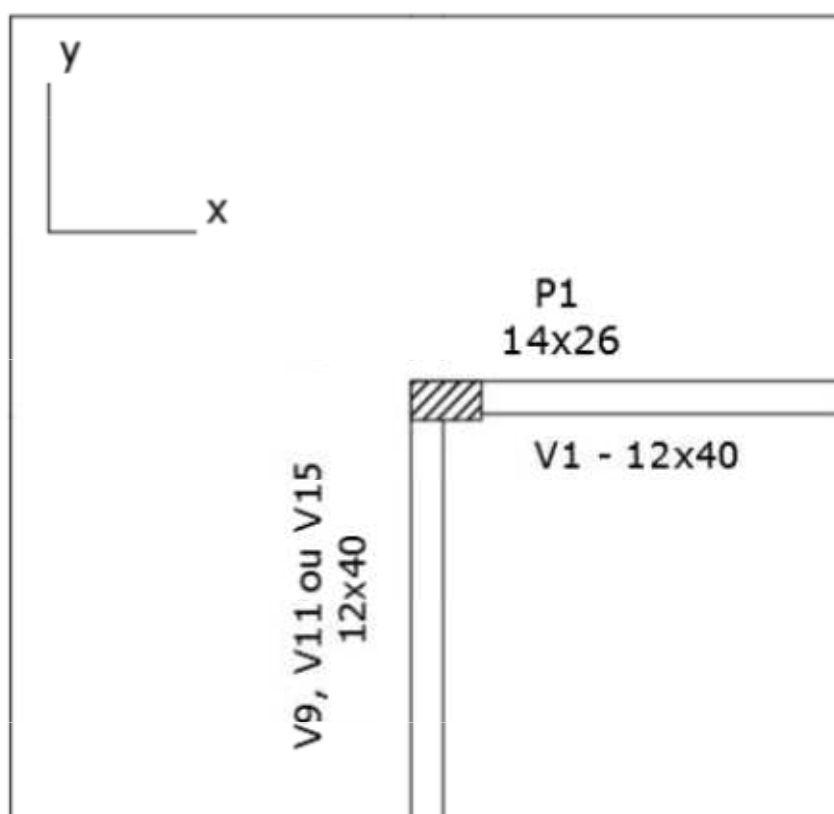
$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b = 1,95 - 0,05 \cdot 14 = 1,25$$

### 11.3. PILAR P1

#### 11.3.1. POSIÇÃO NA PLANTA DE FORMAS



Figura 44 - Pilar P1 planta de formas



Fonte: Do autor.

Analisando-se sua posição na planta de formas, conclui-se que o pilar P1 é um pilar de canto.

### 11.3.2. CARREGAMENTOS

- Peso próprio:

$$g_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot h \cdot A_{seção}$$

$$g_{pp} = 25 \cdot 2,30 \cdot (0,14 \cdot 0,26) = 2,09$$

- Reações das vigas:

Obtiveram-se os seguintes esforços através do software Ftool:

$$V1 \text{ (Cobertura)} = 41,1 \text{ kN};$$

$$V9 \text{ (Cobertura)} = 23,0 \text{ kN};$$

$$V1 \text{ (Tipo 3)} = 47,0 \text{ kN};$$

$$V11 \text{ (Tipo 3)} = 21,2 \text{ kN};$$

$$V1 \text{ (Tipo 2)} = 47,0 \text{ kN};$$

$$V11 \text{ (Tipo 2)} = 21,2 \text{ kN}.$$

O valor da carga axial total do pilar para o estado-limite último é dado por:

$$N_d = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \sum \text{cargas}$$

Tem então:

Tabela 17 - Carregamentos pilar P1

PAVIMENTO	VIGA' (kN)	VIGA'' (kN)	<i>gpp</i> (kN)	Total (kN)	$\Sigma$ (kN)	Nd (kN)
Cobertura	41,10	23,00	2,09	66,19	66,19	115,84
Tipo 3	47,00	21,20	2,09	70,29	136,49	238,85
Tipo 2	47,00	21,20	2,09	70,29	206,78	361,86

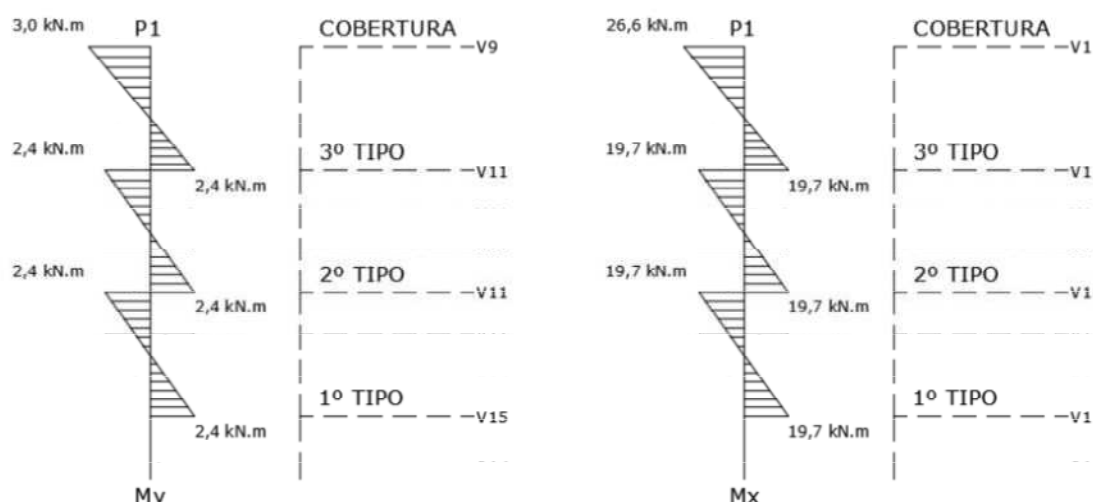
Fonte: Do autor.

### 11.3.3. ESFORÇOS DE 1ª ORDEM

Por se tratar de um pilar de canto, tal elemento está submetido a flexão composta oblíqua, sofrendo influência das vigas ortogonais que chegam até ele.

A determinação dos momentos fletores atuantes foi realizada com o auxílio do software Ftool, através do qual elaborou-se modelos estruturais considerando-se a solidariedade da região pilar/viga.

Figura 45 -Perfil pilar P1



Fonte: Do autor.

Para o lance entre os pavimentos Tipo 2 e Tipo 3, tem-se, portanto:

– Momentos mínimos:

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

$$M_{1dx,min} = 238,85 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,14) = 4,59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1dy,min} = 238,85 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,26) = 5,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

– Esforços finais:

$$M_{1d,x} = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot M_x = 1,4 \cdot 1,25 \cdot 19,7 = 34,48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1d,y} = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot M_y = 1,4 \cdot 1,25 \cdot 2,4 = 4,20 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{1dy,min} \therefore M_{1d,y} = 5,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 11.3.4. COMPRIMENTO EQUIVALENTE

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

– Direção x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,70 - 0,40) + 0,14 = 2,44 \text{ m} \\ 2,70 \end{cases} \quad \therefore l_{ex} = 2,44 \text{ m}$$

– Direção y:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,70 - 0,40) + 0,26 = 2,56 \text{ m} \\ 2,70 \end{cases} \quad \therefore l_{ey} = 2,56 \text{ m}$$

### 11.3.5. ESBELTEZ

– Índice de esbeltez:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \cdot 2,44}{0,14} = 60,30$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \cdot 2,56}{0,26} = 34,07$$

– Esbeltez limite:

Para a direção x, tem-se:

$$e_1 = \frac{M_{1d,x}}{N_d} = \frac{3448}{238,85} = 14,43 \text{ cm}$$

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$$

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{-34,48}{34,48} = 0,2 \therefore \alpha_b = 0,40$$

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

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{14,43}{14}}{0,4} = 94,7$$

A esbeltez limite deve respeitar a condição  $35 \leq \lambda_1 \leq 90$ . Dessa forma, conclui-se que a condição não foi atendida para a direção x. Será necessário modificar a seção do pilar e reiniciar o procedimento.

#### 11.4. PILAR P1 COM SEÇÃO 20X26

Repetir-se-á os procedimentos para uma nova seção, P1 20X26.

##### 11.4.1. CARREGAMENTOS

Tabela 18 - Carregamentos pilar P1 (20x26)

PAVIMENTO	VIGA' (kN)	VIGA'' (kN)	gpp (kN)	Total (kN)	$\Sigma$ (kN)	Nd (kN)
Cobertura	41,10	23,60	2,99	67,69	67,69	94,77
Tipo 3	48,60	23,50	2,99	75,09	142,78	199,89
Tipo 2	48,60	23,50	2,99	75,09	217,87	305,02

Fonte: Do autor.

### 1.1.1. ESFORÇOS DE 1ª ORDEM

– Momentos mínimos:

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

$$M_{1dx,\min} = 199,89 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,20) = 4,20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1dy,\min} = 199,89 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,26) = 4,56 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

– Esforços finais:

$$M_{1d,x} = \gamma_f \cdot M_x = 1,4 \cdot 22,2^* = 31,08 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{1dx,\min} \rightarrow \text{OK!}$$

$$M_{1d,y} = \gamma_f \cdot M_y = 1,4 \cdot 4,7^* = 6,58 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{1dy,\min} \rightarrow \text{OK!}$$

\* Obs.: Valores de momento para a nova seção, 20x26.

### 11.4.2. COMPRIMENTO EQUIVALENTE

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

– Direção x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,70 - 0,40) + 0,20 = 2,50 \text{ m} \\ 2,70 \end{cases} \quad \therefore l_{ex} = 2,50 \text{ m}$$

– Direção y:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,70 - 0,40) + 0,26 = 2,56 \text{ m} \\ 2,70 \end{cases} \quad \therefore l_{ey} = 2,56 \text{ m}$$

### 11.4.3. ESBELTEZ

– Índice de esbeltez:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \cdot 2,50}{0,20} = 43,25$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \cdot 2,56}{0,26} = 34,07$$

– Esbeltez limite:

Para a direção x, tem-se:

$$e_1 = \frac{M_{1d,x}}{N_d} = \frac{3108}{199,89} = 15,55 \text{ cm}$$

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$$

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{-31,08}{31,08} = 0,2 \therefore \alpha_b = 0,40$$

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

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{15,55}{20}}{0,4} = 86,8$$

Não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem nessa direção, pois  $\lambda_x < \lambda_1$ .

Para a direção y, tem-se:

$$\lambda_y = 34,07 < 35$$

Portanto, também não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem nessa direção.

#### 11.4.4. ARMADURA LONGITUDINAL

– Estimativa inicial:

Adotar-se-á, inicialmente, 3 cm de camada de cobrimento, barras longitudinais de 10 mm e estribos de 5 mm. Dessa forma, tem-se:

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$$

$$d' = 3 + 0,5 + \frac{1,0}{2} = 4,0 \text{ cm}$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{4,0}{20} = 0,2$$

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{4,0}{26} = 0,15$$

– Ábaco:

Adotar-se-á, inicialmente, tentativa de solução para ábaco A-56, conforme Pinheiro (1994).



$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{199,89}{(0,2 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right)} = 0,22$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{31,08}{(0,2 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right) \cdot (0,20)} = 0,17$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_y} = \frac{6,58}{(0,2 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right) \cdot (0,26)} = 0,03$$

$$\omega \cong 0,33$$

– Área de aço:

$$A_s = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,33 \cdot (20 \cdot 26) \cdot \frac{\left(\frac{2,5}{1,4}\right)}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 7,03 \text{ cm}^2$$

Seriam necessárias aproximadamente 5 barras de 10 mm, porém, conforme o ábaco, a armadura deve ser simétrica na seção. Adotar-se-á, então, 4 barras de 16,0 mm.

$$A_{s,ef} = 4 \cdot 2,01 = 8,04 \text{ cm}^2$$

– Limites mínimos e máximos de área de aço:

$$\rho = \frac{n \cdot A_{barra}}{A_c} = \frac{4 \cdot 2,01}{(20 \cdot 26)} = 0,015 = 1,5\% \begin{cases} > 0,4\% \\ < 8\% \end{cases} \rightarrow OK!$$

$$A_{s,\min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{199,89}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 0,69 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{s,\min}}{A_c} = \frac{0,69}{(20 \cdot 26)} = 0,13\% < 0,4\% \rightarrow OK!$$

– Espaçamento máximo:

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot b \\ 40 \text{ cm} \end{cases} = \begin{cases} 2 \cdot 20 \\ 40 \text{ cm} \end{cases} = 40 \text{ cm}$$

$$s = \frac{h - 2c - (n \cdot \phi_l) - 2\phi_t}{n - 1} = \frac{26 - 2 \cdot 3 - (2 \cdot 1,6) - 2 \cdot 0,5}{2 - 1} = 15,8 \text{ cm} < 40$$

– Comprimento de traspasse:

$$f_{cta} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{cta} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,28 = 2,89 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi_l}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{\left(\frac{50}{1,15}\right)}{2,89} = 60,18 \text{ cm}$$

$$l_{b,\min} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b \\ 20 \text{ cm} \\ 15 \cdot \phi_l \end{cases} = \begin{cases} 0,6 \cdot 60,18 = 36,12 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm} \end{cases} \cong 37 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,0 \cdot 60,18 \cdot \frac{7,03}{8,04} = 52,62 \text{ cm} \cong 53 \text{ cm}$$

#### 11.4.5. ARMADURA TRANSVERSAL

- Diâmetro mínimo:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} = \frac{16}{4} = 4 \text{ mm} \end{cases}$$

Adotar-se-á barras de 5,0 mm.

- Espaçamento:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 20 \\ 12 \cdot \phi_l = 12 \cdot 1,6 = 19,2 \end{cases}$$

Adotar-se-á espaçamento de 19 cm.

- Quantidade de barras:

$$n = \frac{h}{s} + 1 = \frac{270}{19} + 1 = 15,21 \cong 16 \text{ barras}$$

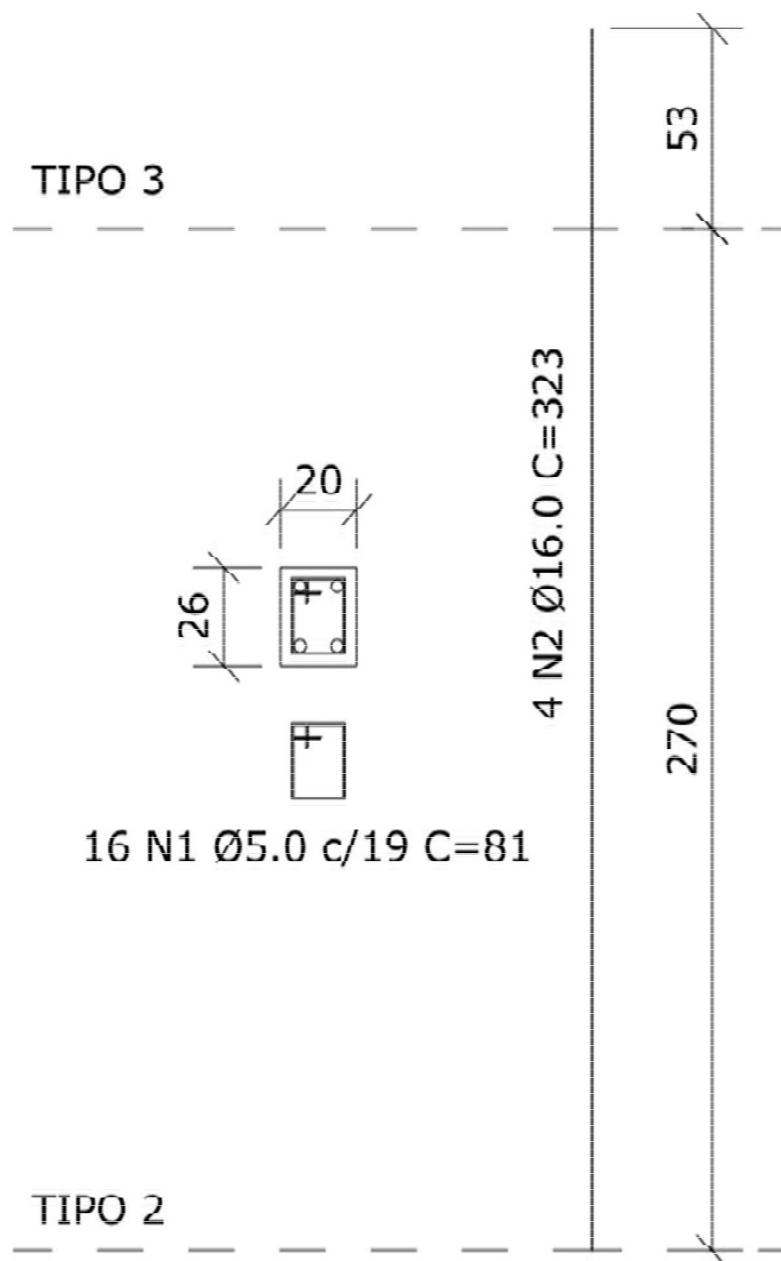
- Estribos suplementares:

-

Não há necessidade de estribos suplementares, pois não há barras centrais na peça.

### 11.4.6. DETALHAMENTO

Figura 46 - Detalhamento pilar P1 (20X26)

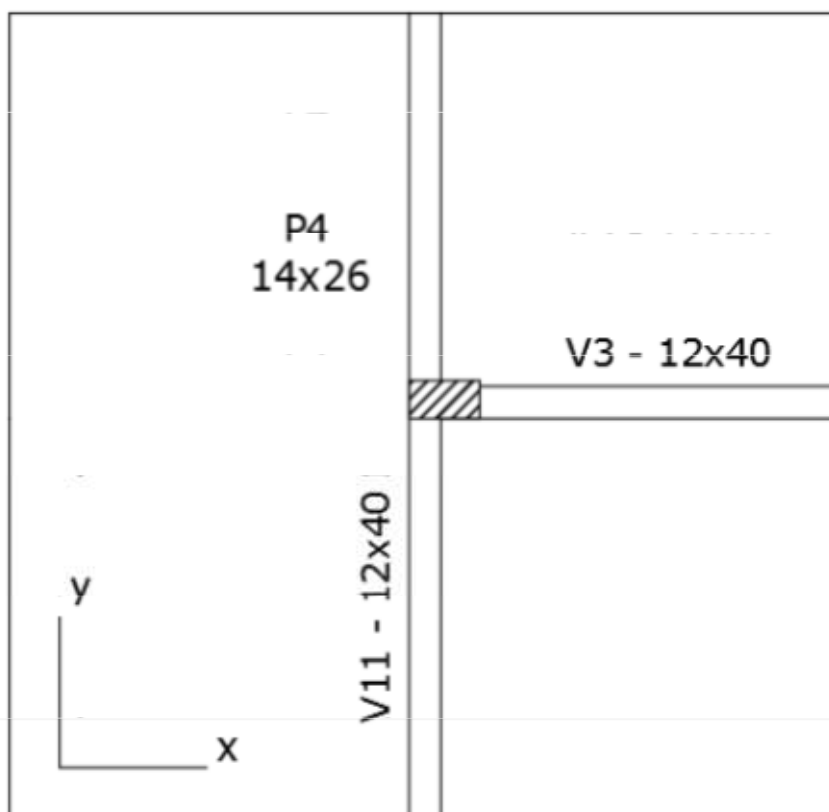


Fonte: Do autor.

## 11.5. PILAR P4

### 11.5.1. POSIÇÃO NA PLANTA DE FORMAS

Figura 47 - Pilar P4 planta de formas



Fonte: Do autor.

Analisando-se sua posição na planta de formas, conclui-se que o pilar P1 é um pilar de extremidade.

### 11.5.2. CARREGAMENTOS

- Peso próprio:

$$g_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot h \cdot A_{seção}$$

$$g_{pp} = 25,230 \cdot (0,14,0,26) = 2,09$$

– Reações das vigas:

Obtiveram-se os seguintes esforços através do software Ftool:

$$V9 \text{ (Cobertura)} = 70,9 \text{ kN};$$

$$V3 \text{ (Tipo 3)} = 74,1 \text{ kN};$$

$$V11 \text{ (Tipo 3)} = 50,4 \text{ kN};$$

$$V3 \text{ (Tipo 2)} = 74,1 \text{ kN};$$

$$V11 \text{ (Tipo 2)} = 50,4 \text{ kN}.$$

O valor da carga axial total do pilar para o estado-limite último é dado por:

$$N_d = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \sum \text{cargas}$$

Tem então:

Tabela 19 - Carregamentos pilar P4

PAVIMENTO	VIGA' (kN)	VIGA'' (kN)	$g_{pp}$ (kN)	Total (kN)	$\Sigma$ (kN)	Nd (kN)
Cobertura	70,90	0,00	2,09	72,99	72,99	127,74
Tipo 3	74,10	50,40	2,09	126,59	199,59	349,28
Tipo 2	74,10	50,40	2,09	126,59	326,18	570,81

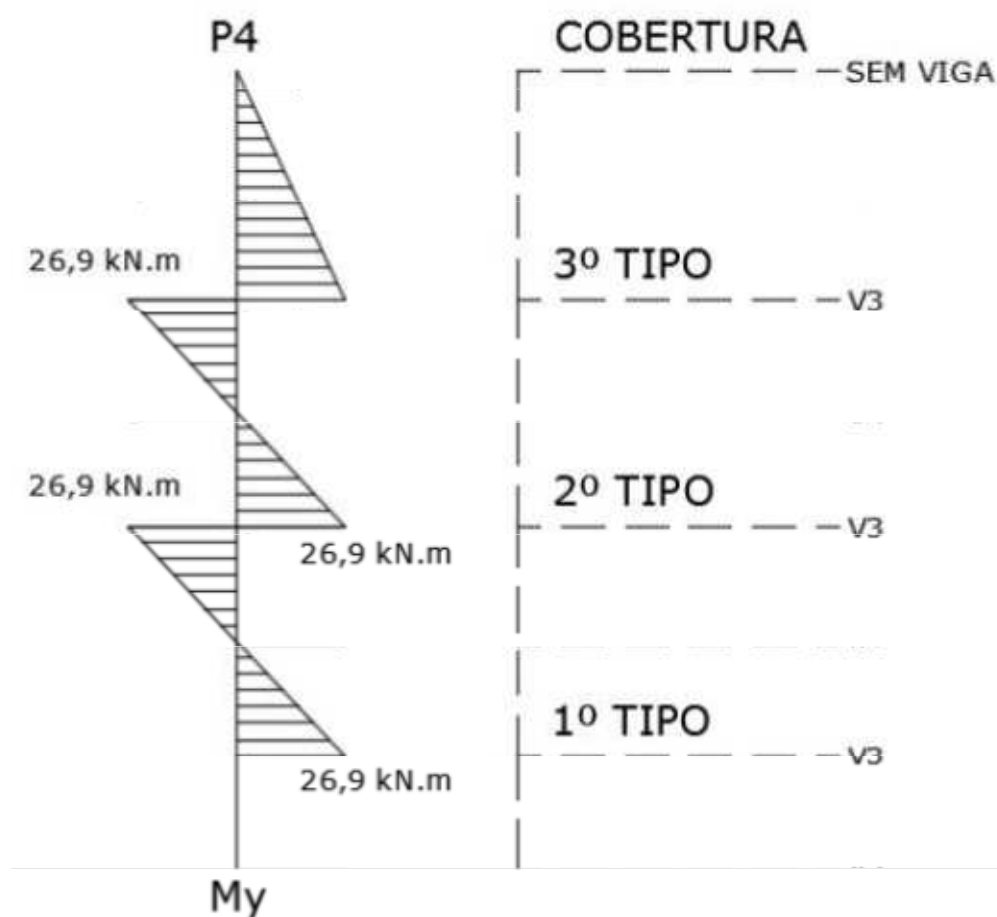
Fonte: Do autor.

### 11.5.3. ESFORÇOS DE 1ª ORDEM

A determinação dos momentos fletores atuantes foi realizada com o auxílio do software Ftool, através do qual elaborou-se modelos estruturais considerando-se a solidariedade da região pilar/viga.

O pilar está submetido a flexão composta normal. Os momentos atuantes provem da viga paralela a maior dimensão do pilar. Das vigas perpendiculares a esta dimensão considerar-se-á somente as forças normais de reação de apoio.

Figura 48 - Perfil pilar P4



Fonte: Do autor.

Para o lance entre os pavimentos Tipo 2 e Tipo 3, tem-se, portanto:

- Momentos mínimos:

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

$$M_{1dx,min} = 349,28 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,14) = 6,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1dy,min} = 349,28 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,26) = 7,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

– Esforços finais:

$$M_{1d,x} = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot M_x = 1,4 \cdot 1,25 \cdot 0 = 0 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{1dx,min} \therefore M_{1d,x} = 6,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot M_y = 1,4 \cdot 1,25 \cdot 26,9 = 47,08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### 11.5.4. COMPRIMENTO EQUIVALENTE

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

– Direção x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,70 - 0,40) + 0,14 = 2,44 \text{ m} \\ 2,70 \end{cases} \therefore l_{ex} = 2,44 \text{ m}$$

– Direção y:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,70 - 0,40) + 0,26 = 2,56 \text{ m} \\ 2,70 \end{cases} \therefore l_{ey} = 2,56 \text{ m}$$

#### 11.5.5. ESBELTEZ

– Índice de esbeltez:



$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \cdot 2,44}{0,14} = 60,30$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \cdot 2,56}{0,26} = 34,07$$

– Eslotez limite:

Para a direção x, tem-se:

$$e_1 = \frac{M_{1d,x}}{N_d} = \frac{671}{349,28} = 1,92 \text{ cm}$$

$$M_{1d,x} < M_{1dx,mín} \therefore \alpha_b = 1$$

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

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{1,92}{14}}{1} = 26,71$$

É necessário considerar os efeitos de 2ª ordem nessa direção, pois  $\lambda_x > \lambda_1$ .

Para a direção y, tem-se:

Não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem nessa direção pois  $\lambda_y < 35$ .

### 11.5.6. EFEITOS DE 2ª ORDEM

Para a direção x, tem-se:

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

- Força normal adimensional:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{349,28}{14 \cdot 26 \cdot \left(\frac{2,5}{1,4}\right)} = 0,54$$

- Curvatura na direção x:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,14 \cdot (0,54 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = 0,034 < 0,036$$

- Momento de 2ª ordem na direção x:

$$M_{d,tot} = 1 \cdot 6,71 + 349,28 \cdot \frac{2,44^2}{10} \cdot 0,034 = 13,78 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### 11.5.7. SITUAÇÕES DE CÁLCULO

- Nas extremidades:

$$\begin{cases} N_d = 349,28 \text{ kN} \\ M_{1d,x} = 6,71 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} N_d &= 349,28 \text{ kN} \\ M_{1d,y} &= 47,08 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- Na seção intermediária:

$$\begin{cases} N_d = 349,28 \text{ kN} \\ M_{2d,x} = 13,78 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

### 11.5.8. ARMADURA LONGITUDINAL

- Estimativa inicial:

Adotar-se-á, inicialmente, 3 cm de camada de cobrimento, barras longitudinais de 10 mm e estribos de 5 mm. Dessa forma, tem-se:

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$$

$$d' = 3 + 0,5 + \frac{1,0}{2} = 4,0 \text{ cm}$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{4,0}{20} = 0,2$$

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{4,0}{26} = 0,15$$

– Ábaco:

Adotar-se-á, inicialmente, tentativa de solução para ábaco A-55, conforme Pinheiro (1994).

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{349,28}{(0,14 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right)} = 0,54$$

Para seção na extremidade:

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{6,71}{(0,14 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right) \cdot (0,14)} = 0,07$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_y} = \frac{47,08}{(0,14 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right) \cdot (0,26)} = 0,28$$

$$\omega \cong 0,77$$

Para seção intermediária:

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{13,78}{(0,14 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right) \cdot (0,14)} = 0,15$$

$$\omega \cong 0,30$$

– Área de aço:

$$A_s = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,77 \cdot (14 \cdot 26) \cdot \frac{\left(\frac{2,5}{1,4}\right)}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 11,51 \text{ cm}^2$$

Seriam necessárias aproximadamente 15 barras de 10 mm, porém, conforme o ábaco, a armadura deve ser simétrica na seção. Adotar-se-á, então, 6 barras de 16,0 mm.

$$A_{s,ef} = 6 \cdot 2,01 = 12,06 \text{ cm}^2$$

– Limites mínimos e máximos de área de aço:

$$\rho = \frac{n \cdot A_{barra}}{A_c} = \frac{6 \cdot 2,01}{(14 \cdot 26)} = 0,033 = 3,3\% \quad \begin{cases} > 0,4\% \\ < 8\% \end{cases} \rightarrow OK!$$

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{349,28}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 1,21 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{s,min}}{A_c} = \frac{1,21}{(20 \cdot 26)} = 0,33\% < 0,4\% \rightarrow OK!$$

– Espacamento máximo:

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot b \\ 40 \text{ cm} \end{cases} = \begin{cases} 2 \cdot 14 \\ 40 \text{ cm} \end{cases} = 28 \text{ cm}$$

$$s = \frac{h - 2c - (n \cdot \phi_l) - 2\phi_t}{n - 1} = \frac{26 - 2 \cdot 3 - (3 \cdot 1,6) - 2 \cdot 0,5}{3 - 1} = 7,1 \text{ cm} < 28 \text{ cm}$$

– Comprimento de traspasse:

$$f_{ctd} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,28 = 2,89 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi_l}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{\left(\frac{500}{1,15}\right)}{2,89} = 60,18 \text{ cm}$$

$$l_{b,\min} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b \\ 20 \text{ cm} \\ 15 \cdot \phi_l \end{cases} = \begin{cases} 0,6 \cdot 60,18 = 36,12 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm} \end{cases} \cong 37 \text{ cm}$$

$$l_{b,\text{nec}} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,\text{cal}}}{A_{s,\text{ef}}} = 1,0 \cdot 60,18 \cdot \frac{11,51}{12,06} = 57,43 \text{ cm} \cong 58 \text{ cm}$$

### 11.5.9. ARMADURA TRANSVERSAL

– Diâmetro mínimo:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} = \frac{16}{4} = 4 \text{ mm} \end{cases}$$

Adotar-se-á barras de 5,0 mm.

– Espacamento:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 14 \\ 12 \cdot \phi_t = 12 \cdot 1,6 = 19,2 \end{cases}$$

Adotar-se-á espaçamento de 14 cm.

– Quantidade de barras:

$$n = \frac{h}{s} + 1 = \frac{270}{14} + 1 = 15,21 \cong 20 \text{ barras}$$

– Estribos suplementares:

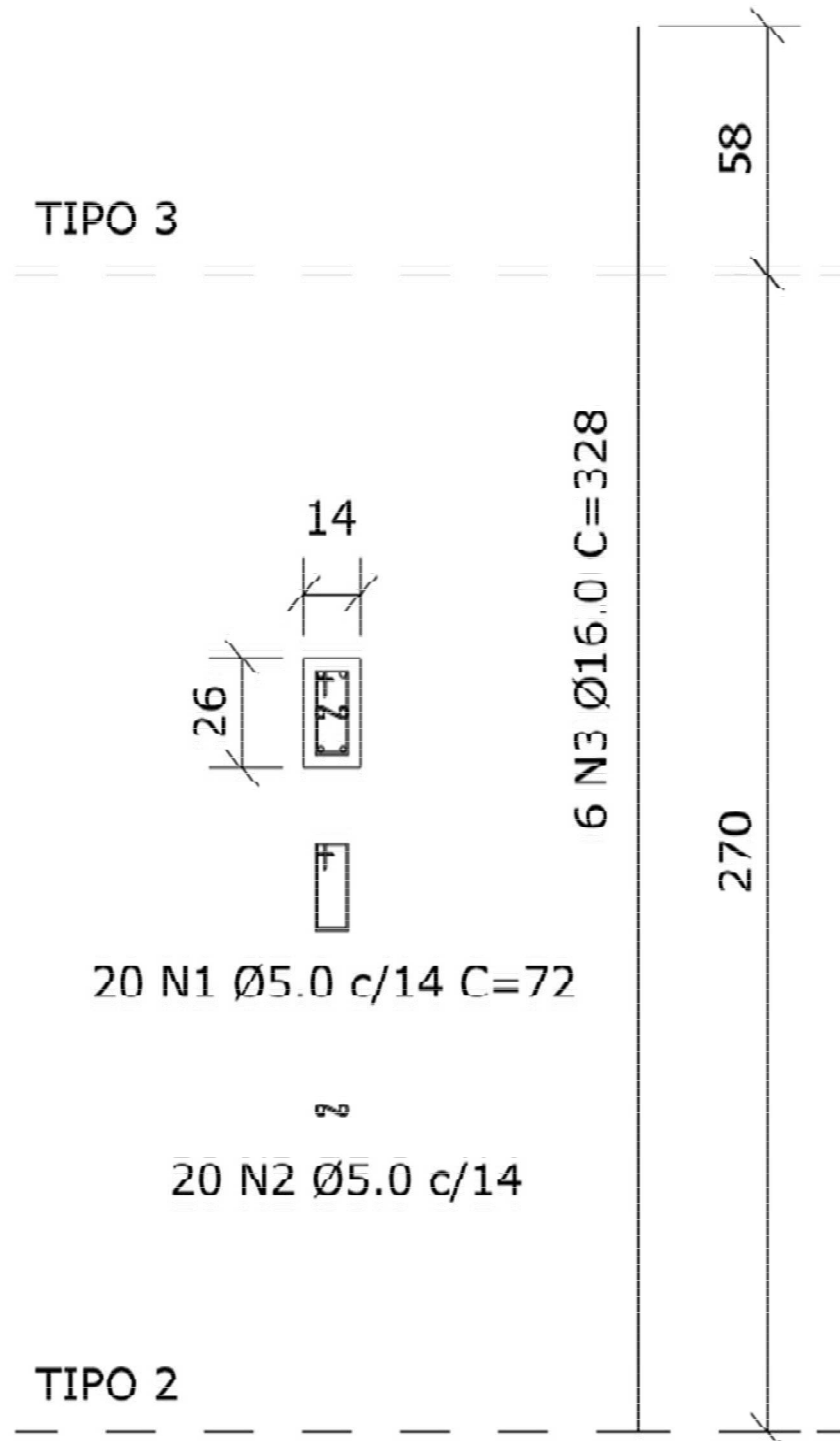
–

$$20 \cdot \phi_t = 20 \cdot 0,5 = 10 \text{ cm}$$

As barras centrais estão dispostas a uma distância maior que o limite de 10 cm, portanto há necessidade de estribos suplementares.

#### 11.5.10. DETALHAMENTO

Figura 49 - Detalhamento pilar P4



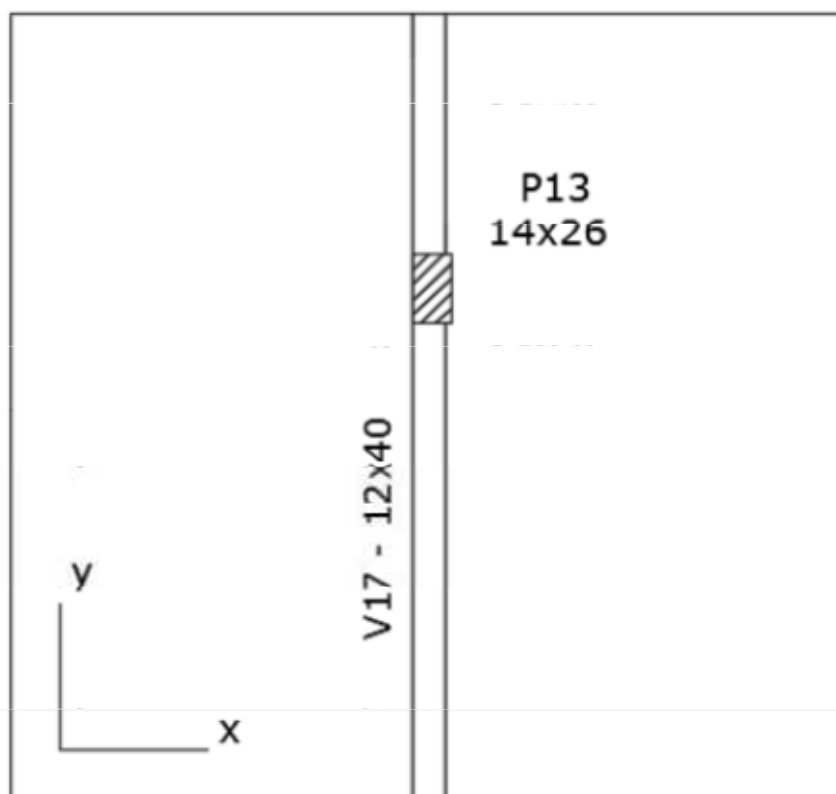
Fonte: Do autor.



## 11.6. PILAR P13

### 11.6.1. POSIÇÃO NA PLANTA DE FORMAS

Figura 50 - Pilar P13 planta de formas



Fonte: Do autor.

Analisando-se sua posição na planta de formas, conclui-se que o pilar P1 é um pilar interno. Afim de simplificar os procedimentos, o pilar será considerado perfeitamente centrado.

### 11.6.2. CARREGAMENTOS

- Peso próprio:

$$g_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot h \cdot A_{seção}$$

$$g_{pp} = 25 \cdot 2,30 \cdot (0,14 \cdot 0,26) = 2,09$$

– Reações das vigas:

Obtiveram-se os seguintes esforços através do software Ftool:

$$V17 \text{ (Cobertura)} = 154,90 \text{ kN};$$

$$V17 \text{ (Tipo 3)} = 268,10 \text{ kN};$$

$$V17 \text{ (Tipo 2)} = 268,10 \text{ kN};$$

O valor da carga axial total do pilar para o estado-limite último é dado por:

$$N_d = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \sum \text{cargas}$$

Tem então:

Tabela 20 - Carregamentos pilar P13

PAVIMENTO	VIGA' (kN)	$g_{pp}$ (kN)	Total (kN)	$\Sigma$ (kN)	Nd (kN)
Cobertura	154,90	2,09	156,99	156,99	274,74
Tipo 3	268,10	2,09	270,19	427,19	747,58
Tipo 2	268,10	2,09	270,19	697,38	1220,41

Fonte: Do autor.

### 11.6.3. ESFORÇOS DE 1ª ORDEM

– Momentos iniciais:

$$M_{1dx} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1dy} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

– Momentos mínimos:

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

$$M_{1dx,min} = 747,58 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,14) = 14,35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1dy,min} = 747,58 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,26) = 17,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

– Esforços finais:

$$M_{1d,x} = 14,35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} = 17,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### 11.6.4. COMPRIMENTO EQUIVALENTE

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

– Direção x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,70 - 0,40) + 0,14 = 2,44 \text{ m} \\ 2,70 \end{cases} \quad \therefore l_{ex} = 2,44 \text{ m}$$

– Direção y:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,70 - 0,40) + 0,26 = 2,56 \text{ m} \\ 2,70 \end{cases} \quad \therefore l_{ey} = 2,56 \text{ m}$$

### 11.6.5. ESBELTEZ

– Índice de esbeltez:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \cdot 2,44}{0,14} = 60,30$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \cdot 2,56}{0,26} = 34,07$$

– Esbeltez limite:

Para a direção x, tem-se:

$$e_1 = \frac{M_{1d,x}}{N_d} = \frac{1435}{747,58} = 1,92 \text{ cm}$$

$$M_{1d,x} < M_{1dx,\text{mín}} \therefore \alpha_b = 1$$

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

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{1,92}{14}}{1} = 26,71$$

É necessário considerar os efeitos de 2ª ordem nessa direção, pois  $\lambda_y > \lambda_1$ .

Para a direção y, tem-se:

Não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem nessa direção pois  $\lambda_y < 35$ .

### 11.6.6. EFEITOS DE 2ª ORDEM

Para a direção x, tem-se:

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

– Força normal adimensional:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{747,58}{14 \cdot 26 \cdot \left(\frac{2,5}{1,4}\right)} = 1,15$$

– Curvatura na direção x:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,14 \cdot (1,15 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = 0,022 < 0,036$$

– Momento de 2ª ordem na direção x:

$$M_{d,tot} = 1 \cdot 14,35 + 747,58 \cdot \frac{2,44^2}{10} \cdot 0,022 = 24,14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### 11.6.7. SITUAÇÕES DE CÁLCULO

– Nas extremidades:

$$\begin{cases} N_d = 747,58 \text{ kN} \\ M_{1d,x} = 14,35 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_d = 747,58 \text{ kN} \\ M_{1d,y} = 17,04 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

– Na seção intermediária:

$$\begin{cases} N_d = 747,58 \text{ kN} \\ M_{2d,x} = 24,14 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

### 11.6.8. ARMADURA LONGITUDINAL

– Estimativa inicial:

Adotar-se-á, inicialmente, 3 cm de camada de cobrimento, barras longitudinais de 10 mm e estribos de 5 mm. Dessa forma, tem-se:

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$$

$$d' = 3 + 0,5 + \frac{1,0}{2} = 4,0 \text{ cm}$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{4,0}{20} = 0,2$$

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{4,0}{26} = 0,15$$

– Ábaco:

Adotar-se-á, inicialmente, tentativa de solução para ábaco A-55, conforme Pinheiro (1994).

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{747,58}{(0,14 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right)} = 1,15$$

Para seção na extremidade:

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{14,35}{(0,14 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right) \cdot (0,14)} = 0,16$$

$$\omega \cong 0,85$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_y} = \frac{17,04}{(0,14 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right) \cdot (0,26)} = 0,10$$

$$\omega \cong 0,64$$

Para seção intermediária:

$$\mu_x = \frac{M_{2x,d}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{24,14}{(0,14 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right) \cdot (0,14)} = 0,27$$

$$\omega \cong 1,30$$

– Área de aço:

$$A_s = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1,30 \cdot (14 \cdot 26) \cdot \frac{\left(\frac{2,5}{1,4}\right)}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 19,44 \text{ cm}^2$$

A área de aço necessária é demasiada grande, de maneira que seriam necessárias aproximadamente 10 barras de 16 mm, por exemplo. Dessa forma, julga-se prudente aumentar a seção do pilar para 20x26.

### 11.7. PILAR P13 COM SEÇÃO 20X26

Repetir-se-á os procedimentos para uma nova seção, P1 20X26.



### 11.7.1. CARREGAMENTOS

Tabela 21 - Carregamentos pilar P13 (20x26)

PAVIMENTO	VIGA' (kN)	gpp (kN)	Total (kN)	Σ (kN)	Nd (kN)
Cobertura	154,90	2,99	157,89	157,89	221,05
Tipo 3	267,90	2,99	270,89	428,78	600,29
Tipo 2	267,90	2,99	270,89	699,67	979,54

Fonte: Do autor.

### 11.7.2. ESFORÇOS DE 1ª ORDEM

- Momentos iniciais:

$$M_{1dx} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1dy} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Momentos mínimos:

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

$$M_{1dx,min} = 600,29 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,20) = 12,61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1dy,min} = 600,29 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,26) = 13,69 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Esforços finais:

$$M_{1d,x} = 12,61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{1d,y} = 13,69 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### 11.7.3. COMPRIMENTO EQUIVALENTE

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

– Direção x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,70 - 0,40) + 0,20 = 2,50 \text{ m} \\ 2,70 \end{cases} \quad \therefore l_{ex} = 2,50 \text{ m}$$

– Direção y:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,70 - 0,40) + 0,26 = 2,56 \text{ m} \\ 2,70 \end{cases} \quad \therefore l_{ey} = 2,56 \text{ m}$$

### 11.7.4. ESBELTEZ

– Índice de esbeltez:

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \cdot 2,50}{0,20} = 43,25$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \cdot 2,56}{0,26} = 34,07$$

– Esbeltez limite:

Para a direção x, tem-se:

$$e_1 = \frac{M_{1d,x}}{N_d} = \frac{1261}{600,29} = 2,10 \text{ cm}$$

$$M_{1d,x} < M_{1dx,\text{mín}} \therefore \alpha_b = 1$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{2,10}{20}}{1} = 26,31$$

É necessário considerar os efeitos de 2ª ordem nessa direção, pois  $\lambda_y > \lambda_1$ .

Para a direção y, tem-se:

Não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem nessa direção pois  $\lambda_y < 35$ .

### 11.7.5. EFEITOS DE 2ª ORDEM

Para a direção x, tem-se:

- Força normal adimensional:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{600,29}{20 \cdot 26 \cdot \left(\frac{2,5}{1,4}\right)} = 0,65$$

- Curvatura na direção x:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,20 \cdot (0,65 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = 0,022 < 0,036$$

- Momento de 2ª ordem na direção x:

$$M_{d,tot} = 1 \cdot 12,61 + 600,29 \cdot \frac{2,50^2}{10} \cdot 0,022 = 20,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### 11.7.6. SITUAÇÕES DE CÁLCULO

- Nas extremidades:

$$\begin{cases} N_d = 600,29 \text{ kN} \\ M_{1d,x} = 12,61 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_d = 600,29 \text{ kN} \\ M_{1d,y} = 13,69 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

- Na seção intermediária:

$$\begin{cases} N_d = 600,29 \text{ kN} \\ M_{2d,x} = 20,86 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

### 11.7.7. ARMADURA LONGITUDINAL

- Estimativa inicial:

Adotar-se-á, inicialmente, 3 cm de camada de cobrimento, barras longitudinais de 10 mm e estribos de 5 mm. Dessa forma, tem-se:

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$$

$$d' = 3 + 0,5 + \frac{1,0}{2} = 4,0 \text{ cm}$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{4,0}{20} = 0,2$$

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{4,0}{26} = 0,15$$

– Ábaco:

Adotar-se-á, inicialmente, tentativa de solução para ábaco A-56, conforme Pinheiro (1994).

$$v = 0,65$$

Para seção na extremidade:

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{12,61}{(0,20 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right) \cdot (0,20)} = 0,07$$

$$\omega \cong 0$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_y} = \frac{13,69}{(0,20 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right) \cdot (0,26)} = 0,06$$

$$\omega \cong 0$$

Para seção intermediária:

$$\mu_x = \frac{M_{2x,d}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h_x} = \frac{20,86}{(0,20 * 0,26) \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right) \cdot (0,20)} = 0,11$$

$$\omega \cong 0,15$$

– Área de aço:

$$A_s = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,15 \cdot (20 \cdot 26) \cdot \frac{\left(\frac{2,5}{1,4}\right)}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 3,20 \text{ cm}^2$$

Adotar-se-á 4 barras de 12,5 mm.

$$A_{s,ef} = 4 \cdot 1,23 = 4,92 \text{ cm}^2$$

– Limites mínimos e máximos de área de aço:

$$\rho = \frac{n \cdot A_{barra}}{A_c} = \frac{4 \cdot 1,23}{(20 \cdot 26)} = 0,95\% \quad \left\{ \begin{array}{l} > 0,4\% \\ < 8\% \end{array} \right. \rightarrow OK!$$

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{600,29}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 2,07 \text{ cm}^2$$

– Espacamento máximo:

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot b \\ 40 \text{ cm} \end{cases} = \begin{cases} 2 \cdot 20 \\ 40 \text{ cm} \end{cases} = 40 \text{ cm}$$

$$s = \frac{h - 2c - (n \cdot \phi_l) - 2\phi_t}{n - 1} = \frac{26 - 2 \cdot 3 - (3 \cdot 1,23) - 2 \cdot 0,5}{3 - 1} = 7,66 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

– Comprimento de traspasse:

$$f_{ctd} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,28 = 2,89 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi_l}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,23}{4} \cdot \frac{\left(\frac{500}{1,15}\right)}{2,89} = 46,26 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b \\ 20 \text{ cm} \\ 15 \cdot \phi_l \end{cases} = \begin{cases} 0,6 \cdot 46,26 = 27,76 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 15 \cdot 1,23 = 18,45 \text{ cm} \end{cases} \cong 28 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1,0 \cdot 46,26 \cdot \frac{3,20}{4,92} = 30,09 \text{ cm} \cong 31 \text{ cm}$$

### 11.7.8. ARMADURA TRANSVERSAL

- Diâmetro mínimo:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} = \frac{12,5}{4} = 3,125 \text{ mm} \end{cases}$$

Adotar-se-á barras de 5,0 mm.

- Espaçamento:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 20 \\ 12 \cdot \phi_l = 12 \cdot 1,25 = 15 \end{cases}$$

Adotar-se-á espaçamento de 15 cm.

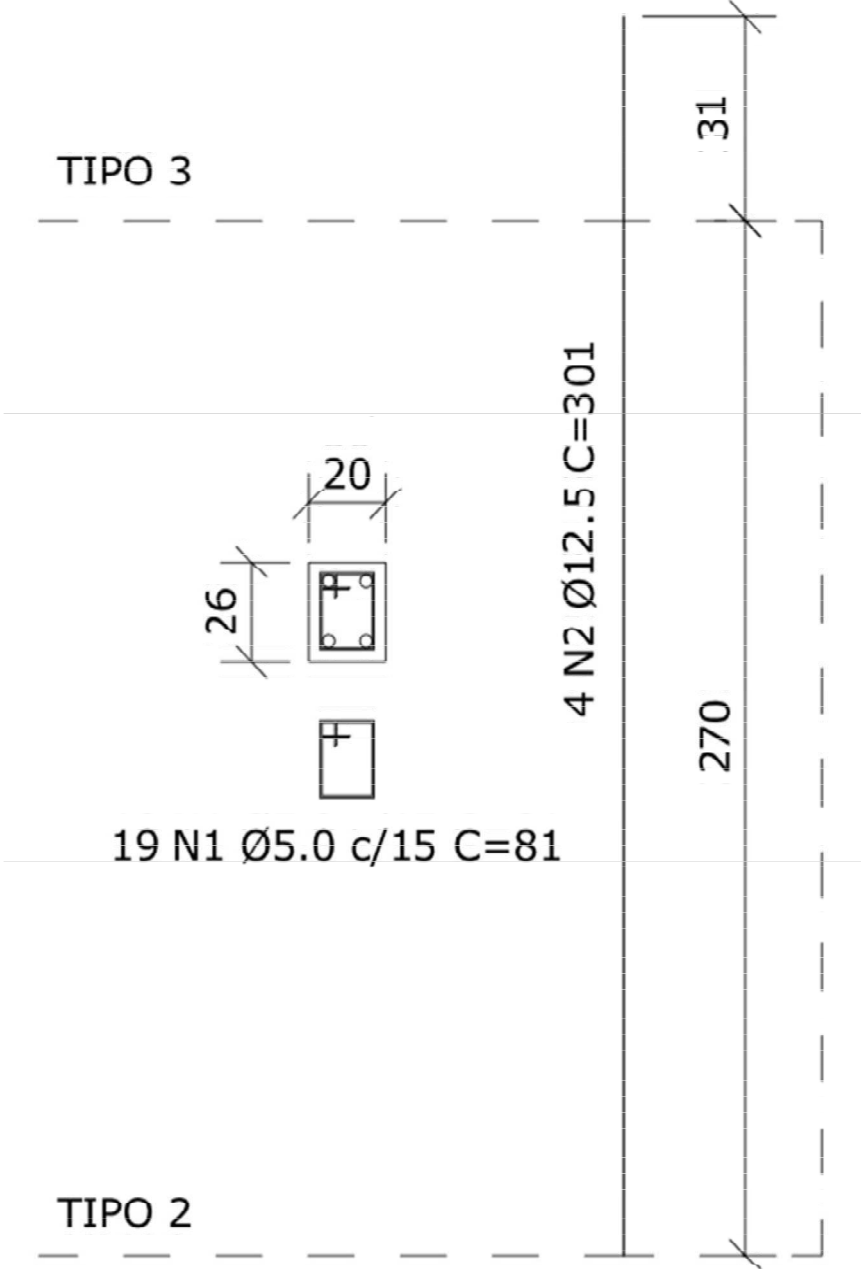
- Quantidade de barras:

$$n = \frac{h}{s} + 1 = \frac{270}{15} + 1 = 19 \text{ barras}$$

### 11.7.9. DETALHAMENTO



Figura 51 - Detalhamento pilar P4



Fonte: Do autor.

## **12. DIMENSIONAMENTO ATRAVÉS DO SOFTWARE EBERICK**

### **12.2. O SOFTWARE**

A ferramenta computacional Eberick, desenvolvida pela empresa AltoQi, é um sistema digital, ambientado para a plataforma Windows, cuja principal função é auxiliar o projetista estrutural no desenvolvimento e análise de projetos estruturais de elementos isolados e/ou edificações de múltiplos pisos em concreto armado, segundo as prescrições da NBR 6118.

O programa engloba as etapas de lançamento, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento final dos elementos pertencentes a estrutura, através de uma interface gráfica de entrada de dados. Suas análises fundamentam-se no modelo de pórtico espacial, sendo possível a visualização tridimensional da estrutura modelada, bem como, exportação de arquivos em formato DWG, DXF, IFC, STL, etc.

O software é estruturado em módulos, através dos quais o usuário está apto a customizar suas funcionalidades de acordo com suas reais necessidades e/ou especialidades. Cada módulo pode ser adquirido separadamente por meio de solicitação junto à empresa detentora e, uma vez habilitado, seus recursos serão agregados diretamente a interface do programa. Atualmente, o Eberick dispõe de 37 módulos subdivididos em 8 grandes grupos: Lajes, Paredes e reservatórios, Vigas, Fundações, Pilares, Elementos inclinados, Muros e Elementos gerais.

### **12.3. CAPACITAÇÃO PARA USO**

A empresa AltoQi Tecnologia Aplicada à Engenharia, além de desenvolver e comercializar os direitos de uso do software Eberick, também disponibiliza, através de sua subsidiária QiTec, cursos e materiais didáticos para capacitação e preparação de seus usuários e clientes em geral.

Com o intuito de familiarização com a ferramenta, tornando seu uso o mais adequado e responsável possível, realizou-se um curso presencial de capacitação para a versão V10 do

software Eberick. As aulas foram ministradas pela empresa QiTec na cidade de Florianópolis/SC, durante os dias 26, 27 e 28 de agosto de 2016.

#### 12.4. PREMISSAS

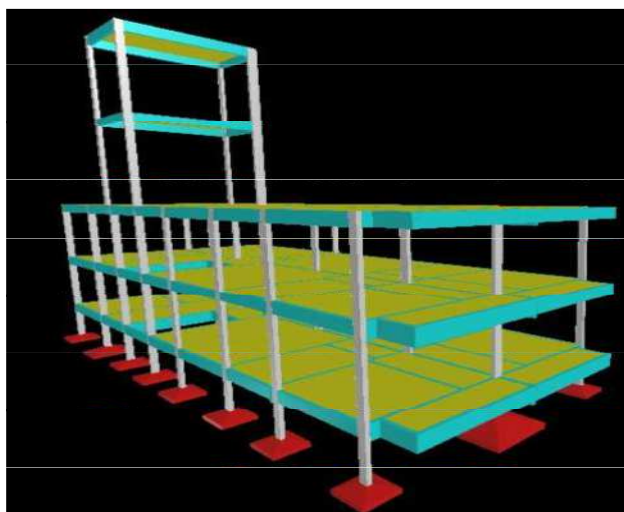
Realizou-se o dimensionamento do pavimento objeto de estudo (3º Tipo) com o auxílio do software Eberick V8.

A análise se deu por meio da consideração de modelo de pavimento isolado, portanto os efeitos das imperfeições globais, bem como, da estabilidade global da edificação foram desprezados.

Modelou-se os pavimentos caixa d'água, cobertura e tipo 3, em função dos carregamentos transferidos dos pavimentos superiores aos pilares da edificação. Não foram considerados os pavimentos abaixo do 2º Tipo, pois fogem ao escopo deste trabalho, dessa maneira, a extremidade dos pilares abaixo dele foi modelada como fundação e seus resultados de dimensionamento, por conseguinte, desprezados. A estrutura das escadas também não foi considerada.

A figura abaixo exibe de forma tridimensional simplificada o modelo estrutural utilizado nas análises:

Figura 52 - Modelo de pórtico espacial utilizado



Fonte: Eberick V8

O efeito do vento também não foi considerado na modelagem.

Obtiveram-se resultados de referência para as lajes e vigas do pavimento 3º Tipo, e para o lance de pilares abaixo dele (pilares que recebem as cargas dos pavimentos acima do tipo 2). Ao final, serão expostos os detalhamentos dos elementos individuais, bem como, a planta de formas e armações das lajes do 3º Tipo.

## 12.5. UNIDADES

As unidades foram configuradas conforme figura abaixo:

Figura 53 - Unidades

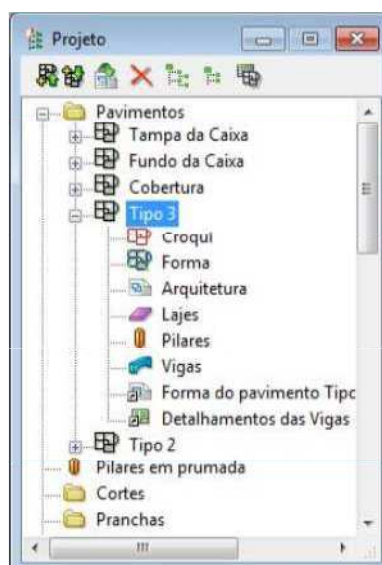


Fonte: Do autor

## 12.6. ARQUIVOS DE ENTRADA

Anteriormente a inserção das plantas baixas da edificação, é necessário organizar-se os níveis de forma hierárquica através da janela de projeto. Tal interface é muito importante pois facilita a navegação entre os diversos pavimentos da estrutura.

Figura 54 - Janela de projeto



Fonte: Do autor

Após isso, importa-se as plantas arquitetônicas de cada pavimento em formato adequado, para todos os níveis configurados. Neste estudo, especificamente, importou-se as plantas em formato DWG.

## 12.7. LANÇAMENTO ESTRUTURAL

O lançamento estrutural inicia-se através da confecção (desenho) das formas dos elementos de cada pavimento. Das plantas arquitetônicas, deve-se apagar todos os elementos que não interessam ao projeto estrutural, tais como: móveis em geral, vegetação, cotas, etc. O desenho também deve ser convertido para escala de utilização adequada do programa.

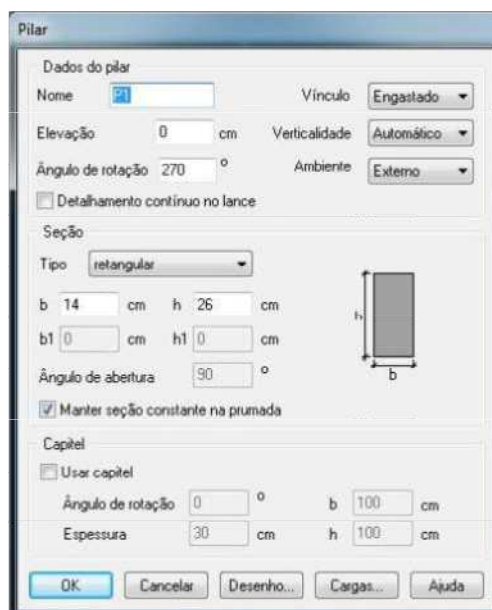
Dá-se continuidade ao procedimento por meio da inserção dos elementos isolados. Primeiramente, optou-se pelo posicionamento dos pilares, logo após as vigas e, por fim, as lajes.

. O modelo matemático utilizado pelo software Eberick, baseia-se na análise matricial das estruturas, dessa maneira, o pórtico espacial é analisado através de elementos de barras e nós. Pilares, especificamente, são discretizados como barras verticais e, por conseguinte, visualizados em planta como um simples ponto. As vigas, analogamente aos pilares, também são representadas através de barras. A região interna da figura resultante da intersecção de 3 ou mais vigas forma a laje.

O posicionamento de todos os elementos seguiu as disposições das plantas de formas elaboradas manualmente no início do estudo, portanto, adotaram-se dimensões iniciais de 14x26 para pilares, 12x40 para vigas (excluso V18 12x50) e lajes maciças com carga acidental de 1,5 kN/m<sup>2</sup> ou 2,0 kN/m<sup>2</sup> dependendo de sua finalidade de uso.

As imagens a seguir exemplificam as janelas de inserção das especificidades e caracterização de cada elemento na planta de formas:

Figura 55 - Diálogo de inserção de pilares



Fonte: Do autor

Figura 56 - Diálogo de inserção de vigas

**Viga**

Dados da viga  
 Nome V18  
 Ambiente Externo Modelo...

Seção do trecho  
 Tipo retangular  
 bw 12 cm h 50 cm  
 bf 0 cm hf 0 cm  
 Elevação 0 cm  
 Manter seção constante na viga

Cargas no trecho  
 Carga de parede 517.50 kgf/m Editar... Remover  
 Carga extra 0 kgf/m Editar... Remover

OK Cancelar Desenho... Ajuda

Fonte: Do autor

Figura 57 - Diálogo de inserção de lajes

**Laje**

Nome L8 Tipo Maciça Grelha...

Cargas  
 Acidental 200 kgf/m² Revestimento 101 kgf/m²  
 Extra 0 kgf/m² Editar... Remover

Vigota protendida  
 Grupo Vigota protendida com bloco cerâmico  
 Arranjo Simplex Altura 13(8+5)

Enchimento  
 Tipo  
 Dimensão

Seção  
 Espessura 10 cm Elevação 0 cm  
 ec 0 cm  
 ee 4 cm  
 erx 9 cm  
 eny 9 cm

OK Cancelar Desenho... Ajuda

Fonte: Do autor

Para a validade dos cálculos perante os expostos nos procedimentos manuais, também é necessária a inserção dos elementos de parede sobre as vigas ou painéis de lajes. Salienta-se que não foram computadas aberturas de portas ou janelas.

Figura 58 - Diálogo para inserção das cargas de parede



Fonte: Do autor

A planta de formas vista na interface do programa é exemplificada pela figura abaixo. Salienta-se que a numeração dos elementos também seguiu as orientações da concepção estrutural realizada previamente nesse estudo.

Figura 59 - Interface de inserção da planta de formas



Fonte: Do autor

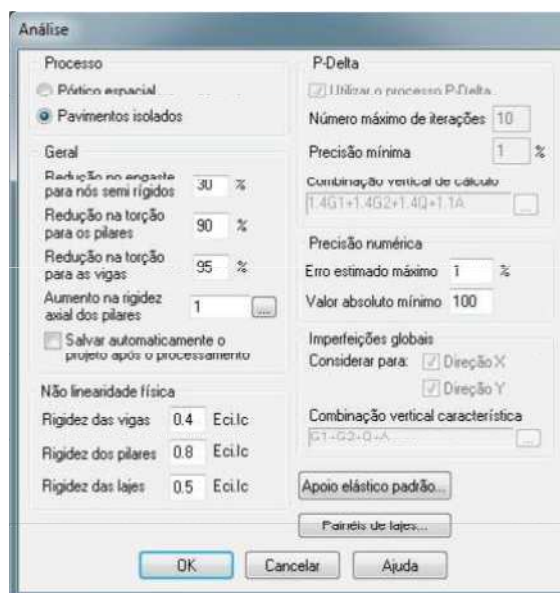


## 12.8. PROCESSAMENTO

Para o correto processamento e consequente análise da estrutura, primeiramente, deve-se estipular as configurações iniciais referentes aos materiais utilizados e o tipo de análise estrutural que será feita.

As configurações de análise são aquelas que definem os parâmetros do modelo de cálculo, a partir do qual obtêm-se os deslocamentos e esforços da estrutura. A figura abaixo exemplifica as condições adotadas:

Figura 60 - Configurações de análise



Fonte: Do autor

As configurações de materiais e durabilidade definem os parâmetros do concreto e aço utilizado, bem como, os requisitos para a garantia da vida útil da estrutura.

Figura 61 - Classes de concreto

Classes de concreto

Classes de resistência

- C-10
- C-20
- C-25**
- C-30
- C-35
- C-40
- C-45
- C-50

Identificação: C-25

Resistência à compressão

Resistência característica (fck): 250 kgf/cm<sup>2</sup>

Coeficiente de minoração ( $\gamma_c$ ): 1.4

Resistência de cálculo (fcd): 178.57 kgf/cm<sup>2</sup>

Peso específico: 25 kN/m<sup>3</sup>

Abatimento (slump): 5 cm

Tipo de agregado: granito

Tipo de cimento: CP-IV

Módulo de elasticidade

Obter a partir do fck

Módulo secante (Ecs): 240800 kgf/cm<sup>2</sup>

Módulo inicial (Eci): 283294 kgf/cm<sup>2</sup>

Resistência à tração

Obter a partir do fck

Resistência média (fctm): 25.65 kgf/cm<sup>2</sup>

Característica inferior (fctk\_inf): 17.95 kgf/cm<sup>2</sup>

Característica superior (fctk\_sup): 33.34 kgf/cm<sup>2</sup>

Resistência de cálculo (fctd): 12.82 kgf/cm<sup>2</sup>

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor

Figura 62 - Materiais e durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação

Projeto inteiro

Por pavimento

Pavimento

Estado da Laje

Subestrutura

Tipo 3

Esq. 2

Geral

Classe de agressividade: II (moderada)

Dimensão do agregado: 19 mm

Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Abertura máxima das fissuras

Contato com o solo: 0.2 mm

Contato com a água: 0.1 mm

Demais peças: 0.3 mm

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	
Vigas	C-25	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-25	3.5 cm		Bitolas...
Blocos	C-25	3.5 cm		Bitolas...
Sapatas	C-25	3.5 cm		Bitolas...
Tubulões	C-25	3 cm		Bitolas...
Muros	C-25	3 cm		Bitolas...
Radier	C-25	3 cm		Bitolas...

Elementos pré-moldados

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	
Vigas	C-25	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	Bitolas...

Avisos

Todas as informações estão definidas corretamente

Detalhes...

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

Tipo: Pré-moldado

Fonte: Do autor

O processamento da estrutura se dá por meio de análise estática linear, através da qual determinam-se os esforços e deslocamentos da estrutura. A priori, o software monta o modelo estrutural, verificando todos os dados de entrada e preparando o sistema de equações da estrutura. Logo após, são calculados os painéis de lajes conforme modelo de cálculo adotado, completando-se o carregamento do pórtico. Finalmente, processa-se o pórtico espacial.

## **12.9. ANÁLISE DOS ELEMENTOS**

Logo após o processamento da estrutura, inicia-se a fase de análise e dimensionamento dos elementos estruturais. Esta etapa é uma das mais importantes na realização de um projeto estrutural, pois é responsável pela interpretação, avaliação e, possivelmente, refinação dos resultados obtidos pelo programa, tendo em vista a não conformidade perante as prescrições normativas.

Neste estudo, especificamente, adotou-se um procedimento de análise local dos elementos que apresentaram algum tipo de problema. A metodologia de solução consistiu-se em analisar primeiramente os picos de tensões das lajes, habilitando-se o fenômeno da plastificação para alguns deles. Se tal procedimento não resolvesse o problema, partia-se para a mudança das dimensões dos elementos analisados. Em geral, necessitou-se aumentar a espessura de algumas lajes, aumentar a altura de algumas vigas e mudar as dimensões de alguns pilares, comparativamente ao modelo concebido no início do trabalho.

## **12.10. RESULTADOS**

Os resultados obtidos do processamento da estrutura através do software Eberick V8, compreendem a planta de formas do pavimento 3º Tipo da edificação objeto de estudo; as plantas de armação positiva e negativas dos painéis de lajes; o caderno de detalhamento dos elementos de viga e pilares; bem como, os relatórios gerais dos pilares, das lajes e da viga V18 (12X50). Tais documentos estão disponíveis para consulta nos apêndices C, D, E e F, respectivamente.

De posse dos valores das dimensões finais de cada peça, ou seja, do modelo final do pavimento, foi possível repetir-se o procedimento de cálculo das lajes, dessa vez considerando-se as espessuras de cada elemento segundo os resultados do Eberick. Abaixo dispõem-se os valores de área de aço encontrados através das duas metodologias: manual e computacional:

Tabela 22 - Comparativo de área de aço para as lajes

Laje	ARMADURA POSITIVA (cm <sup>2</sup> /m)					
	Procedimento Manual		Eberick V8			
	Asx	Asy	Asx		Asy	
L1	1,02	1,01	1,93	+89%	1,66	+64%
L2	1,50	0,90	1,69	+13%	1,43	+59%
L3	1,50	0,90	1,15	-23%	4,91	+446%
L4	3,75	2,33	3,23	-14%	4,46	+91%
L5	1,23	1,01	1,53	+24%	1,65	+63%
L6	1,01	1,01	2,28	+126%	1,11	+10%
L7	3,60	3,88	4,54	+26%	7,46	+92%
L8	2,82	3,85	4,65	+65%	7,40	+92%
L9	0,80	0,80	1,78	+123%	0,99	+24%
L10	1,20	0,90	1,19	-1%	0,99	+10%
L11	1,20	0,90	1,15	-4%	0,99	+10%
L12	0,80	0,80	1,75	+119%	0,99	+24%
L13	1,01	1,01	1,56	+54%	1,07	+6%
L14	1,50	0,90	2,00	+33%	0,90	0%
L15	1,50	0,90	2,01	+34%	0,90	0%
L16	1,01	1,01	1,57	+55%	1,07	+6%
L17	1,50	0,90	1,42	-5%	1,07	+19%
L18	1,50	0,90	1,43	-5%	1,07	+19%
<b>TOTAL</b>	<b>28,45</b>	<b>23,91</b>	<b>36,86</b>	<b>+30%</b>	<b>40,12</b>	<b>+68%</b>

Fonte: Do autor

Tabela 23 - Resultados de área de aço para armadura negativa

Laje	ARMADURA NEGATIVA (cm <sup>2</sup> /m)		
	Procedimento Manual	Eberick V8	
L1 - L2	1,50	0,00	-100%
L1 - L5	1,60	2,28	+42%
L2 - L5	1,50	1,50	0%
L2 - L4	3,43	7,52	+119%
L2 - L3	1,50	4,72	+215%
L3 - L4	2,72	2,27	-16%
L5 - L4	3,43	8,78	+156%

L5 - L6	1,50	4,34	+189%
L6 - L4 (HORIZONTAL)	3,35	2,01	-40%
L6 - L4 (VERTICAL)	2,79	4,01	+44%
L6 - L8	3,71	4,22	+14%
L6 - L7 (HORIZONTAL)	4,46	3,90	-13%
L6 - L7 (VERTICAL)	3,48	1,50	-57%
L9 - L10	1,20	1,31	+9%
L9 - L8	5,16	3,45	-33%
L9 - L13	1,54	3,42	+122%
L9 - L14	1,50	3,91	+161%
L10 - L14	1,50	4,60	+207%
L10 - L11	1,20	1,31	+9%
L10 - L8	5,07	1,31	-74%
L11 - L12	1,20	1,31	+9%
L11 - L7	4,87	1,31	-73%
L11 - L15	1,50	4,72	+215%
L12 - L15	1,50	3,90	+160%
L12 - L16	1,54	3,47	+125%
L12 - L7	4,96	2,80	-44%
L16 - L15	1,50	0,00	-100%
L16 - L18	1,50	6,85	+357%
L15 - L14	1,50	2,38	+59%
L15 - L14	1,50	3,87	+158%
L15 - L18	1,50	2,31	+54%
L14 - L13	1,50	0,00	-100%
L14 - L17	1,50	2,20	+47%
L13 - L17	1,50	6,97	+365%
L17 - L18	1,50	1,50	0%
L4 - L7	3,98	3,91	-2%
L7 - L8	5,84	4,07	-30%
L7 - L8	5,84	3,96	-32%
<b>TOTAL</b>	<b>96,86</b>	<b>121,89</b>	<b>+26%</b>

Fonte: Do autor

Analisando-se os resultados obtidos, conclui-se que o dimensionamento das lajes executado no software Eberick demandou mais armadura que o modelo tradicional manual. Tal fato é decorrente do método de cálculo (Analogia de Grelha) utilizado pelo programa, o qual simula a placa como sendo uma composição de elementos de barras ortogonais devidamente espezadas.

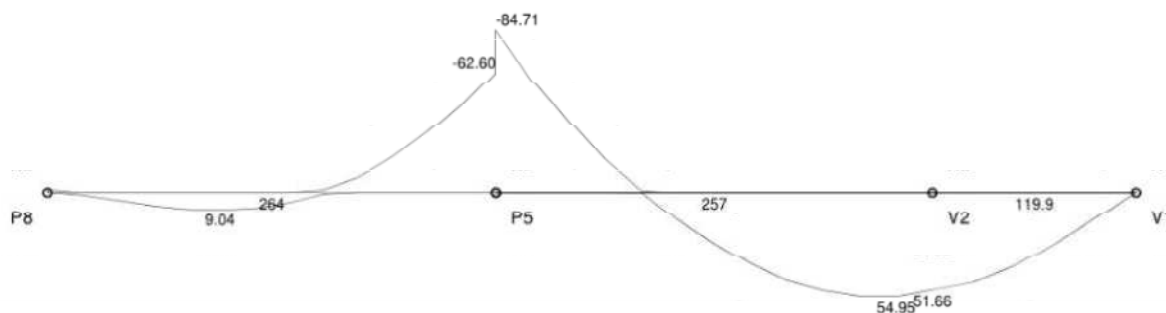
No processo de analogia de grelha inclui-se a consideração da deformação dos apoios. Em outras palavras, pode-se dizer que a análise de um pavimento qualquer de edifício

considera certa flexibilidade nas regiões de bordo da laje. Dessa maneira, é comum que o comportamento dos esforços e, conseqüentemente, deslocamentos de certos painéis divirja de forma considerável do observado no modelo manual tradicional, o qual, por sua vez, considera indeslocáveis os apoios.

Apesar da consideração exposta anteriormente, existem regiões na laje que podem apresentar elevadas concentrações de tensões. Em geral, tais ocorrências são observadas nas regiões de encontro de barra de laje com barra de pilar ou na intersecção de barras de duas vigas de elevada rigidez. De forma a minimizar-se tais efeitos, adotou-se, então, para algumas regiões a consideração de 40 % de plastificação nas lajes, aumentando-se a capacidade de redistribuição de esforços do respectivo painel. Tal fato, pode ter causado significativa mudança na disposição e quantificação das armaduras, principalmente positivas, em cada elemento, justificando-se, assim, a discrepância entre os valores obtidos nos dois métodos.

Da análise da viga V18 (12X50) o Eberick obteve o seguinte diagrama de momentos fletores:

Figura 63 - Diagramas de momentos fletores V18 segundo o software



Fonte: Eberick V8.

Comparativamente aos expostos no procedimento manual, os valores obtidos através do software apresentaram pouca divergência, embora, tenham aumentado sua magnitude.

Tabela 24 - Comparativo de momentos fletores por região da viga V18

Momento Fletor (kN/m <sup>2</sup> )		
Região	Procedimento manual	Eberick V8
P8	-0,95	-
VÃO 1	7,81	9,04
P5	67,58	84,71
VÃO 2	58,68	54,95

Fonte: Do autor.

Os picos de tensões observados nas regiões de encontro das barras de lajes com a barra da viga, bem como, as de seus pilares de apoio, também podem ser justificativas para o ocorrido, tendo em vista a maior rigidez da região e, por conseguinte, concentração de esforços.

O pequeno aumento nos valores dos momentos fletores, logicamente, influenciou nos resultados de área de aço para cada trecho da peça:

Tabela 25 – Resultados de área de aço por região da viga V18

Área de aço calculada (cm <sup>2</sup> )				
Região	Procedimento manual		Eberick V8	
	As	As'	As	As'
P8	-	0,05	-	0,68
VÃO 1	0,39	-	0,68	-
P5	-	3,08	-	5,47
VÃO 2	3,58	-	3,1	-

Fonte: Do autor.

A análise dos pilares P1 e P4 apresentou os seguintes resultados:

Tabela 26 - Resultados da análise dos pilares

Pilar	Procedimento manual			Eberick V8		
	Nd	Mxd	Myd	Nd	Mxd	Myd
P1	199,89	31,08	6,58	110,8	20,84	3,27
P4	349,28	6,71	47,08	177,3	1,17	23,74

P13	600,29	12,61	13,69	426,2	0,55	23,18
-----	--------	-------	-------	-------	------	-------

Fonte: Do autor.

Os resultados de área de aço obtidos através do procedimento manual foram superiores aos provenientes da análise computacional. Tais dados são reflexo da grande discrepância entre os esforços considerados nos dois procedimentos. O modelo tradicional apresentou valores muito superiores ao do software.

Intuitivamente, era de se esperar que a modelagem computacional apresentasse resultados mais econômicos quando comparados com o método manual, tendo em vista o processo refinado de cálculo e a influência global da estrutura. Porém, tais valores superaram as expectativas.

O dimensionamento de pilares é sensível às magnitudes dos esforços que atuam na peça. Evidencia-se isso através da interpretação dos dados dos métodos manual e computacional para o pilar P1, os quais previram 4 barras longitudinais de 16 mm em ambas análises, todavia, a seção de 14x26 não foi suficiente no primeiro modelo, sendo aceita somente na análise do Eberick.

O pilar P4 apresentou 6 barras de 16 mm nas análises manuais, enquanto que no método computacional foram apenas necessárias 6 barras de 12,5 mm.

É realmente muito possível que a grande divergência de valores dos esforços tenha sido a grande causadora da variabilidade dos resultados dos dois métodos. Salienta-se que no método tradicional os procedimentos de obtenção da armadura são realizados através de ábacos, ou seja, procedimento não tão sofisticado quanto o computacional.

É necessário, também, que se considere a possibilidade de erros durante a modelagem dos elementos do cálculo manual através da ferramenta Ftool.



### 13. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A elaboração e desenvolvimento desse trabalho satisfaz os objetivos iniciais, de forma que foi possível aplicar os conhecimentos adquiridos durante a graduação, em especial nas aulas das disciplinas de Estruturas de Concreto Armado I, II e III, e vivenciar as etapas de desenvolvimento de projeto estrutural em concreto armado.

A motivação para a realização do estudo também foi responsável pelo aprendizado de uma nova ferramenta computacional, abrindo-se novos horizontes e possibilidades futuras, sejam elas no meio acadêmico ou profissional. O uso do software também evidenciou o quão importante e envolvido um projeto estrutural é, considerando-se que a utilização do programa em situações reais de dimensionamento implica em muita responsabilidade e experiência por parte do usuário. Nenhuma ferramenta computacional é capaz de substituir totalmente as considerações, análises e julgamentos do engenheiro.

Através da aplicação dos métodos tradicionais manuais percebeu-se o quão longo e complexo a realização de um projeto estrutural de uma edificação em concreto armado pode ser. É realmente impressionante, apaixonante e motivador, imaginar o esforço e dispêndio temporal por séculos gastos com dedicação ao desenvolvimento dos métodos e obtenção de verdadeiras obras de arte, muitas delas, os estimados lares em que vivemos.

Em suma, o método manual se mostrou lento, porém eficaz. Quando comparado aos procedimentos computacionais, percebeu-se que seus resultados eram na maioria das vezes superiores. É possível concluir-se, então, que apesar de não tão econômico, tal modelo de cálculo é plenamente seguro, podendo-se ser aplicado no dia-a-dia quando da necessidade ou ausência de acesso à procedimentos digitais mais velozes.

O método computacional adotado para esse estudo, especificamente, fez uso do software AltoQi Eberick V8. No geral, a ferramenta se mostrou usual e, analogamente ao modelo manual, eficaz. Considerou-se sua interface e principais funcionalidades como de fácil aprendizado, tendo em vista a quase nenhuma experiência do autor com a ferramenta anteriormente ao desenvolvimento desse trabalho.

Relativo à análise de estruturas em si, pode-se dizer que o procedimento computacional apresenta avassaladora velocidade quando comparado aos métodos mais antigos. Contudo, seu uso é perigoso nas mesmas proporções, afinal de contas, é fundamental

que o engenheiro projetista verifique qual o modelo matemático é o mais adequado para reprodução, com maior fidelidade possível, do real comportamento da estrutura.

No que diz respeito aos resultados de área de aço, o modelo computacional se mostrou mais econômico para o dimensionamento de vigas e pilares, entretanto, para as lajes, o processo revelou-se mais dispendioso, devido a análise do pavimento por meio de analogia de grelha.

Da realização desse trabalho como um todo, conclui-se, por fim, que o processo é extremamente trabalhoso, porém importante e motivador.

## 14. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR6118:2014**. 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. NBR 6120:1980**. São Paulo, SP, 1980.

BASTOS, P. S. S. **Estruturas de concreto armado - Notas de aula**. UNESP. Bauru, SP, 2015.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. São Carlos, SP, 2007. Apostila. Universidade de São Paulo - USP.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 3ª ed. São Carlos: Ed. UFSCAR, 2013.

PADARATZ, I. J. & PINTO, R. C. A. **Estruturas de concreto armado II**. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, SC, 2013.

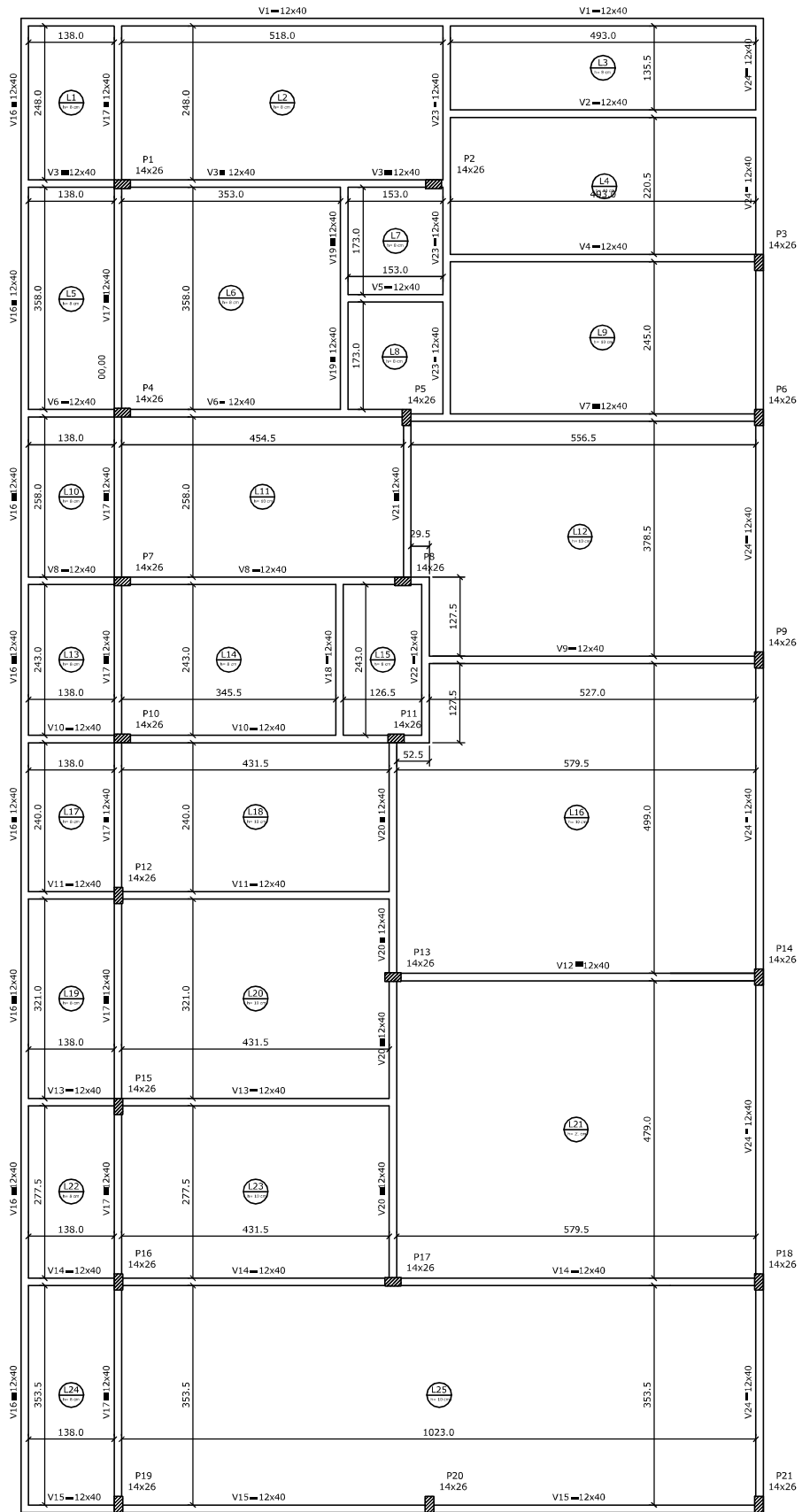
LORIGGIO, Daniel D. **Estruturas de Concreto Armado I**. Florianópolis, SC, 2010. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina UFSC.

FTOOL: **Um Programa Gráfico-Interativo para Ensino de Comportamento de Estruturas**. MARTHA, Luiz Fernando. PUC RIO, Rio de Janeiro, 2012.

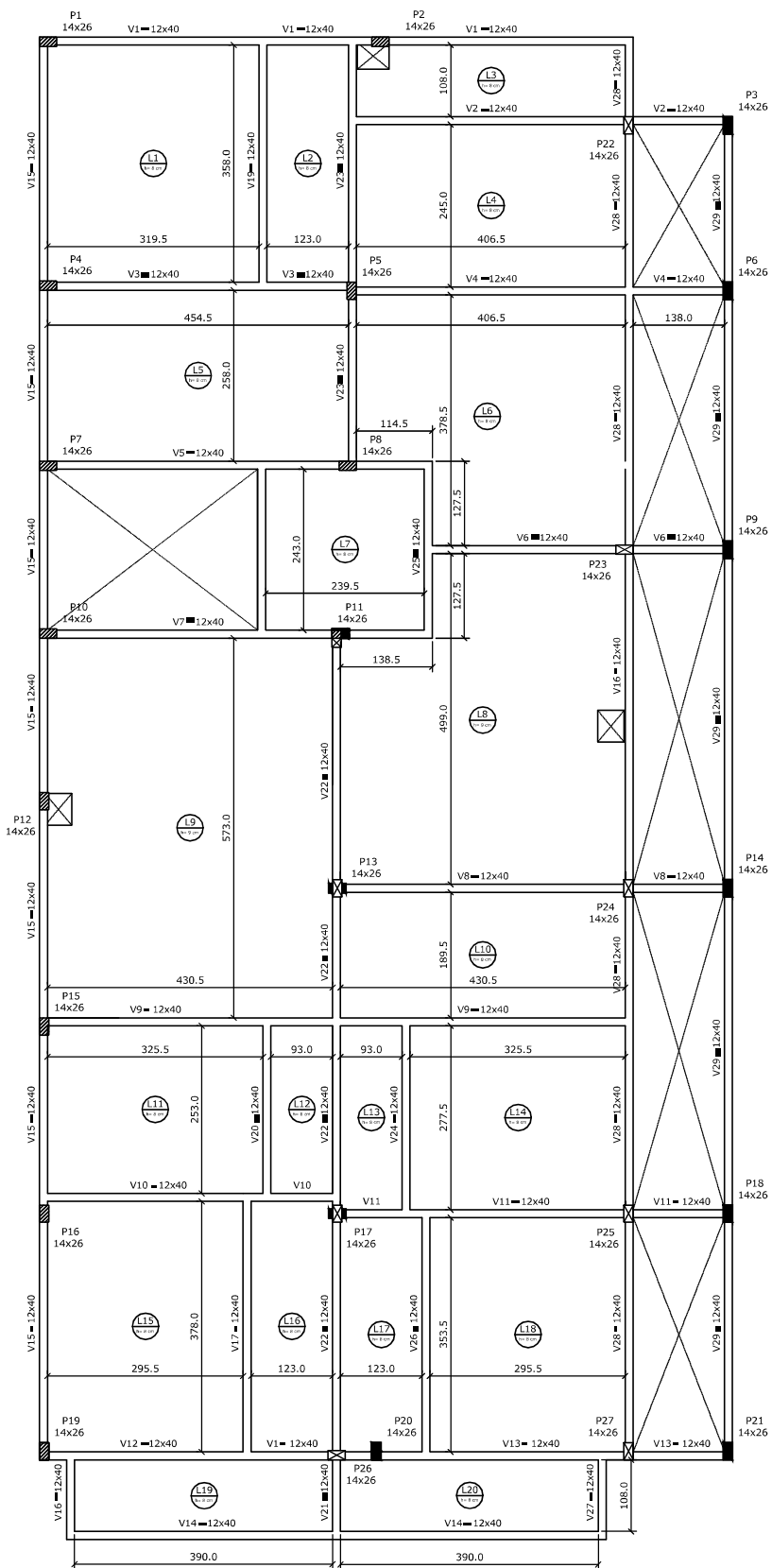
PINHEIRO, L. M. **Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua**. Universidade de São Paulo – USP. São Carlos, SP, 2009.

RODRIGUES, Alexandre J. V.; KOERICH, Rodrigo B.; BANKI, André L. **Material didático curso Eberick V10 – Projeto Estrutural em Concreto Armado**. QiTec, Florianópolis, SC, 2016.

**APÊNDICE A**  
(Concepção estrutural)

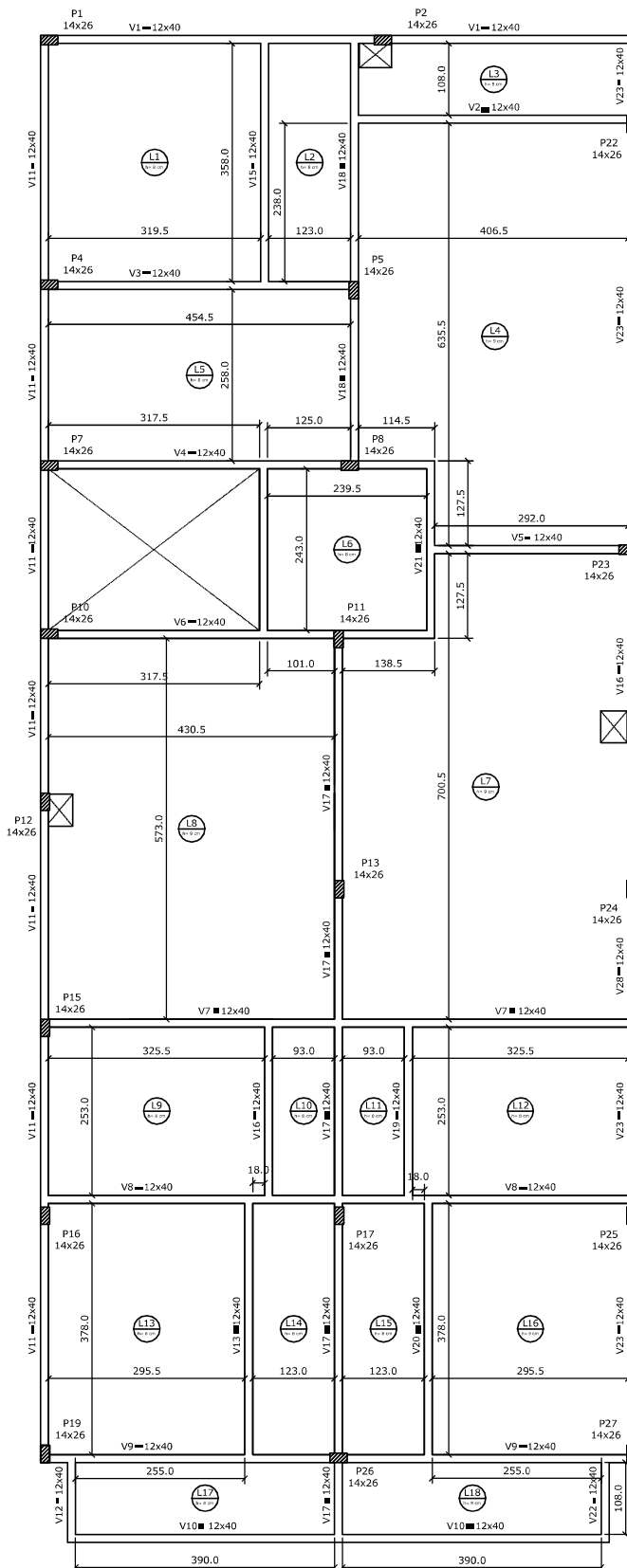


CONCEPÇÃO ESTRUTURAL - BALDRAME  
 ESCALA 1:100



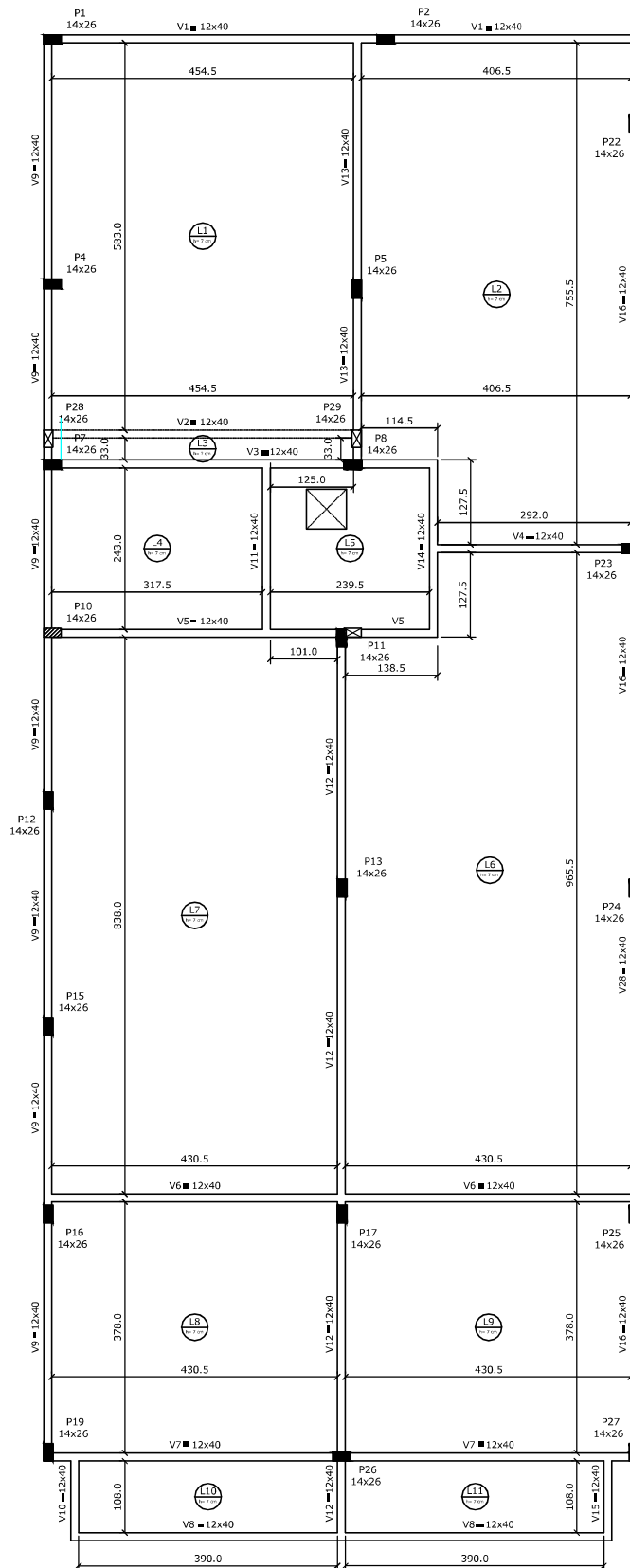
CONCEPÇÃO ESTRUTURAL - 1º TIPO

ESCALA 1:100



CONCEPÇÃO ESTRUTURAL - 2º E 3º TIPO

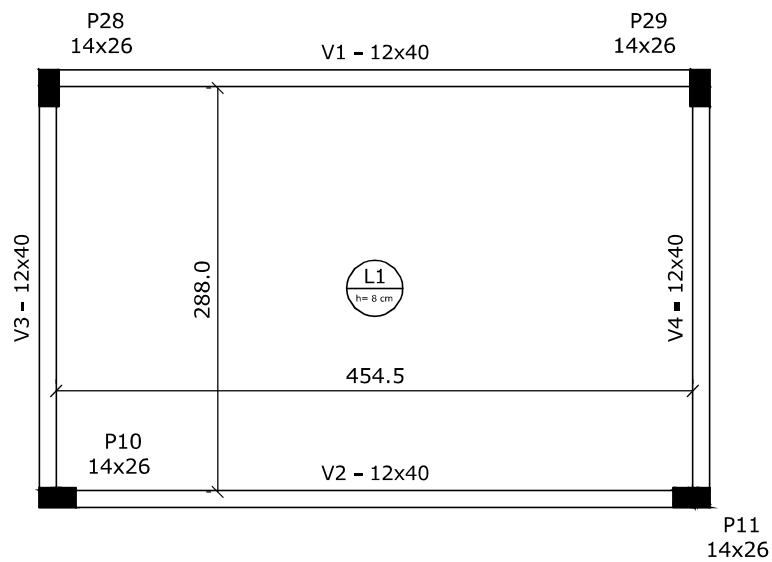
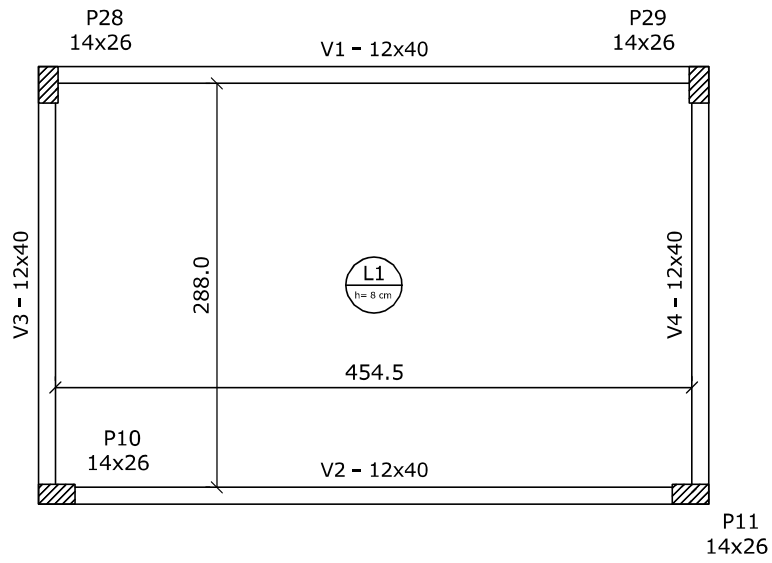
ESCALA 1:100



CONCEPÇÃO ESTRUTURAL - COBERTURA

ESCALA 1:100





CONCEPÇÃO ESTRUTURAL - FUNDO E TAMPA  
DA CAIXA D'ÁGUA

ESCALA 1:100

## **APÊNDICE B**

(Tabelas lajes)

ELS - LAJES CAIXA D'ÁGUA

Laje	Vão livre (cm)		h (cm)	le/f		λ	Carregamentos							
	lx	ly		lx	ly		gpp	contrapiso	rev.teto	piso	parede	q	TOTAL	
L1	288	454,5	8	292,8	459,3	1,57	2	0,63	0,29	0	0	0	2	3,52

ELS - LAJES COBERTURA

Laje	Vão livre (cm)		h (cm)	le/f		λ	Carregamentos							
	lx	ly		lx	ly		gpp	contrapiso	rev.teto	piso	parede	q	TOTAL	
L1	454,5	583	7	458,7	587,2	1,28	1,75	0,63	0,29	0	0	0	2	3,27
L2	406,5	755,5	7	410,7	759,7	1,85	1,75	0,63	0,29	0	0	0	2	3,27
L3	33	454,5	7	37,2	458,7	12,33	1,75	0,63	0,29	0	0	0	2	3,27
L4	243	317,5	7	247,2	321,7	1,3	1,75	0,63	0,29	0	0	0	2	3,27
L5	239,5	243	7	243,7	247,2	1,01	1,75	0,63	0,29	0	0	0	2	3,27
L6	430,5	965,5	7	437	969,7	2,22	1,75	0,63	0,29	0	0	0	2	3,27
L7	430,5	838	7	434,7	842,2	1,94	1,75	0,63	0,29	0	0	0	2	3,27
L8	378	430,5	7	382,2	434,7	1,14	1,75	0,63	0,29	0	0	0	2	3,27
L9	378	430,5	7	382,2	434,7	1,14	1,75	0,63	0,29	0	0	0	2	3,27
L10	108	390	7	112,2	394,2	3,51	1,75	0,63	0,29	0	0	0	2	3,27
L11	108	390	7	112,2	394,2	3,51	1,75	0,63	0,29	0	0	0	2	3,27

ELS - LAJES 3º TIPO

Laje	Vão livre (cm)		h (cm)	le <sub>f</sub>		λ	Carregamentos						
	lx	ly		lx	ly		gpp	contrapiso	rev.teto	piso	parede	q	TOTAL
L1	319,5	358	8	324,3	362,8	1,12	2	0,63	0,285	0,09	0	1,5	3,365
L2	123	358	8	127,8	362,8	2,84	2	0,63	0,285	0,09	1,461269	1,5	4,826269
L3	108	406,5	8	112,8	411,3	3,65	2	0,63	0,285	0,09	5,401933	1,5	8,766933
L4	406,5	635,5	9	411,9	640,9	1,56	2,25	0,63	0,285	0,09	0,544346	2	4,309346
L5	258	454,5	8	262,8	459,3	1,75	2	0,63	0,285	0,09	0	1,5	3,365
L6	239,5	243	8	244,3	247,8	1,01	2	0,63	0,285	0,09	0	1,5	3,365
L7	430,5	700,5	9	435,9	705,9	1,62	2,25	0,63	0,285	0,09	1,282735	2	5,047735
L8	430,5	573	9	435,9	578,4	1,33	2,25	0,63	0,285	0,09	1,682502	2	5,447502
L9	253	325,5	8	257,8	330,3	1,28	2	0,63	0,285	0,09	0	1,5	3,365
L10	93	253	8	97,8	257,8	2,64	2	0,63	0,285	0,09	0	1,5	3,365
L11	93	253	8	97,8	257,8	2,64	2	0,63	0,285	0,09	0	1,5	3,365
L12	253	325,5	8	257,8	330,3	1,28	2	0,63	0,285	0,09	0	1,5	3,365
L13	295,5	378	8	300,3	382,8	1,27	2	0,63	0,285	0,09	0	1,5	3,365
L14	123	378	8	127,8	382,8	3	2	0,63	0,285	0,09	1,461269	1,5	4,826269
L15	123	378	8	127,8	382,8	3	2	0,63	0,285	0,09	1,461269	1,5	4,826269
L16	295,5	378	8	300,3	382,8	1,27	2	0,63	0,285	0,09	0	1,5	3,365
L17	108	390	8	112,8	394,8	3,5	2	0,63	0,285	0,09	0	1,5	3,365
L18	108	390	8	112,8	394,8	3,5	2	0,63	0,285	0,09	0	1,5	3,365

**EIS - FLECHAS - LAJES CAIXA D'ÁGUA**

Laje	$\alpha$	$f_0$ (cm)	$\alpha f$	$f_{\infty}$ (cm)	Visual		Vibração	
					$f_{adm}$ (cm)	SITUAÇÃO	$f_{adm}$ (cm)	SITUAÇÃO
L1	9,35	0,20	1,47	0,48	1,17	OK	0,84	OK

**EIS - FLECHAS - LAJES COBERTURA**

Laje	$\alpha$	$f_0$ (cm)	$\alpha f$	$f_{\infty}$ (cm)	Visual		Vibração	
					$f_{adm}$ (cm)	SITUAÇÃO	$f_{adm}$ (cm)	SITUAÇÃO
L1	3,66	0,64	1,47	1,58	1,83	OK	1,31	OK
L2	5,16	0,58	1,47	1,43	1,64	OK	1,17	OK
L3	1 direção	0,00	1,47	0,00	0,15	OK	0,11	OK
L4	2,42	0,04	1,47	0,09	0,99	OK	0,71	OK
L5	1,49	0,02	1,47	0,05	0,97	OK	0,70	OK
L6	1 direção	0,94	1,47	2,31	1,75	EXCESSIVA	1,25	OK
L7	5,06	0,71	1,47	1,76	1,74	EXCESSIVA	1,24	OK
L8	2,12	0,18	1,47	0,44	1,53	OK	1,09	OK
L9	2,12	0,18	1,47	0,44	1,53	OK	1,09	OK
L10	1 direção	0,00	1,47	0,01	0,45	OK	0,32	OK
L11	1 direção	0,00	1,47	0,01	0,45	OK	0,32	OK

ELS - FLECHAS - LAJES 3º TIPO

Laje	$\alpha$	$f_0$ (cm)	$\alpha f$	$f_{\infty}$ (cm)	Visual		Vibração	
					$f_{adm}$ (cm)	SITUAÇÃO	$f_{adm}$ (cm)	SITUAÇÃO
L1	2,99	0,09	1,47	0,22	1,30	OK	0,93	OK
L2	1 direção	0,00	1,47	0,01	0,51	OK	0,37	OK
L3	1 direção	0,01	1,47	0,02	0,45	OK	0,32	OK
L4	4,10	0,29	1,47	0,72	1,65	OK	1,18	OK
L5	4,97	0,06	1,47	0,16	1,05	OK	0,75	OK
L6	1,86	0,02	1,47	0,04	0,98	OK	0,70	OK
L7	4,28	0,44	1,47	1,10	1,74	OK	1,25	OK
L8	3,84	0,43	1,47	1,06	1,74	OK	1,25	OK
L9	2,38	0,03	1,47	0,07	1,03	OK	0,74	OK
L10	1 direção	0,00	1,47	0,00	0,39	OK	0,28	OK
L11	1 direção	0,00	1,47	0,00	0,39	OK	0,28	OK
L12	2,38	0,03	1,47	0,07	1,03	OK	0,74	OK
L13	3,03	0,07	1,47	0,17	1,20	OK	0,86	OK
L14	1 direção	0,00	1,47	0,01	0,51	OK	0,37	OK
L15	1 direção	0,00	1,47	0,01	0,51	OK	0,37	OK
L16	3,03	0,07	1,47	0,17	1,20	OK	0,86	OK
L17	1 direção	0,00	1,47	0,01	0,45	OK	0,32	OK
L18	1 direção	0,00	1,47	0,01	0,45	OK	0,32	OK

**ELS - MOMENTOS MÁXIMOS DEVIDO AO CARREGAMENTO DE SERVIÇO (kNm/m) - LAJES CAIXA D'ÁGUA**

Laje	Mr	$\mu_x$	Mx	SITUAÇÃO	$\mu_x'$	$M_x'$	SITUAÇÃO	$\mu_y$	$M_y$	SITUAÇÃO	$\mu_y'$	$M_y'$	SITUAÇÃO
L1	4,103942	8,208	2,47346	Não fissura	-	-	-	3,776	1,137888	Não fissura	-	-	-

**ELS - MOMENTOS MÁXIMOS DEVIDO AO CARREGAMENTO DE SERVIÇO (kNm/m) - LAJES COBERTURA**

Laje	Mr	$\mu_x$	Mx	SITUAÇÃO	$\mu_x'$	$M_x'$	SITUAÇÃO	$\mu_y$	$M_y$	SITUAÇÃO	$\mu_y'$	$M_y'$	SITUAÇÃO
L1	3,14	4,08	2,80	Não fissura	9,23	6,34	Fissura	2,71	1,86	Não fissura	7,77	5,34	Fissura
L2	3,14	5,53	3,05	Não fissura	11,57	6,37	Fissura	1,99	1,10	Não fissura	8,17	4,50	Fissura
L3	3,14	1 direção	0,02	Não fissura	1 direção	0,04	Não fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-
L4	3,14	3,46	0,69	Não fissura	7,57	1,51	Não fissura	1,78	0,36	Não fissura	5,76	1,15	Não fissura
L5	3,14	2,15	0,42	Não fissura	5,22	1,01	Não fissura	2,11	0,41	Não fissura	5,18	1,00	Não fissura
L6	3,14	1 direção	4,38	Fissura	1 direção	7,79	Fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-
L7	3,14	5,43	3,35	Fissura	11,17	6,89	Fissura	2,16	1,33	Não fissura	8,13	5,02	Fissura
L8	3,14	3,06	1,46	Não fissura	6,94	3,31	Fissura	1,99	0,95	Não fissura	5,69	2,71	Não fissura
L9	3,14	3,06	1,46	Não fissura	6,94	3,31	Fissura	1,99	0,95	Não fissura	5,69	2,71	Não fissura
L10	3,14	1 direção	0,29	Não fissura	1 direção	0,51	Não fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-
L11	3,14	1 direção	0,29	Não fissura	1 direção	0,51	Não fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-

**ELS - MOMENTOS MÁXIMOS DEVIDO AO CARREGAMENTO DE SERVIÇO (kNm/m) - LAIES 3º TIPO**

Laje	Mr	$\mu_x$	Mx	SITUAÇÃO	$\mu_x'$	Mx'	SITUAÇÃO	$\mu_y$	My	SITUAÇÃO	$\mu_y'$	My'	SITUAÇÃO
L1	4,10	3,39	1,20	Não fissura	8,03	2,84	Não fissura	2,81	0,99	Não fissura	7,42	2,62	Não fissura
L2	4,10	1 direção	0,33	Não fissura	1 direção	0,66	Não fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-
L3	4,10	1 direção	0,78	Não fissura	1 direção	1,39	Não fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-
L4	5,19	4,51	3,30	Não fissura	9,73	7,11	Fissura	2,59	1,89	Não fissura	7,99	5,84	Fissura
L5	4,10	5,36	1,25	Não fissura	11,43	2,66	Não fissura	2,11	0,49	Não fissura	8,16	1,90	Não fissura
L6	4,10	2,18	0,44	Não fissura	5,56	1,12	Não fissura	2,61	0,52	Não fissura	6,23	1,25	Não fissura
L7	5,19	4,69	4,50	Não fissura	10,00	9,59	Fissura	2,53	2,43	Não fissura	8,02	7,70	Fissura
L8	5,19	4,26	4,41	Não fissura	9,54	9,87	Fissura	2,67	2,76	Não fissura	7,85	8,13	Fissura
L9	4,10	3,41	0,76	Não fissura	7,50	1,68	Não fissura	1,81	0,40	Não fissura	5,76	1,29	Não fissura
L10	4,10	1 direção	0,13	Não fissura	1 direção	0,27	Não fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-
L11	4,10	1 direção	0,13	Não fissura	1 direção	0,27	Não fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-
L12	4,10	3,41	0,76	Não fissura	7,50	1,68	Não fissura	1,81	0,40	Não fissura	5,76	1,29	Não fissura
L13	4,10	3,48	1,06	Não fissura	8,72	2,65	Não fissura	2,78	0,84	Não fissura	7,42	2,25	Não fissura
L14	4,10	1 direção	0,33	Não fissura	1 direção	0,66	Não fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-
L15	4,10	1 direção	0,33	Não fissura	1 direção	0,66	Não fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-
L16	4,10	3,48	1,06	Não fissura	8,72	2,65	Não fissura	2,78	0,84	Não fissura	7,42	2,25	Não fissura
L17	4,10	1 direção	0,30	Não fissura	1 direção	0,54	Não fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-
L18	4,10	1 direção	0,30	Não fissura	1 direção	0,54	Não fissura	1 direção	-	-	1 direção	-	-



**ELU - MOMENTOS MÁXIMOS DE CÁLCULO ATUANTES NAS LAJES ((KN.m)  
- LAJES CAIXA D'ÁGUA**

Laje	DISPOSIÇÃO	$M_x$	$M_x'$	$M_y$	$M_y'$
L1	2 direções	4,84	-	2,23	-

**ELU - MOMENTOS MÁXIMOS DE CÁLCULO ATUANTES NAS LAJES ((KN.m)  
- LAJES COBERTURA**

Laje	DISPOSIÇÃO	$M_x$	$M_x'$	$M_y$	$M_y'$
L1	2 direções	5,61	12,69	3,72	10,68
L2	2 direções	6,09	12,75	2,19	9,00
L3	1 direção	0,04	0,08	-	-
L4	2 direções	1,38	3,02	0,71	2,30
L5	2 direções	0,83	2,02	0,82	2,01
L6	1 direção	8,77	15,59	-	-
L7	2 direções	6,70	13,78	2,66	10,04
L8	2 direções	2,92	6,62	1,90	5,43
L9	2 direções	2,92	6,62	1,90	5,43
L10	1 direção	0,58	1,03	-	-
L11	1 direção	0,58	1,03	-	-

**ELU - MOMENTOS MÁXIMOS DE CÁLCULO ATUANTES NAS LAJES ((KN.m)  
- LAJES 3º TIPO**

Laje	DISPOSIÇÃO	$M_x$	$M_x'$	$M_y$	$M_y'$
L1	2 direções	2,25	5,33	1,86	4,92
L2	1 direção	0,57	1,14	-	-
L3	1 direção	1,24	2,21	-	-
L4	2 direções	6,21	13,40	3,57	11,00
L5	2 direções	2,33	4,98	0,92	3,55
L6	2 direções	0,82	2,09	0,98	2,34
L7	2 direções	8,16	17,39	4,40	13,95
L8	2 direções	7,87	17,60	4,92	14,49
L9	2 direções	1,43	3,14	0,76	2,41
L10	1 direção	0,25	0,50	-	-
L11	1 direção	0,25	0,50	-	-
L12	2 direções	1,43	3,14	0,76	2,41
L13	2 direções	1,98	4,96	1,58	4,22
L14	1 direção	0,57	1,14	-	-
L15	1 direção	0,57	1,14	-	-
L16	2 direções	1,98	4,96	1,58	4,22
L17	1 direção	0,56	1,00	-	-
L18	1 direção	0,56	1,00	-	-

**ELU - COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS (kN.m) - LAJES  
COBERTURA**

Lajes	(1º)	(2º)	MÉDIA	80% MAIOR	M'
L1 - L2	12,69	12,75	12,72	10,20	12,72
L1 - L3	10,68	0,08	5,38	8,55	8,55
L2 - L3	12,75	-	6,37	10,20	10,20
L2 - L5 (VERTICAL)	9,00	2,01	5,50	7,20	7,20
L2 - L5 (HORIZONTAL)	12,75	2,02	7,39	10,20	10,20
L2 - L6	9,00	-	4,50	7,20	7,20
L3 - L4	0,08	3,02	1,55	2,42	2,42
L3 - L5	0,08	2,01	1,04	1,61	1,61
L4 - L5	2,30	2,02	2,16	1,84	2,16
L4 - L7	3,02	10,04	6,53	8,03	8,03
L5 - L6 (VERTICAL)	2,01	-	1,00	1,61	1,61
L5 - L6 (HORIZONTAL)	2,02	15,59	8,81	12,47	12,47
L5 - L7	2,01	10,04	6,02	8,03	8,03
L6 - L7	15,59	13,78	14,69	12,47	14,69
L6 - L9	-	6,62	3,31	5,30	5,30
L7 - L4	10,04	3,02	6,53	8,03	8,03
L7 - L8	10,04	6,62	8,33	8,03	8,33
L8 - L9	5,43	5,43	5,43	4,34	5,43
L8 - L10	6,62	1,03	3,83	5,30	5,30
L9 - L11	6,62	1,03	3,83	5,30	5,30
L10 - L11	-	-	-	-	-

**ELU - COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS (KN.M) - LAJES  
3º TIPO**

Lajes	(1º)	(2º)	MÉDIA	80% MAIOR	M'
L1 - L2	5,33	1,14	3,23	4,26	4,26
L1 - L5	4,92	4,98	4,95	3,98	4,95
L2 - L3	1,14	-	0,57	0,91	0,91
L2 - L4	1,14	13,40	7,27	10,72	10,72
L2 - L5	-	4,98	2,49	3,98	3,98
L3 - L4	2,21	11,00	6,60	8,80	8,80
L4 - L5	13,40	3,55	8,48	10,72	10,72
L4 - L6 (VERTICAL)	11,00	2,34	6,67	8,80	8,80
L4 - L6 (HORIZONTAL)	13,40	2,09	7,75	10,72	10,72
L4 - L7	11,00	13,95	12,48	11,16	12,48
L5 - L4	3,55	13,40	8,48	10,72	10,72
L5 - L6	4,98	2,34	3,66	3,98	3,98
L6 - L7 (VERTICAL)	2,34	13,95	8,15	11,16	11,16
L6 - L7 (HORIZONTAL)	2,09	17,39	9,74	13,91	13,91
L6 - L8	2,34	14,49	8,42	11,59	11,59
L7 - L8	17,39	17,60	17,49	14,08	17,49
L7 - L11	13,95	-	6,98	11,16	11,16
L7 - L12	13,95	3,14	8,55	11,16	11,16
L8 - L9	14,49	3,14	8,82	11,59	11,59
L8 - L10	14,49	-	7,25	11,59	11,59
L9 - L10	2,41	0,50	1,46	1,93	1,93
L9 - L13	3,14	4,22	3,68	3,38	3,68
L9 - L14	3,14	-	1,57	2,52	2,52
L10 - L14	-	-	-	-	-
L10 - L11	0,50	0,50	0,50	0,40	0,50
L11 - L15	-	-	-	-	-
L11 - L12	0,50	2,41	1,46	1,93	1,93

**ELU - COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS (KN.M) - LAJES  
3º TIPO**

Lajes	(1º)	(2º)	MÉDIA	80% MAIOR	M'
L12 - L15	3,14	-	1,57	2,52	2,52
L12 - L16	3,14	4,22	3,68	3,38	3,68
L13 - L14	4,96	1,14	3,05	3,97	3,97
L13 - L17	4,22	1,00	2,61	3,38	3,38
L14 - L13	1,14	4,96	3,05	3,97	3,97
L14 - L15	1,14	1,14	1,14	0,91	1,14
L14 - L17	-	1,00	0,50	0,80	0,80
L15 - L16	1,14	4,96	3,05	3,97	3,97
L15 - L18	-	1,00	0,50	0,80	0,80
L16 - L18	4,22	1,00	2,61	3,38	3,38
L17 - L18	-	-	-	-	-

ELU - CORREÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES POSITIVOS (KN.m) E ARMADURA POSITIVA - LAJES CAIXA D'ÁGUA

Lajes	Menor vão						Maior vão					
	M/x	Φx adotado (mm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As mín (cm <sup>2</sup> /m)	As FINAL (cm <sup>2</sup> /m)	M/y	Φy adotado (mm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As mín (cm <sup>2</sup> /m)	As FINAL (cm <sup>2</sup> /m)		
L1	4,84	8	2,34	0,80	2,34	2,23	6,3	1,22	0,80	1,22		

ELU - CORREÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES POSITIVOS (KN.m) E ARMADURA POSITIVA - LAJES COBERTURA

Lajes	Menor vão						Maior vão					
	M/x	Φx adotado (mm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As mín (cm <sup>2</sup> /m)	As FINAL (cm <sup>2</sup> /m)	M/y	Φy adotado (mm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As mín (cm <sup>2</sup> /m)	As FINAL (cm <sup>2</sup> /m)		
L1	5,61	8	3,60	0,70	3,60	4,79	6,3	3,90	0,70	3,90		
L2	7,38	8	5,02	0,70	5,02	3,99	6,3	3,13	0,70	3,13		
L3	0,04	8	0,02	1,05	1,05	0,00	6,3	0,00	0,90	0,90		
L4	1,68	8	0,98	0,70	0,98	0,78	6,3	0,54	0,70	0,70		
L5	0,83	8	0,48	0,70	0,70	1,22	6,3	0,86	0,70	0,86		
L6	10,78	8	8,68	1,05	8,68	0,00	6,3	0,00	1,74	1,74		
L7	6,70	8	4,45	0,70	4,45	5,52	6,3	4,68	0,70	4,68		
L8	3,58	8	2,18	0,70	2,18	1,90	6,3	1,37	0,70	1,37		
L9	4,25	8	2,62	0,70	2,62	1,90	6,3	1,37	0,70	1,37		
L10	0,58	8	0,33	1,05	1,05	0,00	6,3	0,00	0,90	0,90		
L11	0,58	8	0,33	1,05	1,05	0,00	6,3	0,00	0,90	0,90		

ELU - CORREÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES POSITIVOS (kN.m) E ARMADURA POSITIVA - LAJES 3º TIPO

Lajes	Menor vão						Maior vão					
	Mx	Φx adotado (mm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As mín (cm <sup>2</sup> /m)	As FINAL (cm <sup>2</sup> /m)	My	Φy adotado (mm)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As mín (cm <sup>2</sup> /m)	As FINAL (cm <sup>2</sup> /m)		
L1	2,782851951	8	1,30	0,80	1,30	1,8612486	6,3	1,01	0,80	1,01		
L2	0,682122776	8	0,31	1,20	1,20	0	6,3	0,00	0,90	0,90		
L3	1,241040264	8	0,57	1,20	1,20	0	6,3	0,00	0,90	0,90		
L4	10,23177097	8	4,29	0,90	4,29	5,7684057	6,3	2,65	0,90	2,65		
L5	3,345396498	8	1,58	0,80	1,58	0,9190857	6,3	0,49	0,80	0,80		
L6	0,820590072	8	0,37	0,80	0,80	0,9832024	6,3	0,52	0,80	0,80		
L7	9,895235014	8	4,13	0,90	4,13	9,3241847	6,3	4,53	0,90	4,53		
L8	7,918930596	8	3,23	0,90	3,23	9,2671671	6,3	4,50	0,90	4,50		
L9	1,744663205	8	0,81	0,80	0,81	0,9991301	6,3	0,53	0,80	0,80		
L10	0,251356025	8	0,11	1,20	1,20	0	6,3	0,00	0,90	0,90		
L11	0,251356025	8	0,11	1,20	1,20	0	6,3	0,00	0,90	0,90		
L12	1,744663205	8	0,805008	0,804	0,8050076	0,9991301	6,3	0,53335	0,804	0,804		
L13	2,476520167	8	1,154278	0,804	1,1542785	2,2732408	6,3	1,242798	0,804	1,242798		
L14	0,568435647	8	0,258226	1,2	1,2	0	6,3	0	0,9	0,9		
L15	0,568435647	8	0,258226	1,2	1,2	0	6,3	0	0,9	0,9		
L16	2,476520167	8	1,154278	0,804	1,1542785	2,2732408	6,3	1,242798	0,804	1,242798		
L17	0,664652353	8	0,302312	1,2	1,2	0	6,3	0	0,9	0,9		
L18	0,664652353	8	0,302312	1,2	1,2	0	6,3	0	0,9	0,9		

ELU - CARGAS NAS VIGAS (Kn/m) - LAJES CAIXA D'ÁGUA

Laje	COEFICIENTES (Kn/m)				Permanentes				Variáveis			
	kx	kx'	ky	ky'	qx	qx'	qy	qy'	qx	qx'	qy	qy'
L1	3,41	-	2,5	-	2,91	0,00	2,13	0,00	2,00	0,00	1,46	0,00

ELU - CARGAS NAS VIGAS (Kn/m) - LAJES COBERTURA

Laje	COEFICIENTES (Kn/m)				Permanentes				Variáveis			
	kx	kx'	ky	ky'	qx	qx'	qy	qy'	qx	qx'	qy	qy'
L1	2,23	3,86	1,83	3,17	2,73	4,72	2,24	3,88	2,05	3,54	1,68	2,91
L2	2,67	4,63	1,83	3,17	2,92	5,07	2,00	3,47	2,19	3,80	1,50	2,60
L3	-	5	1,44	2,5	0,00	0,50	0,14	0,25	0,00	0,37	0,11	0,19
L4	-	3,48	1,44	2,5	0,00	2,29	0,95	1,65	0,00	1,72	0,71	1,24
L5	-	2,524	-	2,5	0,00	1,64	0,00	1,62	0,00	1,23	0,00	1,22
L6	3,66	6,34	-	3,17	4,26	7,38	0,00	3,69	3,20	5,54	0,00	2,77
L7	2,464	4,266	-	3,17	2,85	4,94	0,00	3,67	2,14	3,71	0,00	2,76
L8	-	3,274	1,44	2,5	0,00	3,33	1,47	2,55	0,00	2,50	1,10	1,91
L9	-	3,274	1,44	2,5	0,00	3,33	1,47	2,55	0,00	2,50	1,10	1,91
L10	3,66	6,33	1,83	3,17	1,09	1,89	0,55	0,95	0,82	1,42	0,41	0,71
L11	3,66	6,33	1,83	3,17	1,09	1,89	0,55	0,95	0,82	1,42	0,41	0,71

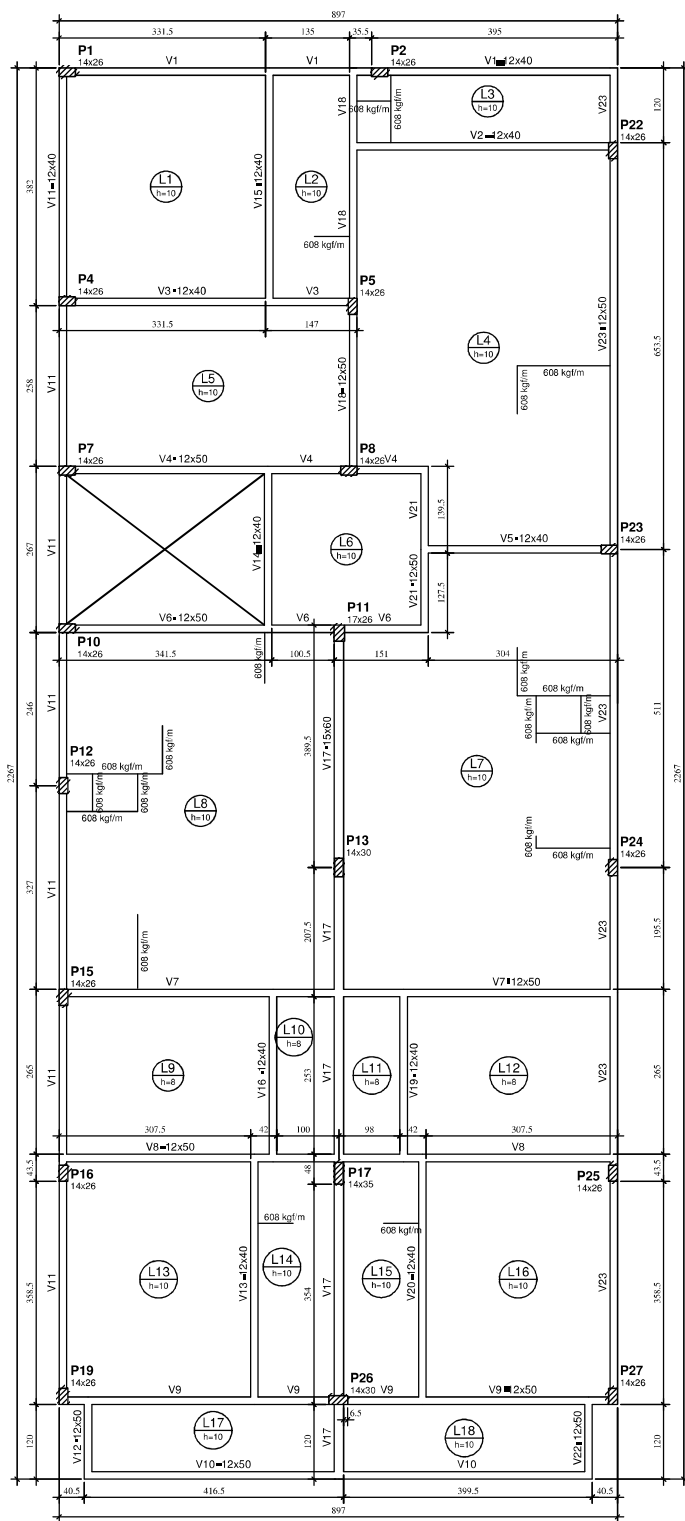
ELU - CARGAS NAS VIGAS (Kn/m) - LAJES 3º TIPO

Laje	COEFICIENTES (Kn/m)						Permanentes						Variáveis					
	kx	kx'	ky	ky'	qx	qx'	qy	qy'	qx	qx'	qy	qy'	qx	qx'	qy	qy'		
L1	2,03	3,51	1,83	3,17	1,98	3,42	1,78	3,09	0,99	1,71	0,89	1,54						
L2	-	5,00	1,44	2,50	0,00	2,85	0,82	1,43	0,00	0,96	0,28	0,48						
L3	3,66	6,33	1,83	3,17	3,47	6,00	1,74	3,01	0,62	1,07	0,31	0,54						
L4	2,17	3,77	-	3,17	3,40	5,89	0,00	4,96	1,79	3,10	0,00	2,61						
L5	2,61	4,53	1,83	3,17	2,06	3,58	1,45	2,50	1,03	1,79	0,72	1,25						
L6	1,46	2,53	-	3,04	1,07	1,85	0,00	2,23	0,53	0,93	0,00	1,11						
L7	2,23	3,86	-	3,17	4,40	7,63	0,00	6,27	1,94	3,36	0,00	2,76						
L8	2,28	3,95	1,83	3,17	4,91	8,51	3,94	6,82	1,99	3,45	1,60	2,76						
L9	-	3,46	1,44	2,50	0,00	2,68	1,12	1,94	0,00	1,34	0,56	0,97						
L10	-	5,00	-	2,50	0,00	1,47	0,00	0,73	0,00	0,73	0,00	0,37						
L11	-	5,00	-	2,50	0,00	1,47	0,00	0,73	0,00	0,73	0,00	0,37						
L12	-	3,46	1,44	2,50	0,00	2,68	1,12	1,94	0,00	1,34	0,56	0,97						
L13	1,83	3,18	-	3,17	1,65	2,87	0,00	2,86	0,83	1,43	0,00	1,43						
L14	-	5,00	-	2,50	0,00	2,85	0,00	1,43	0,00	0,96	0,00	0,48						
L15	-	5,00	-	2,50	0,00	2,85	0,00	1,43	0,00	0,96	0,00	0,48						
L16	1,83	3,18	-	3,17	1,65	2,87	0,00	2,86	0,83	1,43	0,00	1,43						
L17	3,66	6,33	1,83	3,17	1,24	2,15	0,62	1,07	0,62	1,07	0,31	0,54						
L18	3,66	6,33	1,83	3,17	1,24	2,15	0,62	1,07	0,62	1,07	0,31	0,54						

## **APÊNDICE C**

(Planta de formas Eberick)





**FORMA DO TIPO 3**  
 escala 1:50

		Lajes			
Nome	Tipo	Alcova (cm)	Seção (cm)	Nível (cm)	Submembrana (kgf/m <sup>2</sup> )
L1	Maçica	10	0	87,5	250
L2	Maçica	10	0	87,5	250
L3	Maçica	10	0	87,5	250
L4	Maçica	10	0	87,5	250
L5	Maçica	10	0	87,5	250
L6	Maçica	10	0	87,5	250
L7	Maçica	10	0	87,5	250
L8	Maçica	10	0	87,5	250
L9	Maçica	5	0	87,5	200
L10	Maçica	5	0	87,5	200
L11	Maçica	5	0	87,5	200
L12	Maçica	5	0	87,5	200
L13	Maçica	10	0	87,5	250
L14	Maçica	10	0	87,5	250
L15	Maçica	10	0	87,5	250
L16	Maçica	10	0	87,5	250
L17	Maçica	10	0	87,5	250
L18	Maçica	10	0	87,5	250

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Seção (cm)	Nível (cm)
V1	12x40	0	87,5
V2	12x40	0	87,5
V3	12x40	0	87,5
V4	12x50	0	87,5
V5	12x40	0	87,5
V6	12x50	0	87,5
V7	12x50	0	87,5
V8	12x50	0	87,5
V9	12x50	0	87,5
V10	12x50	0	87,5
V11	12x40	0	87,5
V12	12x50	0	87,5
V13	12x40	0	87,5
V14	12x40	0	87,5
V15	12x40	0	87,5
V16	12x40	0	87,5
V17	12x50	0	87,5
V18	12x50	0	87,5
V19	12x40	0	87,5
V20	12x40	0	87,5
V21	12x50	0	87,5
V22	12x50	0	87,5
V23	12x50	0	87,5

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Seção (cm)	Nível (cm)
P1	14 x 26	0	87,5
P2	14 x 26	0	87,5
P3	14 x 26	0	87,5
P4	14 x 26	0	87,5
P5	14 x 26	0	87,5
P6	14 x 26	0	87,5
P7	14 x 26	0	87,5
P8	14 x 26	0	87,5
P9	14 x 26	0	87,5
P10	14 x 26	0	87,5
P11	17 x 26	0	87,5
P12	14 x 26	0	87,5
P13	14 x 30	0	87,5
P14	14 x 26	0	87,5
P15	14 x 26	0	87,5
P16	14 x 26	0	87,5
P17	14 x 35	0	87,5
P18	14 x 26	0	87,5
P19	14 x 26	0	87,5
P20	14 x 26	0	87,5
P21	14 x 26	0	87,5
P22	14 x 26	0	87,5
P23	14 x 26	0	87,5
P24	14 x 26	0	87,5
P25	14 x 26	0	87,5
P26	14 x 30	0	87,5
P27	14 x 26	0	87,5

Área de pilares			
Tipo	Alcova (cm)	Seção de Enchimento	Área (m <sup>2</sup> )
Maçica	8	2	0
Maçica	10	2	154,84

Características dos materiais	
fck (kgf/cm <sup>2</sup> )	Fyk (kgf/cm <sup>2</sup> )
250	240000

**Legenda dos Pilares**

- Pilar que morre
- Pilar que passa
- Pilar que nasce
- Pilar com mudança de seção

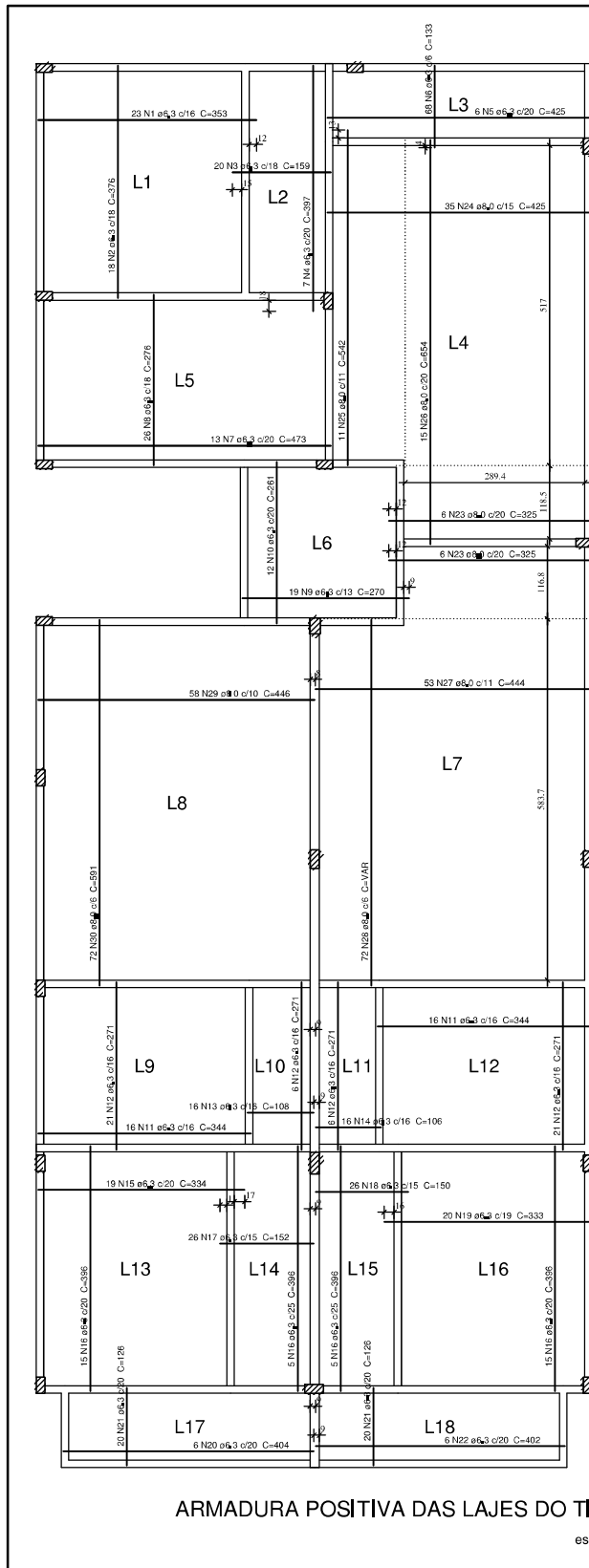
**OBSERVAÇÕES:**

■ Fck = 25 MPa

<b>OBRA:</b> EDIFÍCIO RESIDENCIAL	
<b>ENDEREÇO:</b> RUA JOÃO AFONSO FERRÃO SERRA, SÃO JOSÉ - SC	
<b>ESTRUTURAL</b>	<b>PROPRIETÁRIO:</b> UFSC
	Assinatura
	<b>PROJETO ESTRUTURAL:</b> ANDRÉ FELIPE KRETZER
Assinatura	<b>CONTEÚDO:</b> FORMA DO TIPO 3
<b>ESCALA:</b> INDICADAS	
<b>PRANCHA:</b> 01	

## **APÊNDICE D**

(Plantas de armações Eberick)



ARMADURA POSITIVA DAS LAJES DO TIPO 3

escala 1:50

Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CABO	1	6,3	23	353	8119
	2	6,3	18	376	6768
	3	6,3	20	159	3180
	4	6,3	7	397	2779
	5	6,3	6	425	2550
	6	6,3	68	133	9044
	7	6,3	13	473	6149
	8	6,3	26	276	7176
	9	6,3	19	270	5130
	10	6,3	12	261	3132
	11	6,3	32	344	11008
	12	6,3	54	271	14634
	13	6,3	16	108	1728
	14	6,3	16	106	1696
	15	6,3	19	334	6346
	16	6,3	40	396	15840
	17	6,3	26	152	3952
	18	6,3	26	150	3900
	19	6,3	20	333	6660
	20	6,3	6	404	2424
	21	6,3	40	125	5040
	22	6,3	6	402	2412
	23	8,0	12	325	3900
	24	8,0	35	425	14875
	25	8,0	11	542	5962
	26	8,0	15	654	9810
	27	8,0	53	444	23532
	28	8,0	72	VAR	VAR
	29	8,0	58	446	25868
	30	8,0	72	991	42692

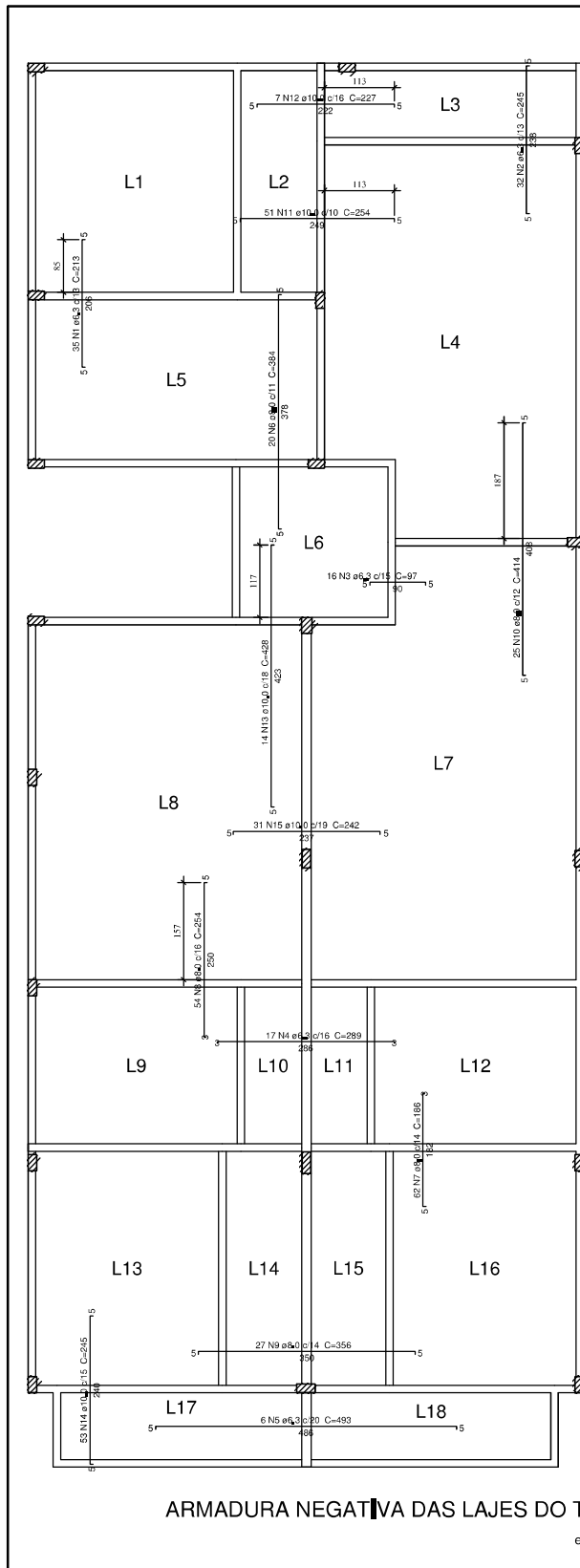
Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CABO	6,3	1296,7	349
	8,0	1690,6	733,8
PESO TOTAL (kg)			
CABO			1082,8

OBSERVAÇÕES:

1• Fck = 25 MPa

OBRA:		EDIFÍCIO RESIDENCIAL	
ENDEREÇO:		RUA JOÃO AFONSO FIRMINO SERRARIA SÃO JOSÉ - SC	
ESTRUTURAL	PROPRIETÁRIO:	UFSC	CONTEÚDO:
		Assinatura	ARMADURA POSITIVA DAS LAJES
	PROJETO ESTRUTURAL:	ANDRÉ FELIPE KRETZER	
		Assinatura	
ESCALA:	INDICADAS	DATA:	NOV/2016
			PRANCHA: 02



Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	35	213	7455
	2	6.3	32	245	7840
	3	6.3	16	97	1552
	4	6.3	17	289	4913
	5	6.3	6	493	2958
	6	8.0	20	384	7680
	7	8.0	62	186	11532
	8	8.0	54	254	13716
	9	8.0	27	356	9612
	10	8.0	25	414	10350
	11	10.0	51	254	12954
	12	10.0	7	227	1589
	13	10.0	14	428	5992
	14	10.0	53	245	12985
	15	10.0	31	242	7502

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	247.2	66.5
	8.0	528.9	229.6
	10.0	410.3	278.2
<b>PESO TOTAL (kg)</b>			
CA50			<b>574.3</b>

OBSERVAÇÕES:

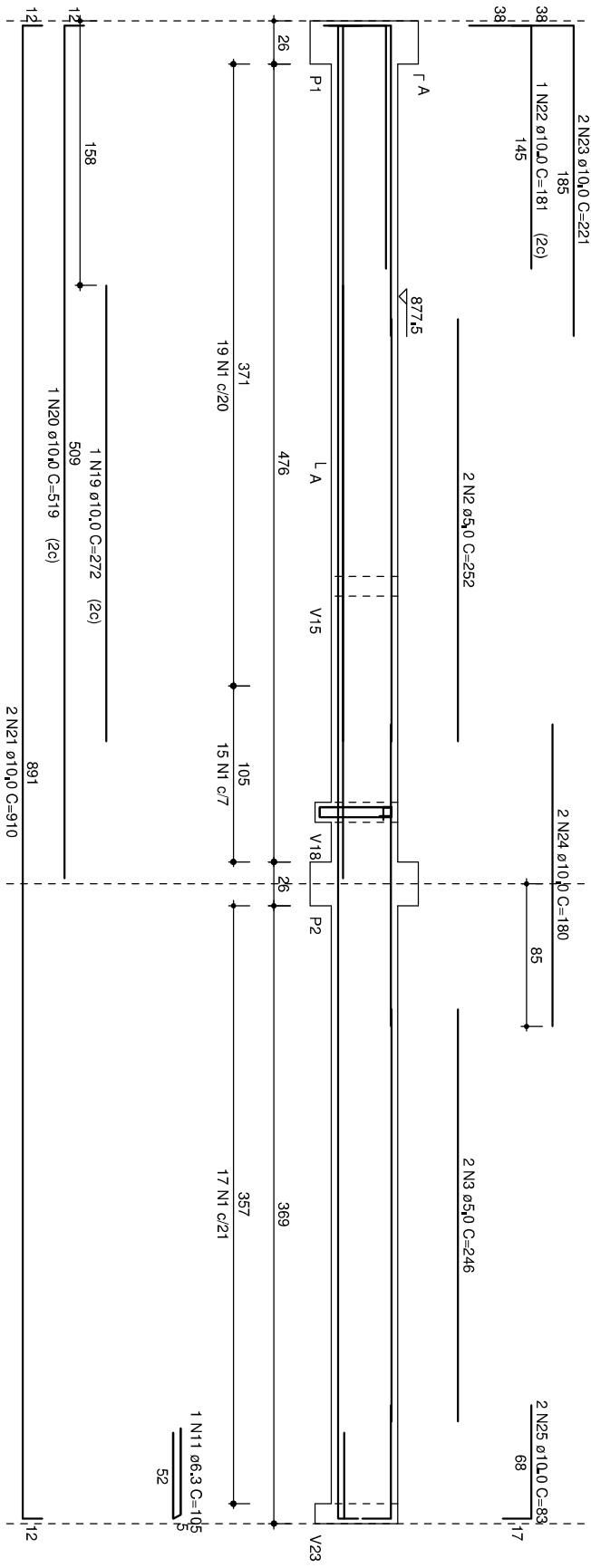
1 • Fck = 25 MPa

<b>OBRA:</b> EDIFÍCIO RESIDENCIAL		
<b>ENDEREÇO:</b> RUA JOÃO AFONSO FIRMINO SERRARIA SÃO JOSÉ - SC		
ESTRUTURAL	<b>PROPRIETÁRIO:</b> UFSC Assinatura	<b>CONTEÚDO:</b> ARMADURA NEGATIVA DAS LAJES
	<b>PROJETO ESTRUTURAL:</b> ANDRÉ FELIPE KRETZER Assinatura	
	ESCALA: INDICADAS	DATA: NOV/2016
	<b>PRANCHA:</b> <span style="font-size: 2em; font-weight: bold;">03</span>	

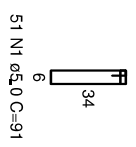
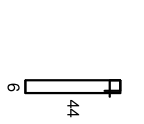
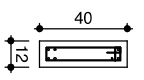
## **APÊNDICE E**

(Caderno de detalhamentos dos elementos)

Tipo 3  
V1  
s/esc



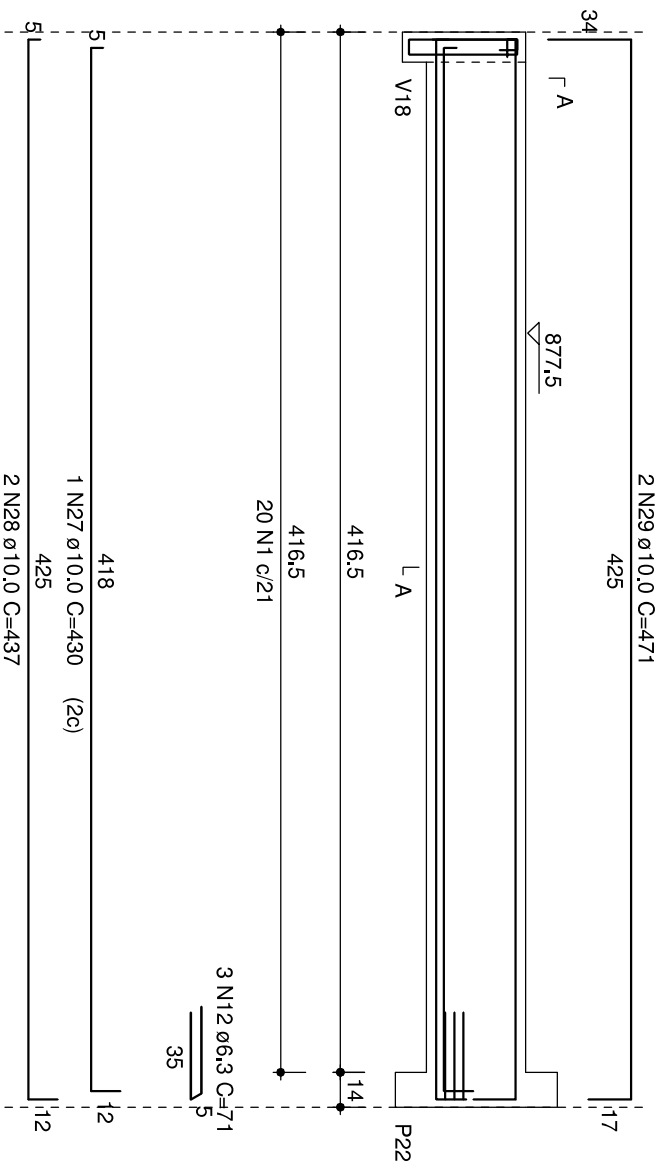
SEÇÃO A-A  
S/esc  
SUSPENSÃO V18  
ESC 1:25



Tipo 3

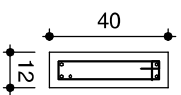
# V2

ESC: 1:30



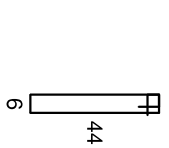
### SEÇÃO A-A

ESC: 1:25



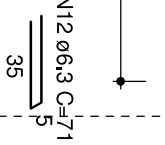
### SUSPENSÃO V18

ESC: 1:25



1 N18  $\phi$ 8.0 C=112

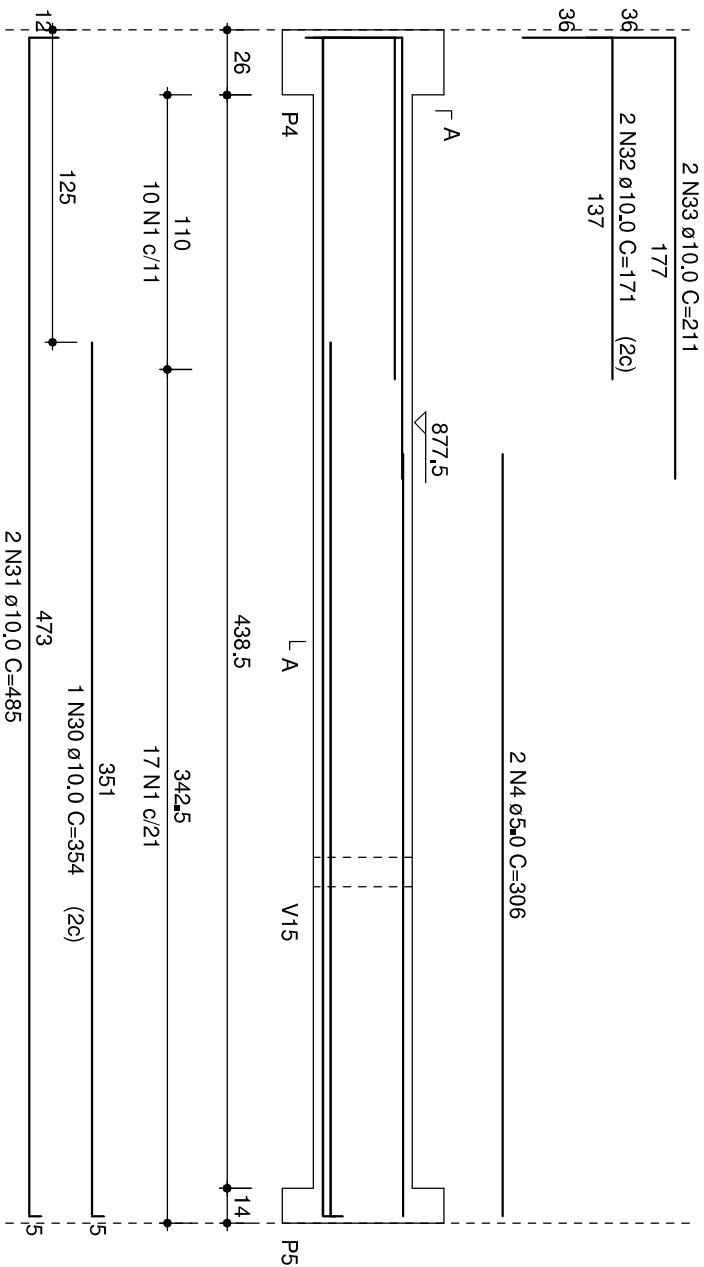
20 N1  $\phi$ 5.0 C=91



# Tipo 3

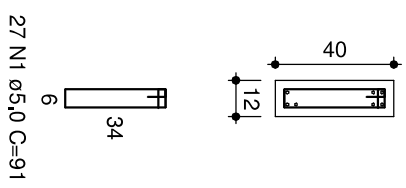
# V3

ESC 1:30



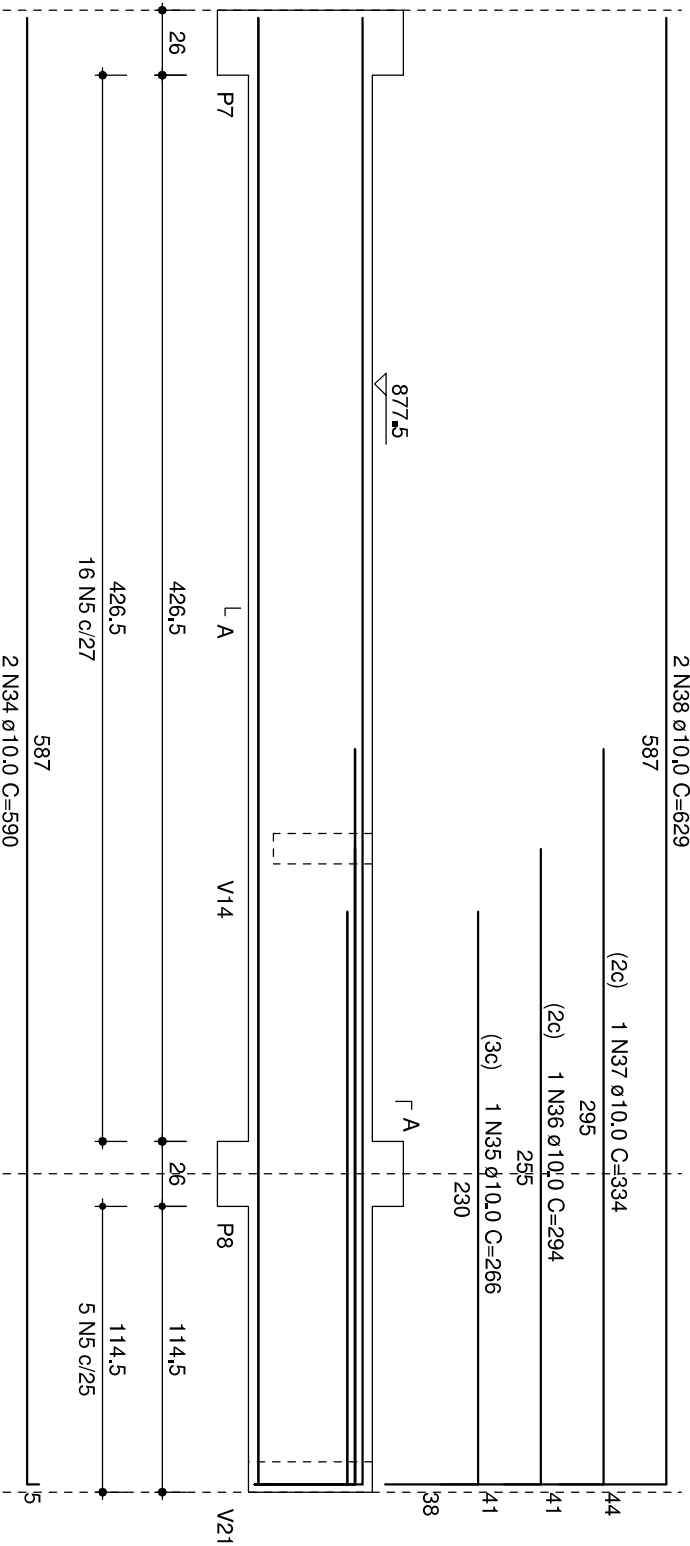
## SEÇÃO A-A

ESC 1:25

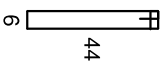
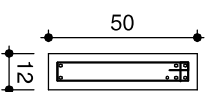




Tipo 3  
**V4**  
 ESC 1:30

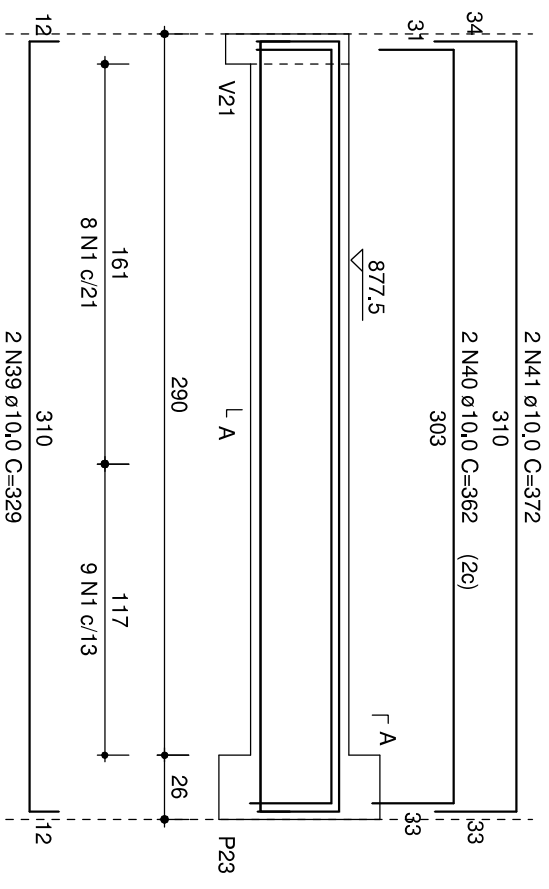


**SEÇÃO A-A**  
 ESC 1:25

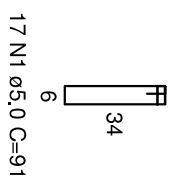
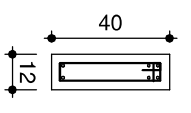


21 N5  $\phi$ 5,0 C=111

Tipo 3  
**V5**  
ESC 1:30



SEÇÃO A-A  
ESC 1:25

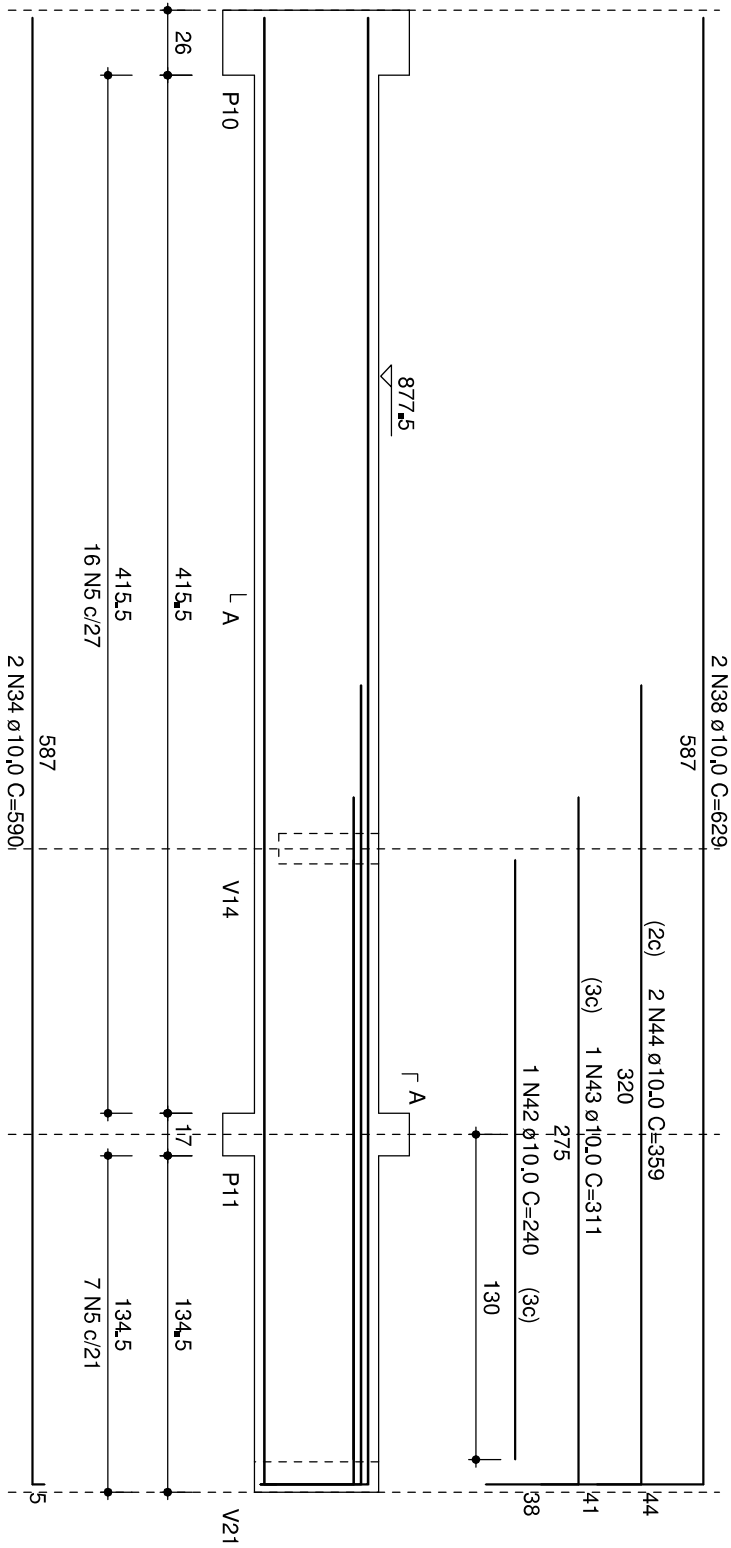


17 N1  $\varnothing$ 5,0 C=91

Tipo 3

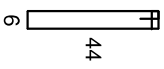
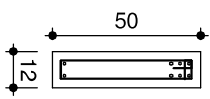
# V6

ESC 1:30



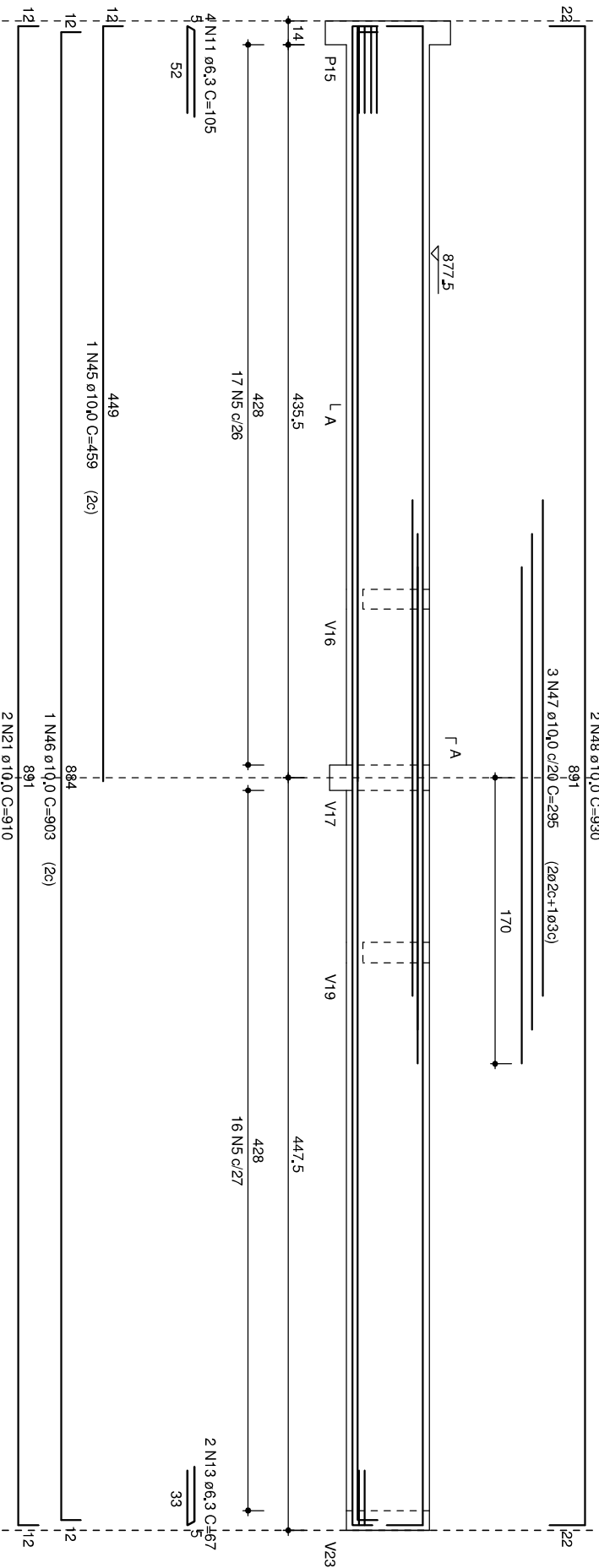
### SEÇÃO A-A

ESC 1:25

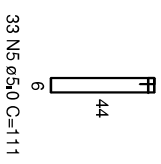
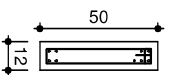


23 N5  $\phi$ 5,0 C=111

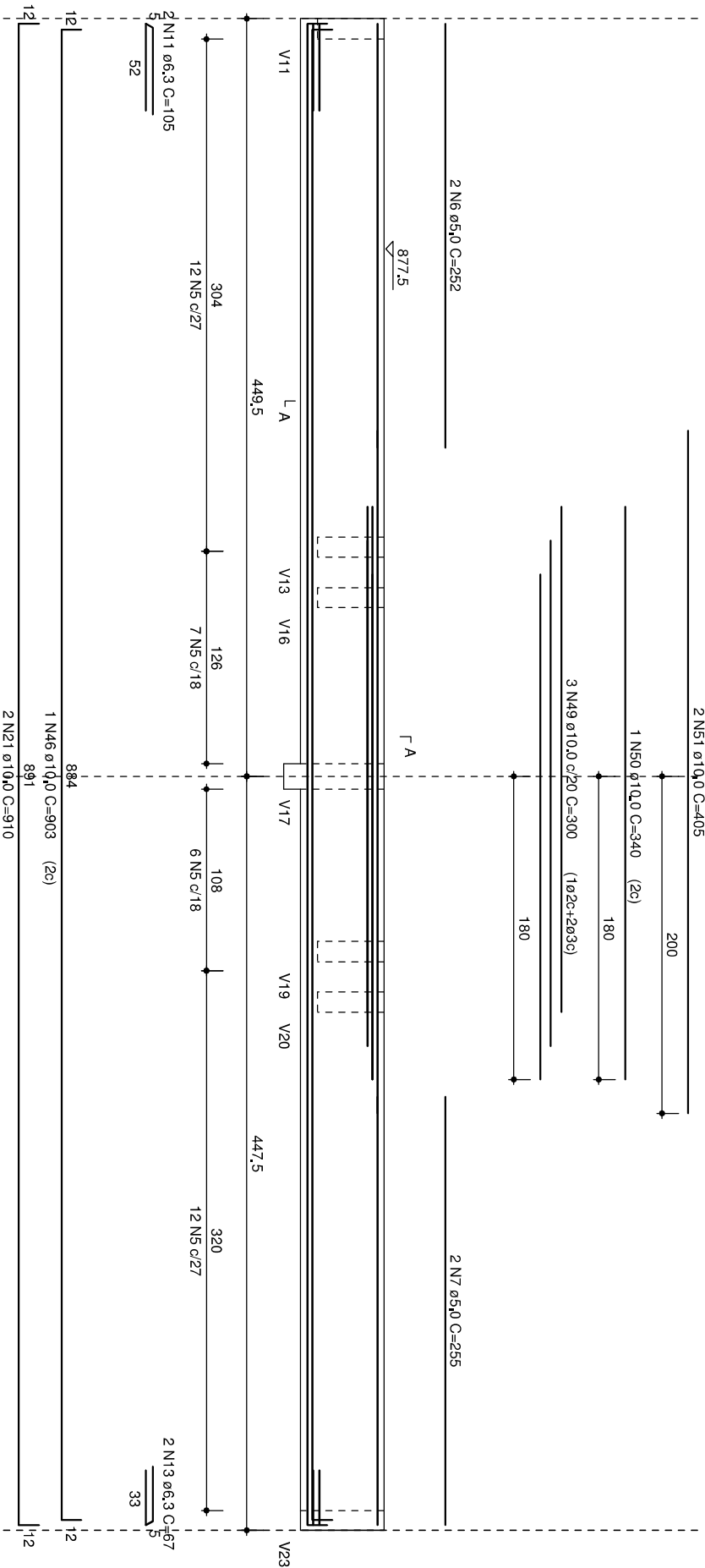
Tipo 3  
V7  
s/esc



SEÇÃO A-A  
s/esc

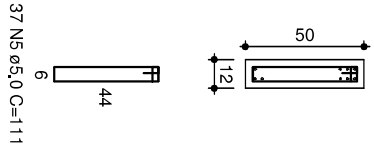


Tipo 3  
**V8**  
 s/esc

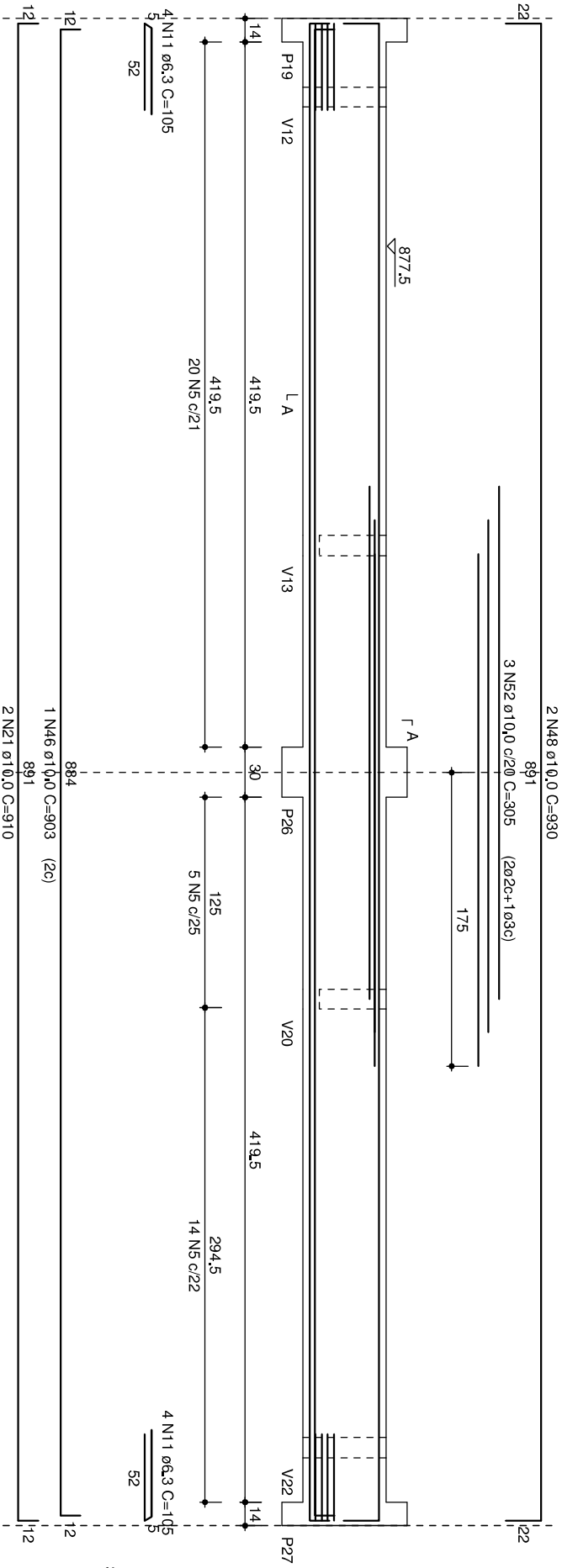


**SEÇÃO AA**

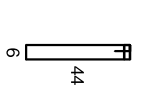
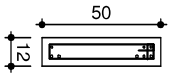
s/esc



Tipo 3  
**V9**  
 s/esc

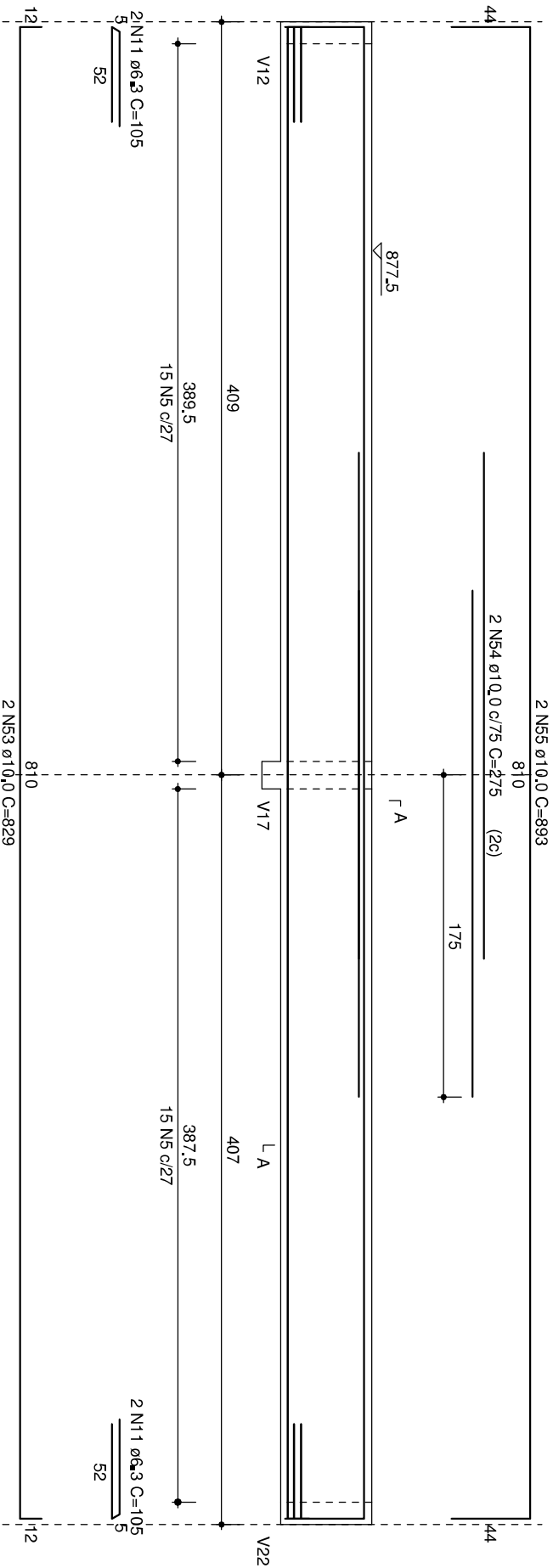


**SEÇÃO AA**  
 s/esc

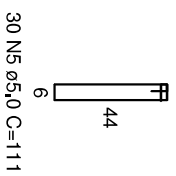
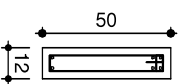


39 N5 ø5,0 C=111

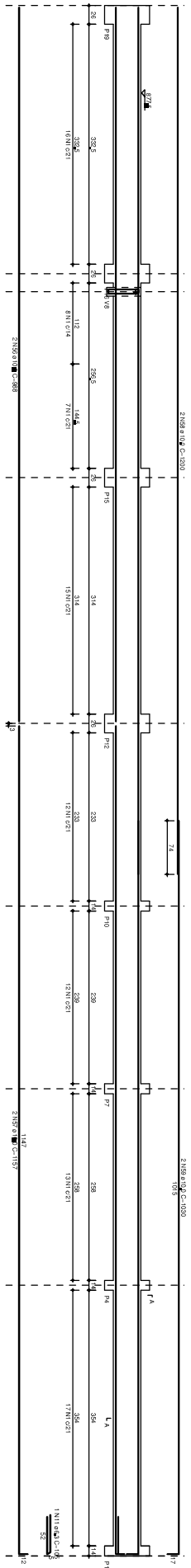
Tipo 3  
**V10**  
s/esc



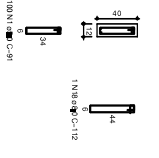
**SEÇÃO A-A**  
s/esc



1:50  
M1

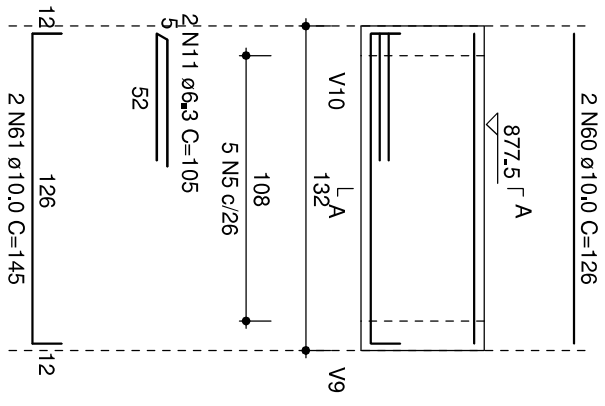


SEKCIJA  
SISPERSKOJ  
ESC 7.25

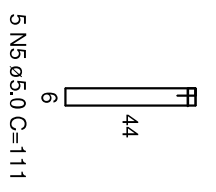
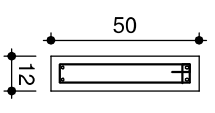




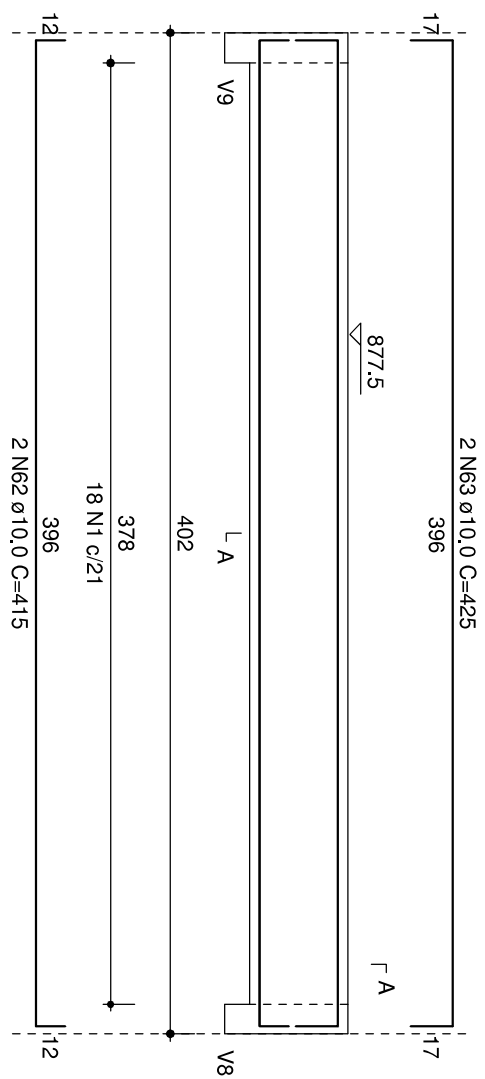
Tipo 3  
**V12**  
ESC 1:30



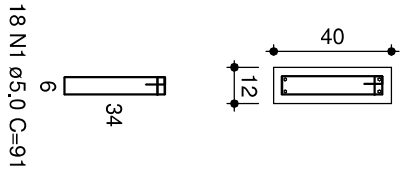
SEÇÃO A-A  
ESC 1:25



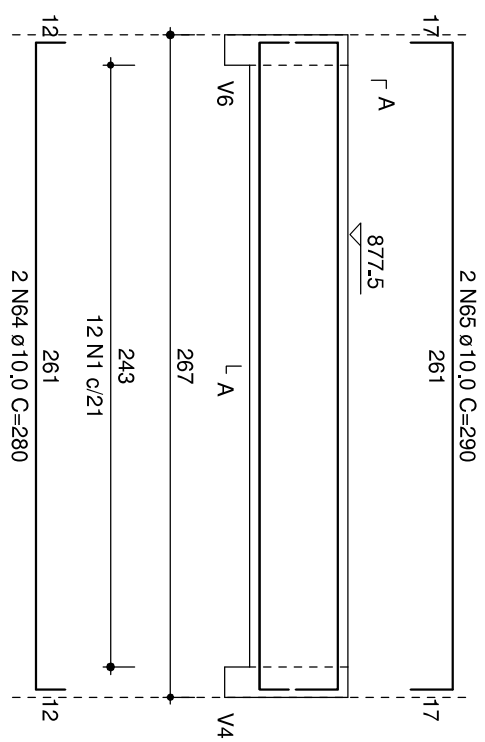
Tipo 3  
**V13**  
ESC 1:30



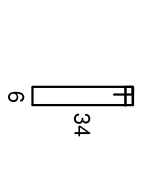
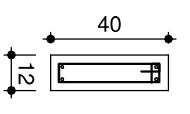
**SEÇÃO A-A**  
ESC 1:25



Tipo 3  
**V14**  
ESC 1:30

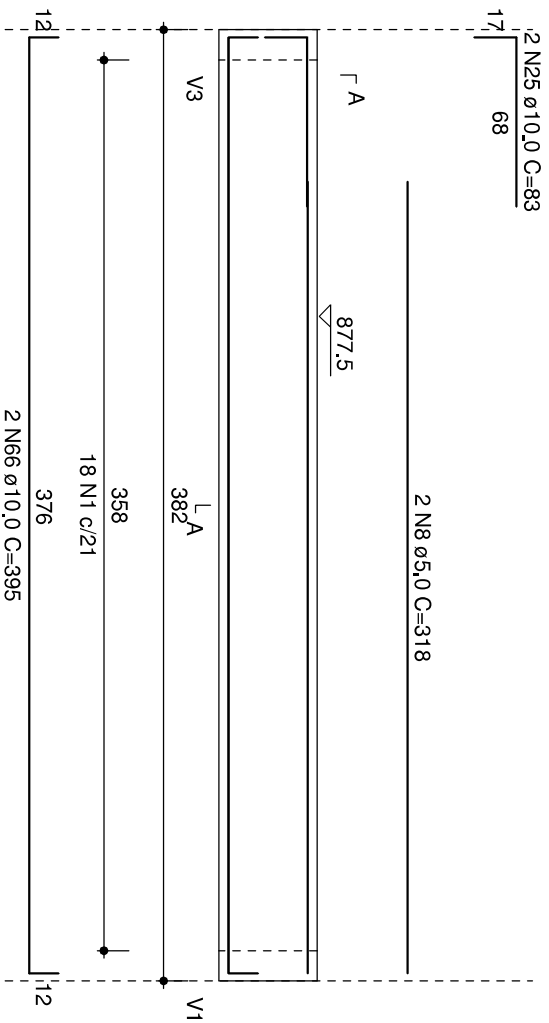


SEÇÃO A-A  
ESC 1:25

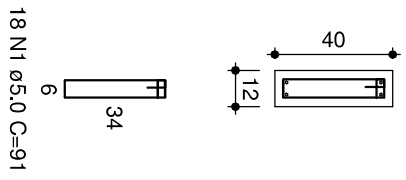


12 N1  $\phi$ 5,0 C=91

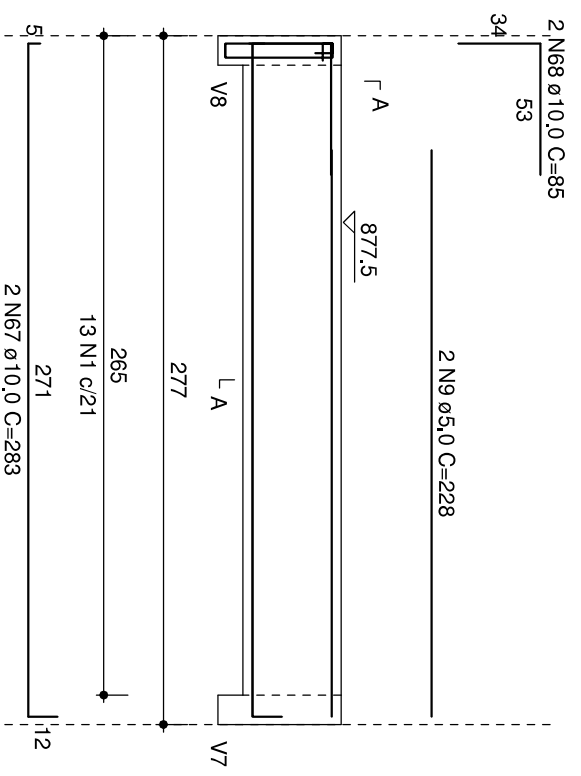
Tipo 3  
**V15**  
ESC 1:30



**SEÇÃO A-A**  
ESC 1:25

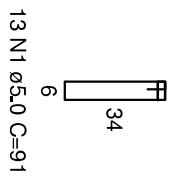
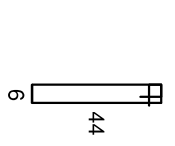
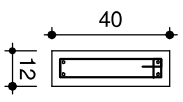


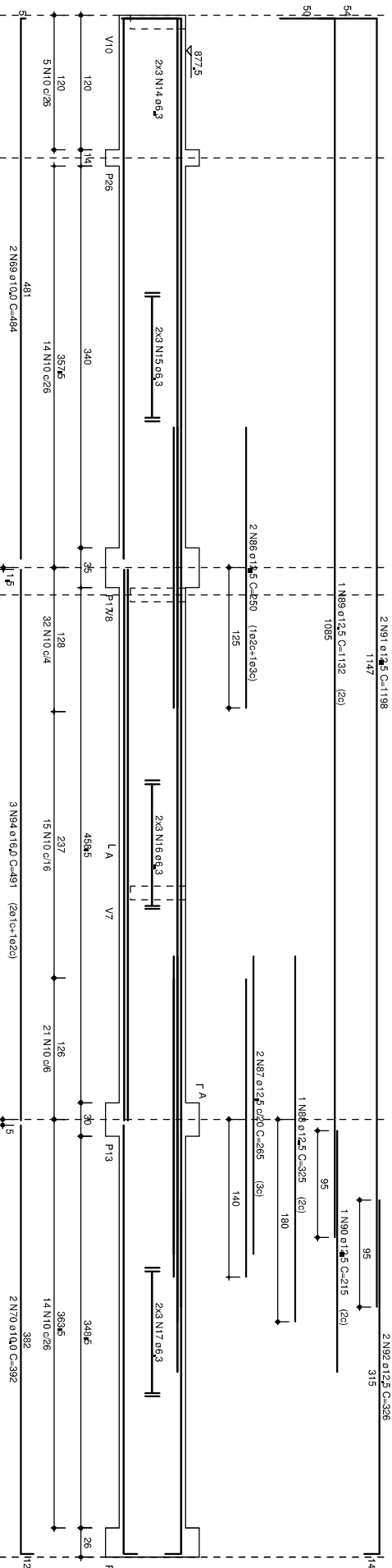
Tipo 3  
**V16**  
ESC 1:30



SEÇÃO A-A  
ESC 1:25

SUSPENSÃO V8  
ESC 1:25



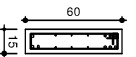


101 N10  $\phi 10,0$  C-137

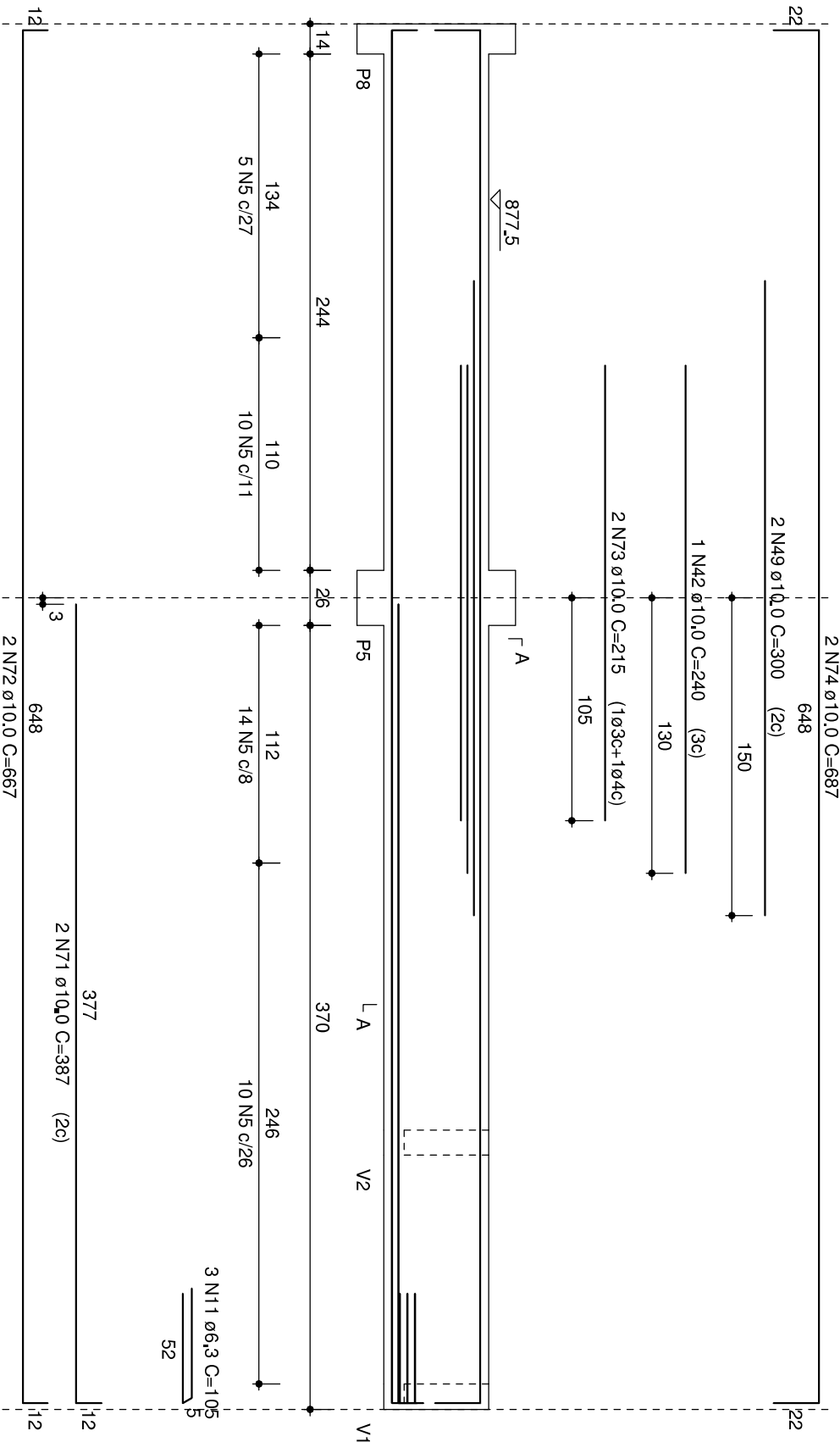


SEÇÃO AA

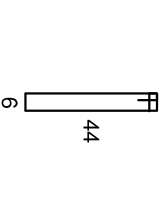
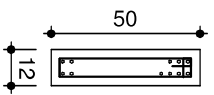
s/esc



Tipo 3  
**V18**  
 ESC 1:30

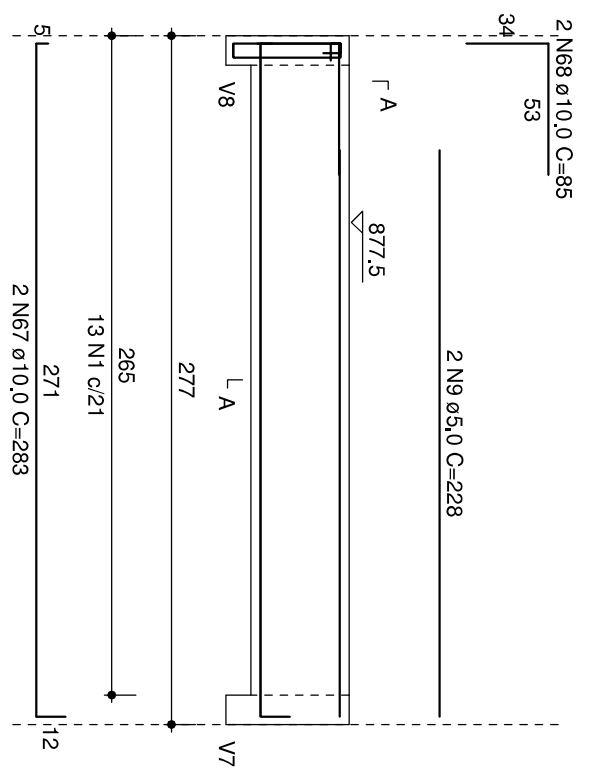


**SEÇÃO A-A**  
 ESC 1:25

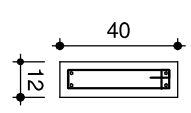


39 N5 ø5,0 C=111

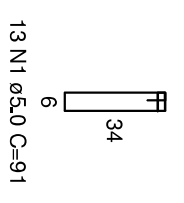
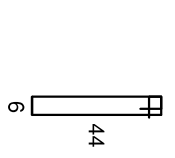
Tipo 3  
**V19**  
ESC 1:30



SEÇÃO A-A  
ESC 1:25



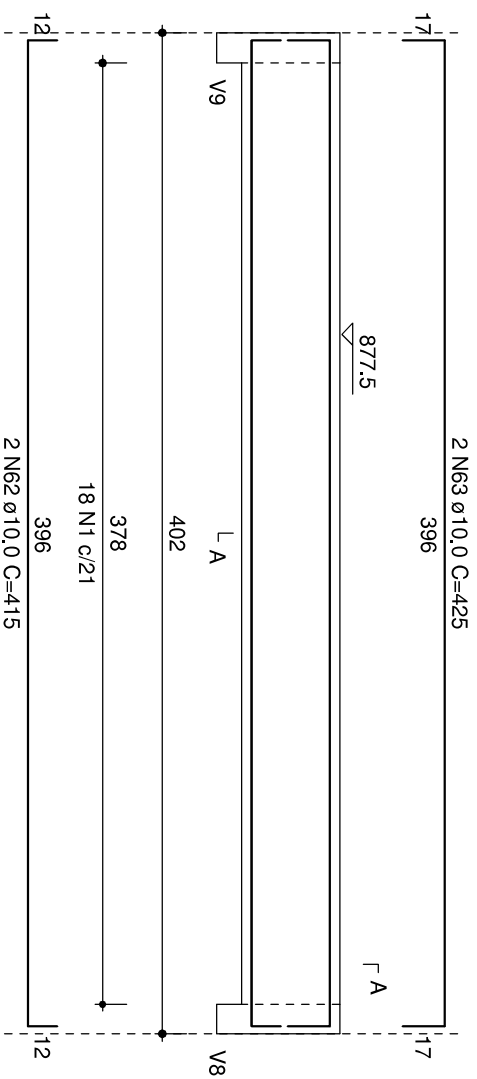
SUSPENSÃO V8  
ESC 1:25



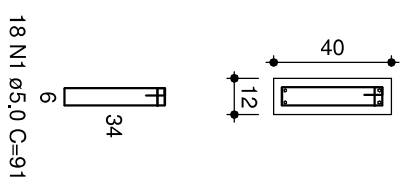
1 N18  $\phi$ 8,0 C=112



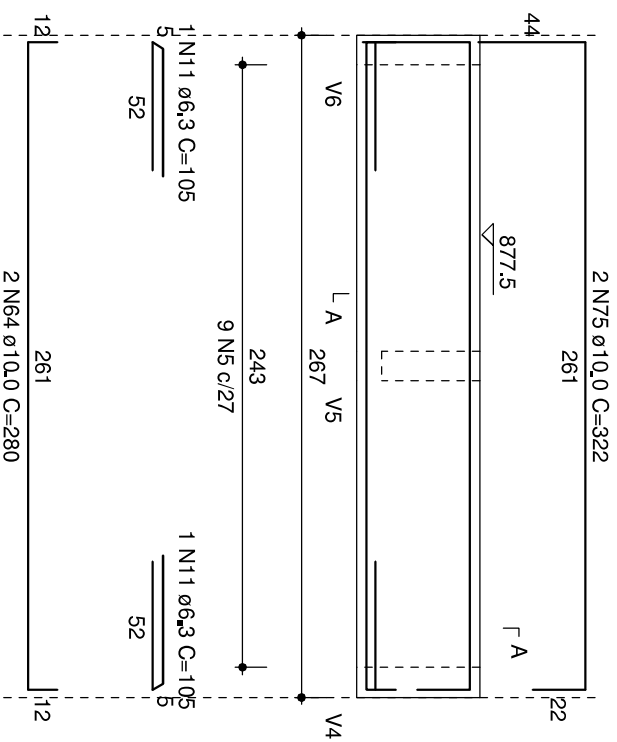
Tipo 3  
**V20**  
ESC 1:30



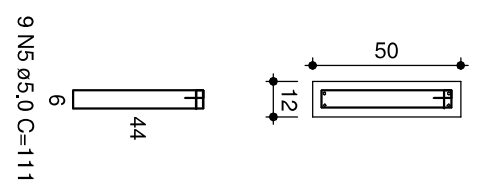
**SEÇÃO A-A**  
ESC 1:25



Tipo 3  
**V21**  
ESC 1:30



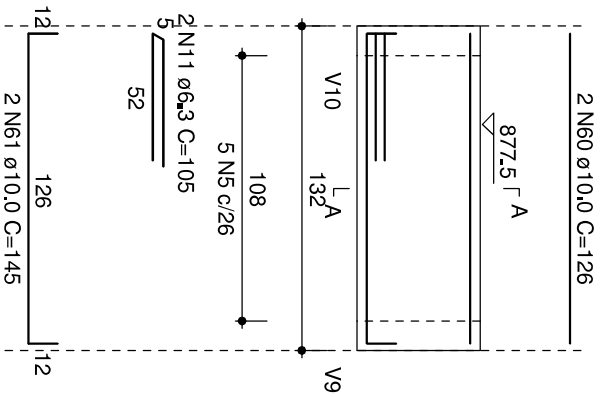
SEÇÃO A-A  
ESC 1:25



Tipo 3

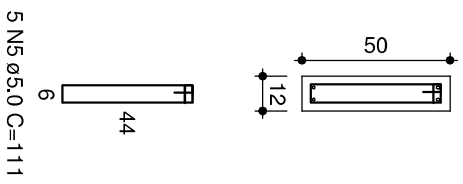
# V22

ESC 1:30



## SEÇÃO A-A

ESC 1:25





RELACAO DO ACO

- V1
- V4
- V7
- V10
- V13
- V16
- V19
- V22
- V2
- V5
- V8
- V11
- V14
- V17
- V20
- V23
- V3
- V6
- V9
- V12
- V15
- V18
- V21

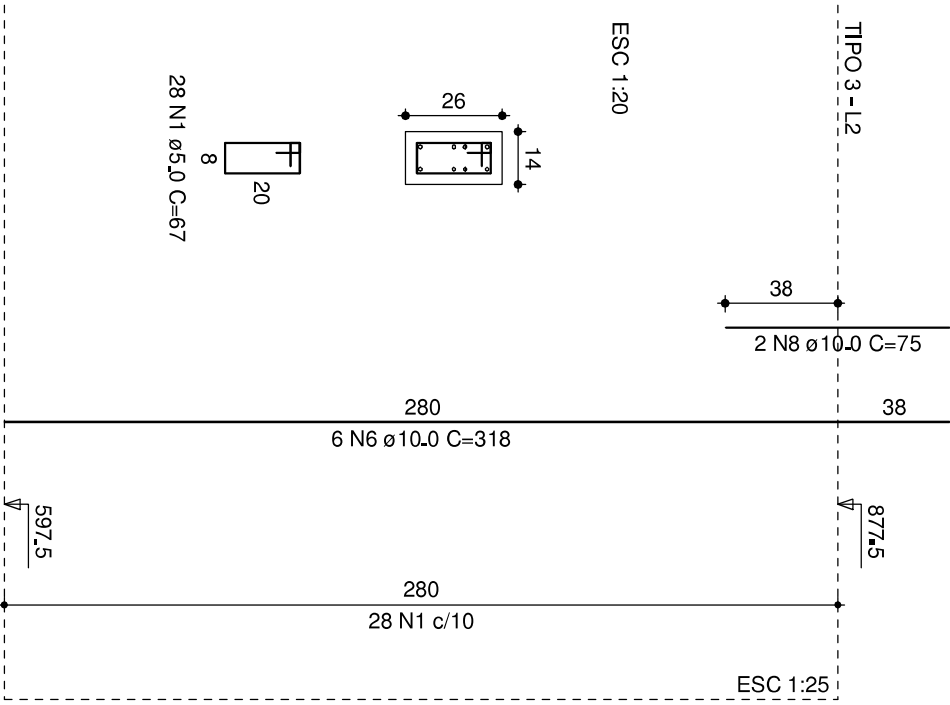
ACO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNID (cm)	Q TOTAL (cm)
CA60	1	5,0	307	91	27937
	2	5,0	2	232	504
	3	5,0	2	246	492
	4	5,0	2	246	492
	5	5,0	321	111	35631
	6	5,0	2	232	504
	7	5,0	2	235	510
	8	5,0	4	228	456
	9	5,0	101	137	13837
	10	5,0	29	102	3015
	11	6,3	4	67	268
	12	6,3	6	60M	768
	13	6,3	6	60M	768
	14	6,3	6	60M	768
	15	6,3	6	60M	768
	16	6,3	6	60M	768
	17	6,3	6	60M	768
	18	8,0	4	112	448
	19	8,0	1	519	519
	20	10,0	8	910	7280
	21	10,0	2	181	181
	22	10,0	2	181	181
	23	10,0	2	180	360
CA50	24	10,0	4	83	332
	25	10,0	4	118	472
	26	10,0	1	118	118
	27	10,0	2	437	874
	28	10,0	2	471	942
	29	10,0	2	471	942
	30	10,0	1	294	294
	31	10,0	2	171	342
	32	10,0	2	171	342
	33	10,0	2	211	422
	34	10,0	2	211	422
35	10,0	2	266	532	
36	10,0	1	266	266	
37	10,0	1	294	294	
38	10,0	1	334	334	
39	10,0	2	329	658	
40	10,0	2	382	764	
41	10,0	2	372	744	
42	10,0	2	359	718	
43	10,0	1	311	311	
44	10,0	2	359	718	
45	10,0	3	438	1314	
46	10,0	4	415	1660	
47	10,0	4	395	1580	
48	10,0	4	395	1580	
49	10,0	1	300	300	
50	10,0	1	405	405	
51	10,0	2	405	810	
52	10,0	3	305	915	
53	10,0	2	222	444	
54	10,0	2	222	444	
55	10,0	2	893	1786	
56	10,0	2	989	1978	
57	10,0	2	120	240	
58	10,0	4	120	480	
59	10,0	2	1030	2060	
60	10,0	4	128	512	
61	10,0	4	115	460	
62	10,0	4	115	460	
63	10,0	4	425	1700	
64	10,0	4	280	1120	
65	10,0	4	355	1420	
66	10,0	2	355	710	
67	10,0	4	283	1132	
68	10,0	4	83	332	
69	10,0	4	83	332	
70	10,0	2	392	784	
71	10,0	2	387	774	
72	10,0	2	667	1334	
73	10,0	2	667	1334	
74	10,0	2	687	1374	
75	10,0	2	322	644	
76	10,0	2	482	964	
77	10,0	2	482	964	
78	10,0	2	511	1022	
79	10,0	2	130	260	
80	10,0	3	235	470	
81	10,0	3	235	470	
82	10,0	3	325	650	
83	10,0	2	235	470	
84	10,0	2	235	470	
85	10,0	2	1059	2118	
86	12,5	2	250	500	
87	12,5	2	265	530	
88	12,5	1	132	132	
89	12,5	1	132	132	
90	12,5	1	215	215	
91	12,5	2	118	236	
92	12,5	2	646	1292	
93	12,5	2	646	1292	
94	16,0	3	491	1473	

RESUMO DO ACO

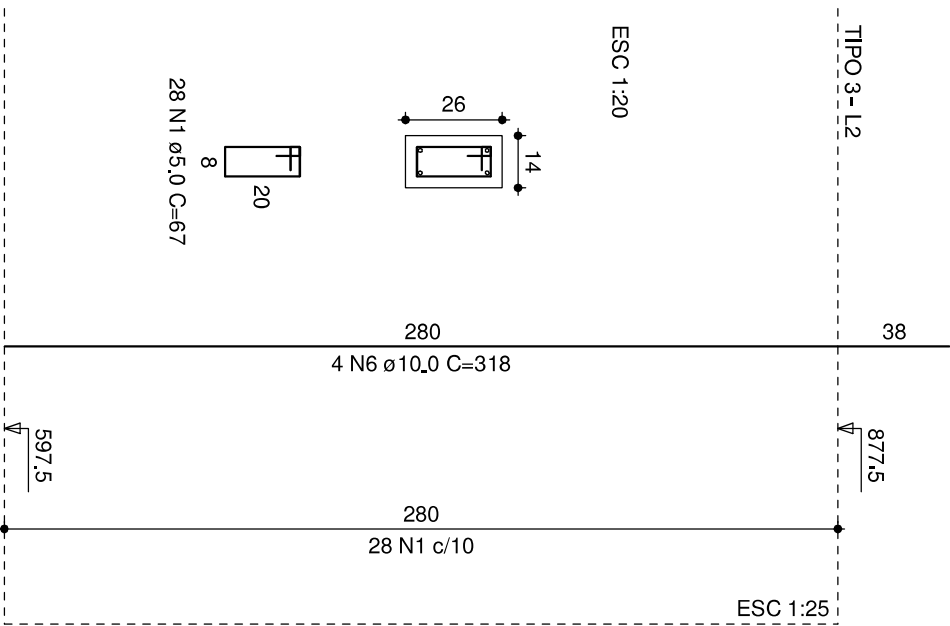
ACO	DIAM (mm)	Q TOTAL (m)	PESO +/- 0% (kg)
CA50	8,0	13089	388
CA50	10,0	72841	1980
CA50	12,5	7274	197
CA50	16,0	147	28
CA50	5,0	8156	1363
PESOTOTAL (kg)			
CA50	62837		
CA60	13633		

Volume de concreto (Q25) = 9,06 m³  
 Área de forma = 166,14 m²

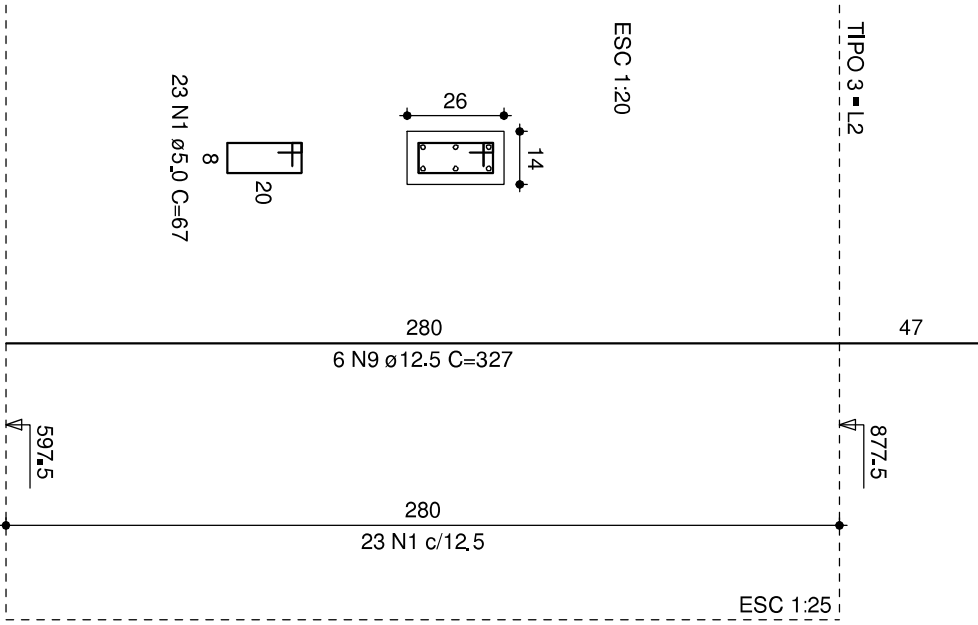
P19=P27



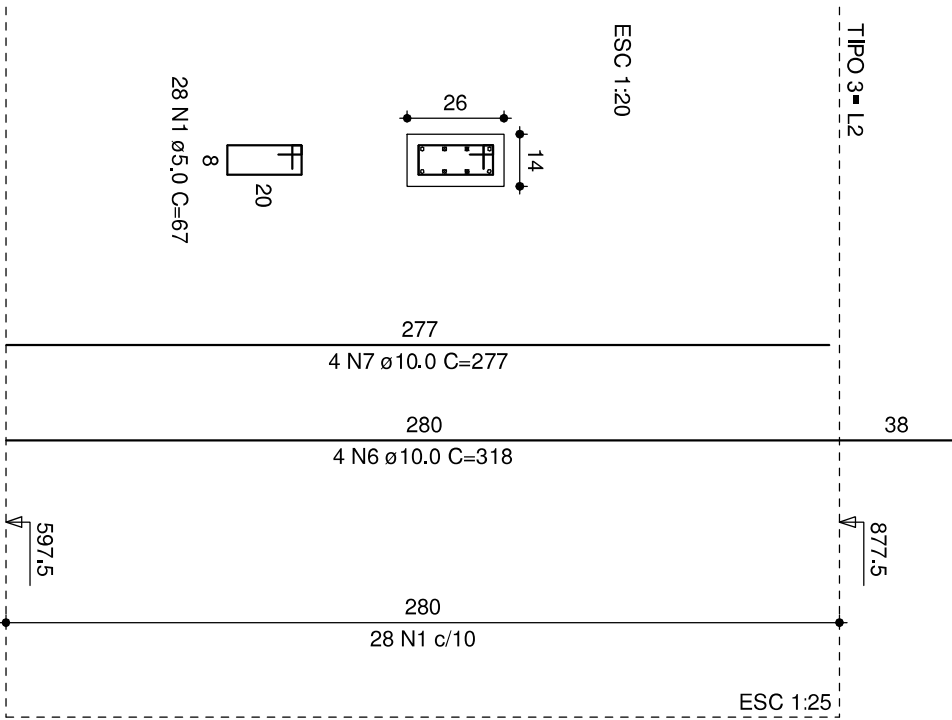
P2=P7=P8=P10=P12=P15=P16=P24=P25



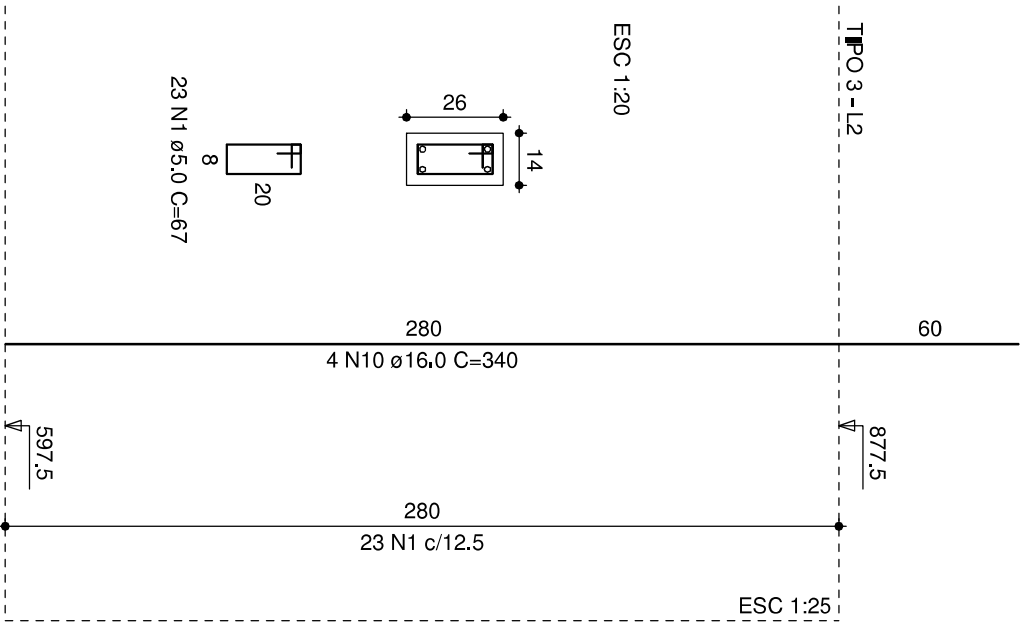
P4



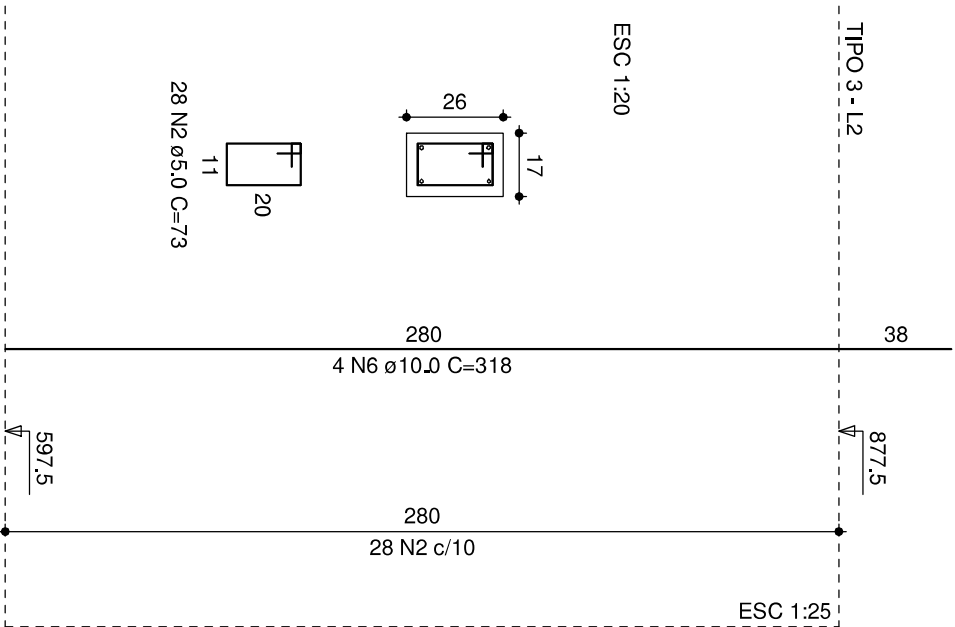
P5



P1

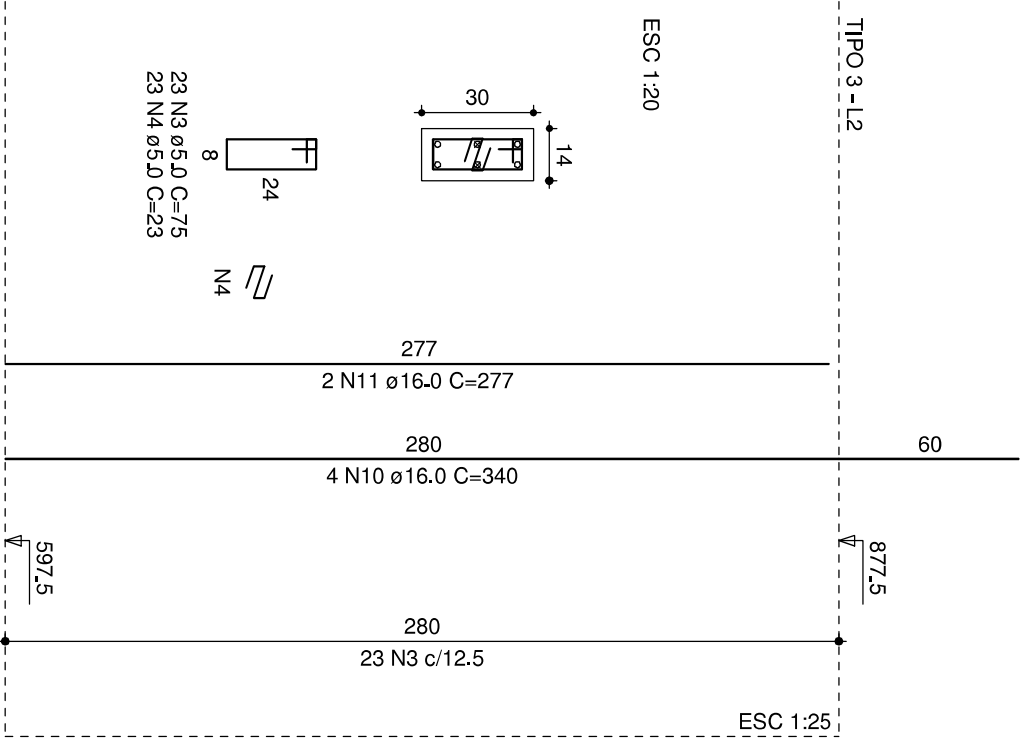


P11

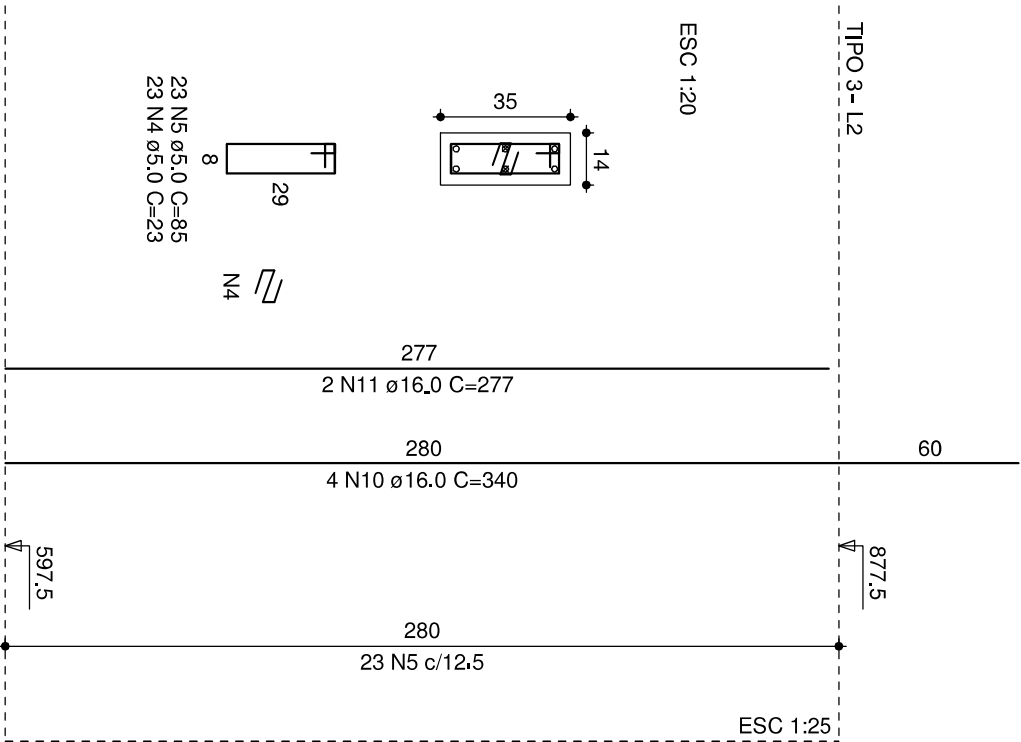




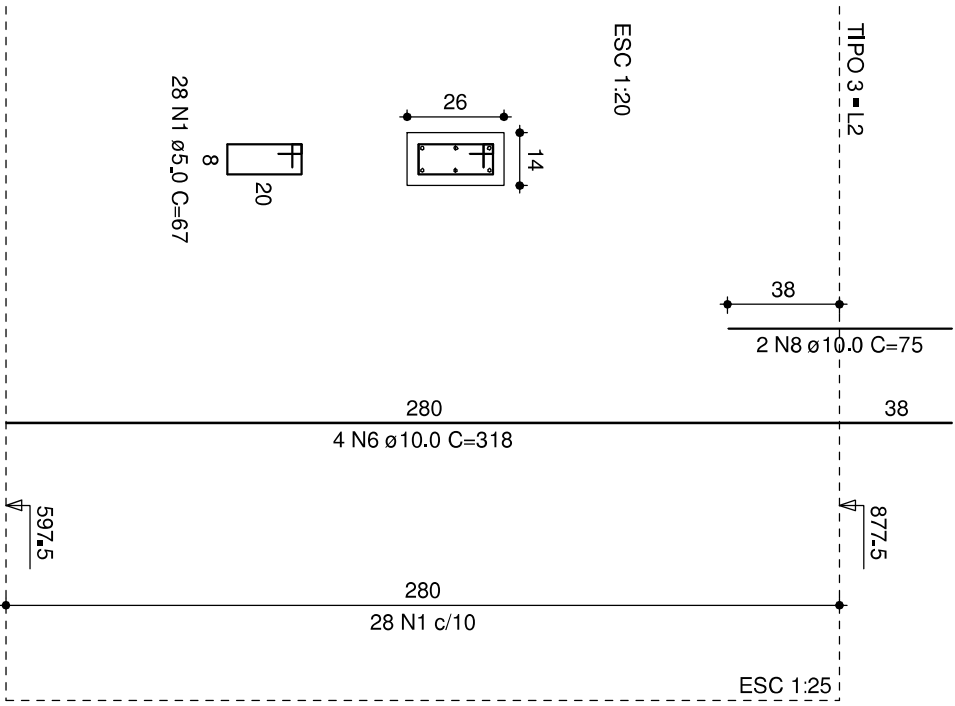
P13=P26



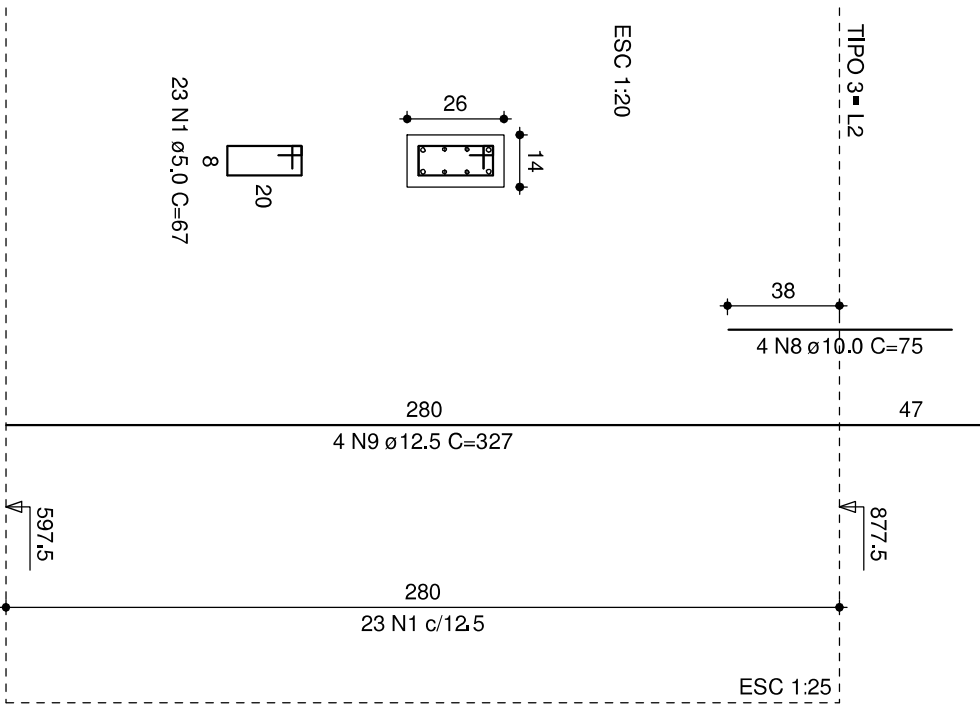
P17



P22



P23



RELAÇÃO DO AÇO

P1 9xP2 P4  
 P5 P11 2xP13  
 P17 2xP19 P22  
 P23

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNID (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5,0	433	67	29011
	2	5,0	28	73	2044
	3	5,0	46	75	3450
	4	5,0	69	23	1587
	5	5,0	23	85	1955
	6	10,0	60	318	19080
	7	10,0	4	277	1108
	8	10,0	10	75	750
	9	12,5	10	327	3270
	10	16,0	16	340	5440
	11	16,0	6	277	1662

RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO+10% (kg)
CA50	10,0	209,4	142,0
	12,5	32,7	34,7
	16,0	71,0	123,3
CA60	5,0	380,5	64,5
PESO TOTAL (kg)			
CA50	300,0		
CA60	64,5		

Volume de concreto (C-25) = 2,13 m³

Área de forma = 45,92 m²

## **APÊNDICE F**

(Relatórios dos elementos)

## Resultados da Laje

		Tipo 3	$f_{ck} = 250.00 \text{ kgf/cm}^2$	$E = 240800 \text{ kgf/cm}^2$	Peso Espec = $25.00 \text{ kN/m}^3$		
		Lance 2		cobr = 2.50 cm			
Nome	Espessura (cm)	Carga (kN/m <sup>2</sup> )	Mdx (kN.m/m)	Mdy (kN.m/m)	Asx	Asy (cm)	Flecha
L1	10	5.01	5.79	4.55	As = 1.93 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/16 - 1.95 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/18 - 1.73 cm <sup>2</sup> /m)	As = 1.66 cm <sup>2</sup> /m	-0.87
L2	10	5.70	5.11	3.95	As = 1.69 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/18 - 1.73 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/20 - 1.56 cm <sup>2</sup> /m)	As = 1.43 cm <sup>2</sup> /m	-0.73
L3	10	6.98	3.50	12.50	As = 1.15 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/6 - 5.20 cm <sup>2</sup> /m)	As = 4.91 cm <sup>2</sup> /m	-0.51
L4	10	6.05	9.31	10.97	As = 3.23 cm <sup>2</sup> /m (ø8.0 c/15 = 3.35 cm <sup>2</sup> /m) (ø8.0 c/11 = 4.57 cm <sup>2</sup> /m)	As = 4.46 cm <sup>2</sup> /m	-1.01
L5	10	5.01	4.64	4.54	As = 1.53 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/18 - 1.73 cm <sup>2</sup> /m)	As = 1.65 cm <sup>2</sup> /m	-0.54
L6	10	5.01	6.81	3.08	As = 2.28 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/13 - 2.40 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/20 - 1.56 cm <sup>2</sup> /m)	As = 1.11 cm <sup>2</sup> /m	-0.33
L7	10	6.78	12.74	16.96	As = 4.54 cm <sup>2</sup> /m (ø8.0 c/11 = 4.57 cm <sup>2</sup> /m) (ø8.0 c/6 = 8.38 cm <sup>2</sup> /m)	As = 7.46 cm <sup>2</sup> /m	-1.18
L8	10	7.07	13.00	16.86	As = 4.65 cm <sup>2</sup> /m (ø8.0 c/10 - 5.03 cm <sup>2</sup> /m) (ø8.0 c/6 = 8.38 cm <sup>2</sup> /m)	As = 7.40 cm <sup>2</sup> /m	-1.17
L9	8	4.51	3.81	0.77	As = 1.78 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/16 - 1.95 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/16 - 1.95 cm <sup>2</sup> /m)	As = 0.99 cm <sup>2</sup> /m	-0.46
L10	8	4.51	2.59	1.65	As = 1.19 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/16 - 1.95 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/16 - 1.95 cm <sup>2</sup> /m)	As = 0.99 cm <sup>2</sup> /m	-0.39
L11	8	4.51	2.50	1.67	As = 1.15 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/16 = 1.95 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/16 - 1.95 cm <sup>2</sup> /m)	As = 0.99 cm <sup>2</sup> /m	-0.40
L12	8	4.51	3.76	1.14	As = 1.75 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/16 - 1.95 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/16 = 1.95 cm <sup>2</sup> /m)	As = 0.99 cm <sup>2</sup> /m	-0.48
L13	10	5.01	4.71	2.43	As = 1.56 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/20 - 1.56 cm <sup>2</sup> /m)	As = 1.07 cm <sup>2</sup> /m	-0.36
L14	10	5.66	6.01	0.69	As = 2.00 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/15 = 2.08 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/25 = 1.25 cm <sup>2</sup> /m)	As = 0.90 cm <sup>2</sup> /m	-0.21
L15	10	5.67	6.03	0.62	As = 2.01 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/15 - 2.08 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/25 - 1.25 cm <sup>2</sup> /m)	As = 0.90 cm <sup>2</sup> /m	-0.20
L16	10	5.01	4.77	2.07	As = 1.57 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/19 - 1.64 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/20 - 1.56 cm <sup>2</sup> /m)	As = 1.07 cm <sup>2</sup> /m	-0.34
L17	10	5.01	4.32	1.21	As = 1.42 cm <sup>2</sup> /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm <sup>2</sup> /m) (ø6.3 c/20 - 1.56 cm <sup>2</sup> /m)	As = 1.07 cm <sup>2</sup> /m	-0.78

L18 10 5.01 4.35 1.21  $As = 1.43 \text{ cm}^2/\text{m}$   $As = 1.07 \text{ cm}^2/\text{m}$  -0.80  
 (ø6.3 c/20 -1.56  $\text{cm}^2/\text{m}$ ) (ø6.3 c/20 -1.56  $\text{cm}^2/\text{m}$ )

**ARMADURA NEGATIVA**

Viga	Dados Trecho	Laje 1		Laje 2		Reação 1		Reação 2		Md	As ( $\text{cm}^2$ )
		( $\text{kN.m/m}$ )	( $\text{kN.m/m}$ )	( $\text{kN.m/m}$ )	( $\text{kN.m/m}$ )	( $\text{kN.m/m}$ )	( $\text{kN.m/m}$ )				
V3	V15 1	L1	L5	L1	L2	2.30	6.05	-3.69	0.00	$As = 2.28 \text{ cm}^2/\text{m}$	
V3	1	L1	L5	L1	L2	2.30	6.05	-3.69	0.00	$As = 2.28 \text{ cm}^2/\text{m}$	
V3	2	L2	L5	L5	L5	-16.93	-16.93	-0.86	$As = 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V3	2	L2	L5	L5	L5	-16.93	-16.93	-0.86	$As = 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V18	2	L2	L4	L4	L4	15.62	15.62	-19.37	$As = 7.52 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V18	2	L2	L4	L4	L4	15.62	15.62	-19.37	$As = 7.52 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V18	3	L2	L3	L3	L3	10.19	10.19	-12.97	$As = 4.72 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V18	3	L2	L3	L3	L3	10.19	10.19	-12.97	$As = 4.72 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V2	1	L3	L4	L4	L4	-0.99	-0.99	-6.78	$As = 2.27 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V2	1	L3	L4	L4	L4	-0.99	-0.99	-6.78	$As = 2.27 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V18	1	L5	L4	L4	L4	9.77	9.77	-21.92	$As = 8.78 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V18	1	L5	L4	L4	L4	9.77	9.77	-21.92	$As = 8.78 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V4	2	L5	L6	L6	L6	5.54	5.54	-12.21	$As = 4.34 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V4	2	L5	L6	L6	L6	5.54	5.54	-12.21	$As = 4.34 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V21	2	L6	L4	L4	L4	-1.99	-1.99	-6.03	$As = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V21	2	L6	L4	L4	L4	-1.99	-1.99	-6.03	$As = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V4	3	L6	L4	L4	L4	11.91	11.91	-11.21	$As = 4.01 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V4	3	L6	L4	L4	L4	11.91	11.91	-11.21	$As = 4.01 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V6	2	L6	L8	L8	L8	9.78	9.78	-11.74	$As = 4.22 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V6	2	L6	L8	L8	L8	9.78	9.78	-11.74	$As = 4.22 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V6	3	L6	L7	L7	L7	14.54	14.54	-11.10	$As = 3.90 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V6	3	L6	L7	L7	L7	14.54	14.54	-11.10	$As = 3.90 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V21	1	L6	L7	L7	L7	-3.31	-3.31	-3.01	$As = 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V21	1	L6	L7	L7	L7	-3.31	-3.31	-3.01	$As = 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V16	1	L9	L10	L10	L10	-1.32	-1.32	-0.89	$As = 1.31 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V16	1	L9	L10	L10	L10	-1.32	-1.32	-0.89	$As = 1.31 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V7	1	L9	L8	L8	L8	8.87	8.87	-6.91	$As = 3.45 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V7	1	L9	L8	L8	L8	8.87	8.87	-6.91	$As = 3.45 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V8	1	L9	L13	L13	L13	5.94	5.94	-6.86	$As = 3.42 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V8	1	L9	L13	L13	L13	5.94	5.94	-6.86	$As = 3.42 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V8	2	L9	L14	L14	L14	29.23	29.23	-7.72	$As = 3.91 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V8	2	L9	L14	L14	L14	29.23	29.23	-7.72	$As = 3.91 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V8	3	L10	L14	L14	L14	2.30	2.30	-8.87	$As = 4.60 \text{ cm}^2/\text{m}$		
V8	3	L10	L14	L14	L14	2.30	2.30	-8.87	$As = 4.60 \text{ cm}^2/\text{m}$		

V17	4	L10	L11 1.27	1.24	-2.38	As = 1.31 cm <sup>2</sup> /m
V7	2	L10	(ø6.3 c/16 - 1.95 cm <sup>2</sup> /m) L8 2.52	-3.94	-2.03	As = 1.31 cm <sup>2</sup> /m
V19	1	L11	L12 -1.11	-2.17	-1.15	As = 1.31 cm <sup>2</sup> /m
V7	3	L11	(ø6.3 c/16 - 1.95 cm <sup>2</sup> /m) L7 2.13	-3.51	-1.70	As = 1.31 cm <sup>2</sup> /m
V8	4	L11	(ø6.3 c/16 - 1.95 cm <sup>2</sup> /m) L15 7.80	2.40	-9.08	As = 4.72 cm <sup>2</sup> /m
V8	5	L12	(ø8.0 c/10 - 5.03 cm <sup>2</sup> /m) L15 20.77	28.97	-7.71	As = 3.90 cm <sup>2</sup> /m
V8	6	L12	(ø8.0 c/12 - 4.19 cm <sup>2</sup> /m) L16 5.25	5.97	-6.94	As = 3.47 cm <sup>2</sup> /m
V7	4	L12	(ø8.0 c/14 - 3.59 cm <sup>2</sup> /m) L7 4.55	5.17	-5.71	As = 2.80 cm <sup>2</sup> /m
V9	V20	1	(ø8.0 c/16 - 3.14 cm <sup>2</sup> /m) L16 L15	-1.88	-7.84	0.00
V17	5	L16	L18 11.02	13.73	-17.93	As = 6.85 cm <sup>2</sup> /m
V17	3	L15	(ø10.0 c/11 - 7.14 cm <sup>2</sup> /m) L14 14.29	13.96	-7.08	As = 2.38 cm <sup>2</sup> /m
V17	2	L15	(ø6.3 c/13 - 2.40 cm <sup>2</sup> /m) L14 9.66	9.23	-11.02	As = 3.87 cm <sup>2</sup> /m
V9	4	L15	(ø8.0 c/12 - 4.19 cm <sup>2</sup> /m) L18 5.29	3.13	-6.79	As = 2.31 cm <sup>2</sup> /m
V9	V13	1	(ø8.0 c/20 - 2.51 cm <sup>2</sup> /m) L14 L13	-7.60	-1.67	0.00
V9	3	L14	L17 6.07	3.84	-6.50	As = 2.20 cm <sup>2</sup> /m
V9	2	L13	(ø8.0 c/20 - 2.51 cm <sup>2</sup> /m) L17 10.96	14.02	-18.19	As = 6.97 cm <sup>2</sup> /m
V17	1	L17	(ø10.0 c/11 - 7.14 cm <sup>2</sup> /m) L18 1.33	2.36	-4.16	As = 1.50 cm <sup>2</sup> /m
V5	1	L4	(ø6.3 c/20 - 1.56 cm <sup>2</sup> /m) L7 9.42	10.08	-11.11	As = 3.91 cm <sup>2</sup> /m
V17	6	L7	(ø8.0 c/12 - 4.19 cm <sup>2</sup> /m) L8 6.93	7.38	-11.35	As = 4.07 cm <sup>2</sup> /m
V17	5	L7	(ø10.0 c/19 - 4.13 cm <sup>2</sup> /m) L8 15.97	16.39	-11.08	As = 3.96 cm <sup>2</sup> /m
			(ø10.0 c/19 - 4.13 cm <sup>2</sup> /m)			

## Cálculo da Viga V18

### Pavimento Tipo 3 - Lance 2

$f_{ck} = 250,00 \text{ kgf/cm}^2$   
Cobrimento = 3,00 cm

$E_{cs} = 240800 \text{ kgf/cm}^2$   
Peso específico =  $2500,00 \text{ kgf/m}^3$

### DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

Vão	Seção	Flexão	Torção	Final
<b>trechos</b>				
1	retangular	Md = 1334 kgf.m As = 0,68 cm <sup>2</sup> As = 0,00 cm <sup>2</sup>		As = 0,90 cm <sup>2</sup> (2ø10,0 = 1,57 cm <sup>2</sup> ) d = 46,00 cm % armad. = 0,26
1-1	bw = 12,00 cm h = 50,00 cm	yLN = 1,62 cm		M = 585 kgf.m fiss = 0,01 mm As = 3,10 cm <sup>2</sup> (4ø10,0 = 3,14 cm <sup>2</sup> ) d = 44,50 cm % armad. = 0,52
2	retangular	Md = 5495 kgf.m As = 3,10 cm <sup>2</sup> As = 0,00 cm <sup>2</sup>		M = 3717 kgf.m fiss = 0,11 mm
2-3	bw = 12,00 cm h = 50,00 cm	yLN = 7,39 cm		

### DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

Nó	Flexão	Final
1	Md = 1334 kgf.m As = 0,68 cm <sup>2</sup> As = 0,00 cm <sup>2</sup> yLN = 1,62 cm	As = 0,90 cm <sup>2</sup> (2ø8,0 = 1,01 cm <sup>2</sup> ) d = 46,10 cm % armad. = 0,17
		fiss = 0,00 mm



2	Md = 8471 kgf.m As = 5,47 cm <sup>2</sup> A's = 0,00 cm <sup>2</sup> yLN = 13,06 cm	As = 5,47 cm <sup>2</sup> (7ø10,0 - 5,50 cm <sup>2</sup> ) d = 42,14 cm % armad. = 0,92
3	Md = 0 kgf.m As = 0,00 cm <sup>2</sup> A's = 0,00 cm <sup>2</sup> yLN = 0,00 cm	fiss = 0,10 mm
4	Md = 1334 kgf.m As = 0,68 cm <sup>2</sup> A's = 0,00 cm <sup>2</sup> yLN = 1,62 cm	As = 0,90 cm <sup>2</sup> (2ø8,0 = 1,01 cm <sup>2</sup> ) d = 46,10 cm % armad. = 0,17

fiss = 0,00 mm

## DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Modelo de cálculo 1  
Inclinação bielas 45

### Verificação de esforços limites

Vão trechos	Cisalhamento	Torção	Cisalhamento + Torção
1	Vd = 10,90 tf VRd2 = 23,95 tf	Td = 1 kgf.m TRd2 = 1258 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0,46
1-1	Vd = 12,66 tf	Td = 44 kgf.m	Vd/VRd2 + Td/TRd2 = 0,58
2-3	VRd2 = 23,17 tf	TRd2 = 1258 kgf.m	

Vão ARMADURA DE CISALHAMENTO		ARMADURA DE TORÇÃO	
Dados cisalhamento	Armad. à esquerda	Dados torção	Armad. de torção
1	d = 46,00 cm Vc0 = 4,25 tf k = 1,00	Vmin = 2,76 tf Asvmin = 1,23 cm <sup>2</sup> (2 ramos) ø 5,0 c/ 27	Vc = 4,25 tf Vsw = 6,65 tf Asw = 3,70 cm <sup>2</sup> (2 ramos) ø 5,0 c/ 11
1-1			

2

$d = 44.50 \text{ cm}$   
 $V_{c0} = 4.11 \text{ tf}$   
 $k = 1.00$

$V_c = 4.11 \text{ tf}$   
 $V_{sw} = 8.55 \text{ tf}$   
 $A_{sw} = 4.91 \text{ cm}^2$   
(2 ramos)  
 $\emptyset 5.0 \text{ c}/8$

$V_{min} = 2.77 \text{ tf}$   
 $A_{swmin} = 1.23 \text{ cm}^2$   
(2 ramos)  
 $\emptyset 5.0 \text{ c}/26$

2-3

## Resultados dos Pilares

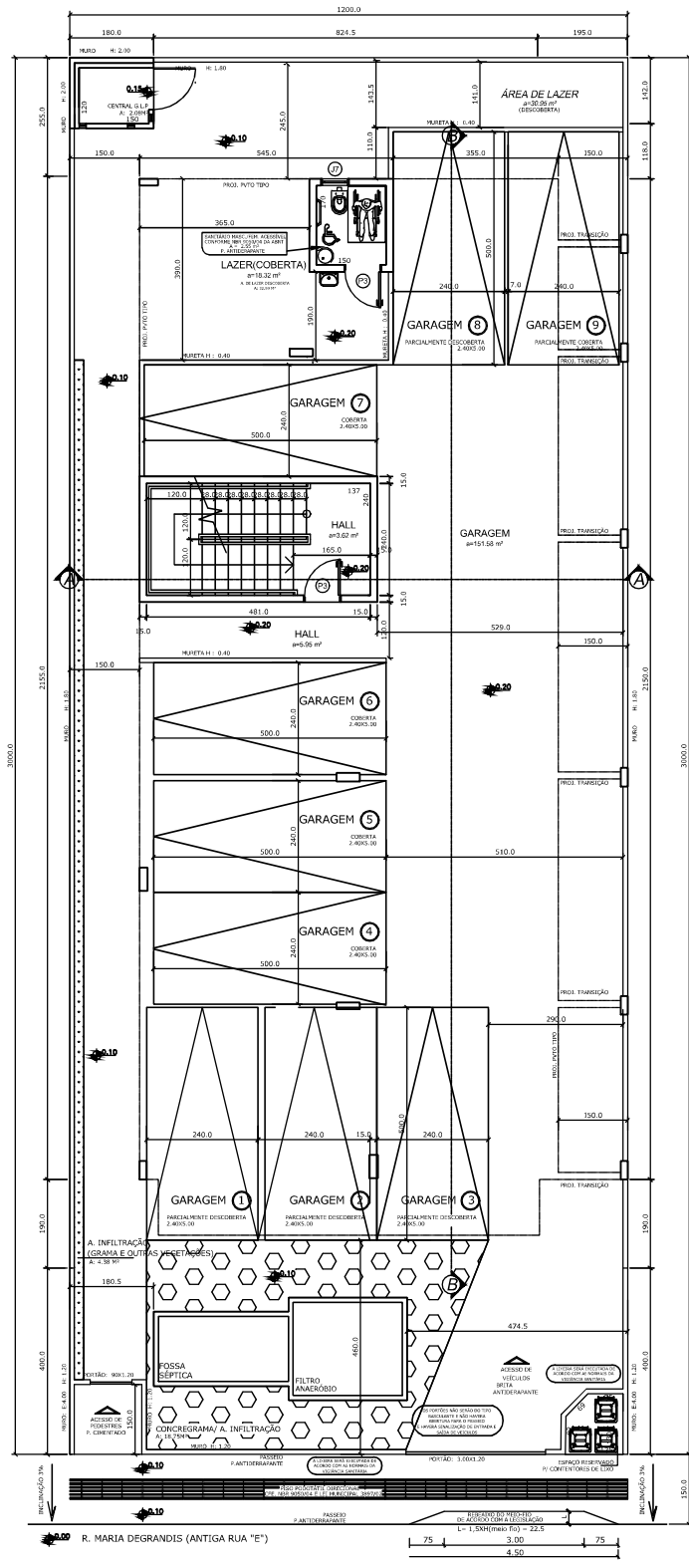
Tipo 3		fck = 250.00 kgf/cm <sup>2</sup>		E = 240800 kgf/cm <sup>2</sup>		Peso Espec = 25.00 kN/m <sup>3</sup>					
Lance 2				cobr = 3.00 cm							
Dados	Segão	Nível	lib	vinc	Nd máx	MBd topo	MHd topo	As b	Ferros	Estribo	Esb b
Pilar	(cm)	Altura	ilh	vinc	Nd mín	MBd base	MHd base	As h	total	Base	Topo
		(cm)	(cm)		(tf)	(kgf.m)	(kgf.m)	% armad		cofa	Esb h
P1	14.00	877.50	280.00	RR	11.08	327	2084	4.02	2 ø 16.0	ø 5.0 c/ 12.5	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	6.51	274	1809	4.02	2 ø 16.0		37.26
		26.00						2.2	4 ø 16.0		
P2	14.00	877.50	280.00	RR	20.61	47	410	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	12.05	46	486	1.57	2 ø 10.0		37.26
		26.00						0.9	4 ø 10.0		
P4	14.00	877.50	280.00	RR	17.73	117	2374	2.45	2 ø 12.5	ø 5.0 c/ 12.5	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	10.14	146	2259	3.68	3 ø 12.5		37.26
		26.00						2.0	6 ø 12.5		
P5	14.00	877.50	280.00	RR	35.29	68	928	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	18.53	95	1147	3.14	4 ø 10.0		37.26
		26.00						1.7	8 ø 10.0		
P7	14.00	877.50	280.00	RR	16.57	4	537	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	9.37	10	593	1.57	2 ø 10.0		37.26
		26.00						0.9	4 ø 10.0		
P8	14.00	877.50	280.00	RR	30.90	116	719	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	16.81	105	846	1.57	2 ø 10.0		37.26
		26.00						0.9	4 ø 10.0		
P10	14.00	877.50	280.00	RR	15.41	27	476	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	8.63	39	607	1.57	2 ø 10.0		37.26
		26.00						0.9	4 ø 10.0		
P11	17.00	877.50	280.00	RR	40.72	650	112	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	56.99
1:20	X	280.00	280.00	RR	21.73	736	208	1.57	2 ø 10.0		37.26
		26.00						0.7	4 ø 10.0		

P12	14.00	877.50	280.00	RR	13.82	43	205	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	7.83	43	234	1.57	2 ø 10.0		37.26
	26.00							0.9	4 ø 10.0		
P13	14.00	877.50	280.00	RR	42.62	55	2318	4.02	2 ø 16.0	ø 5.0 c/ 12.5	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	22.30	25	2622	6.03	3 ø 16.0		32.29
	30.00							2.9	6 ø 16.0		
P15	14.00	877.50	280.00	RR	13.64	11	302	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	7.74	13	333	1.57	2 ø 10.0		37.26
	26.00							0.9	4 ø 10.0		
P16	14.00	877.50	280.00	RR	13.06	31	98	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	7.41	34	97	1.57	2 ø 10.0		37.26
	26.00							0.9	4 ø 10.0		
P17	14.00	877.50	280.00	RR	52.26	41	2861	4.02	2 ø 16.0	ø 5.0 c/ 12.5	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	28.91	15	3192	6.03	3 ø 16.0		27.68
	35.00							2.5	6 ø 16.0		
P19	14.00	877.50	280.00	RR	12.69	671	311	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	7.38	792	333	2.36	3 ø 10.0		37.26
	26.00							1.3	6 ø 10.0		
P22	14.00	877.50	280.00	RR	18.64	24	1099	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	10.77	28	1283	1.57	2 ø 10.0		37.26
	26.00							0.9	4 ø 10.0		
P23	14.00	877.50	280.00	RR	25.71	172	1314	2.45	2 ø 12.5	ø 5.0 c/ 12.5	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	14.47	208	1484	2.45	2 ø 12.5		37.26
	26.00							1.3	4 ø 12.5		
P24	14.00	877.50	280.00	RR	20.66	56	21	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	11.74	58	26	1.57	2 ø 10.0		37.26
	26.00							0.9	4 ø 10.0		
P25	14.00	877.50	280.00	RR	17.70	40	536	1.57	2 ø 10.0	ø 5.0 c/ 10	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	10.11	43	618	1.57	2 ø 10.0		37.26
	26.00							0.9	4 ø 10.0		
P26	14.00	877.50	280.00	RR	42.44	410	5	4.02	2 ø 16.0	ø 5.0 c/ 12.5	69.20

1:20	X	280.00	280.00	RR	25.72	478	6	6.03	3 ø 16.0	32.29
		30.00						2.9	6 ø 16.0	
P27	14.00	877.50	280.00	RR	12.06	666	125	1.57	2 ø 10.0	69.20
1:20	X	280.00	280.00	RR	7.02	785	147	2.36	3 ø 10.0	37.26
		26.00					1.3		ø 5.0 c/ 10	
							6 ø 10.0			

**ANEXO A**  
(Projeto arquitetônico)

TERRAS DO LOTEAMENTO  
D. ADELIA

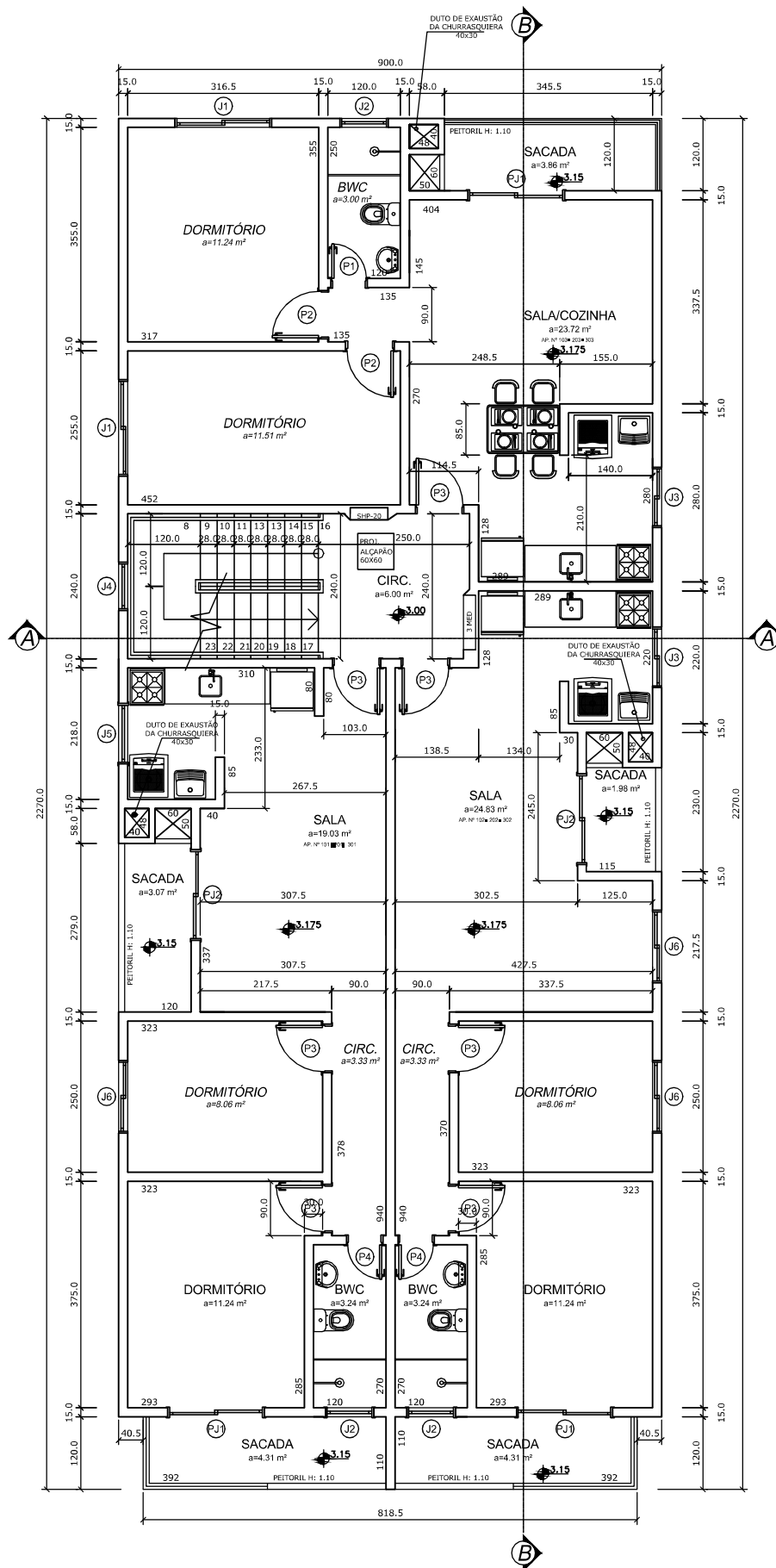


ÁREA "B"

PLANTA BAIXA TÉRREO/LOCAÇÃO

PAREDES NÃO COTADAS CONSIDERAR 15 cm  
MUROS CONSIDERAR 10 CM

ESC. 1:150

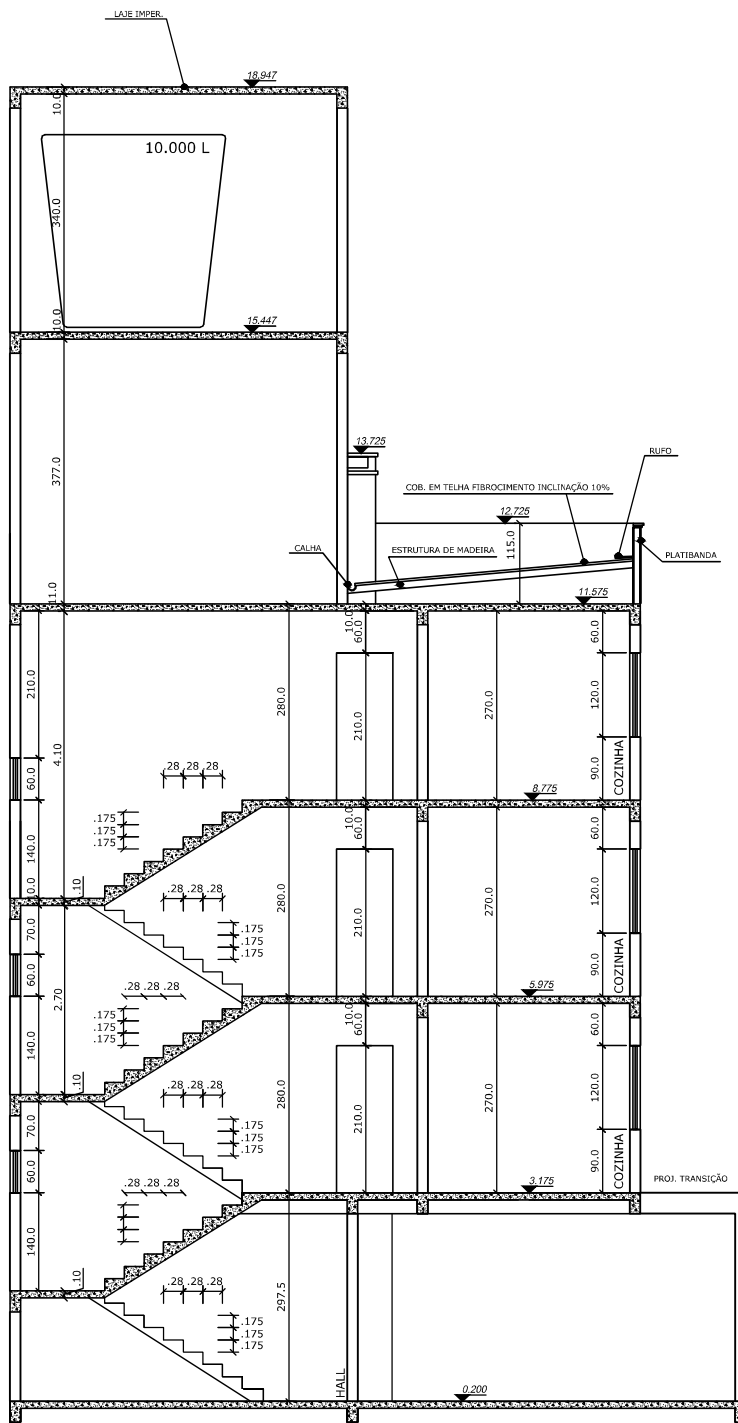


**PLANTA BAIXA PVTO TIPO 3X**

PAREDES NÃO COTADAS CONSIDERAR 15 cm

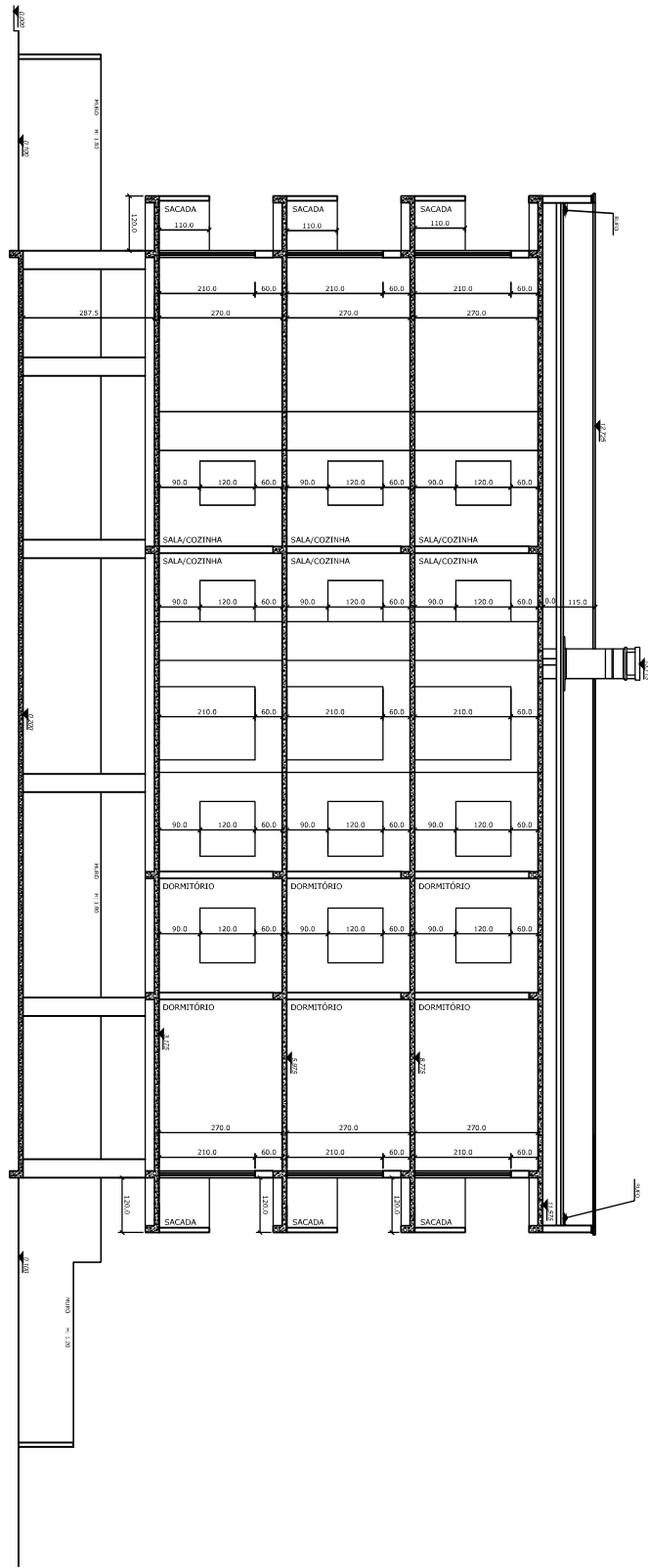
ESC. 1:100

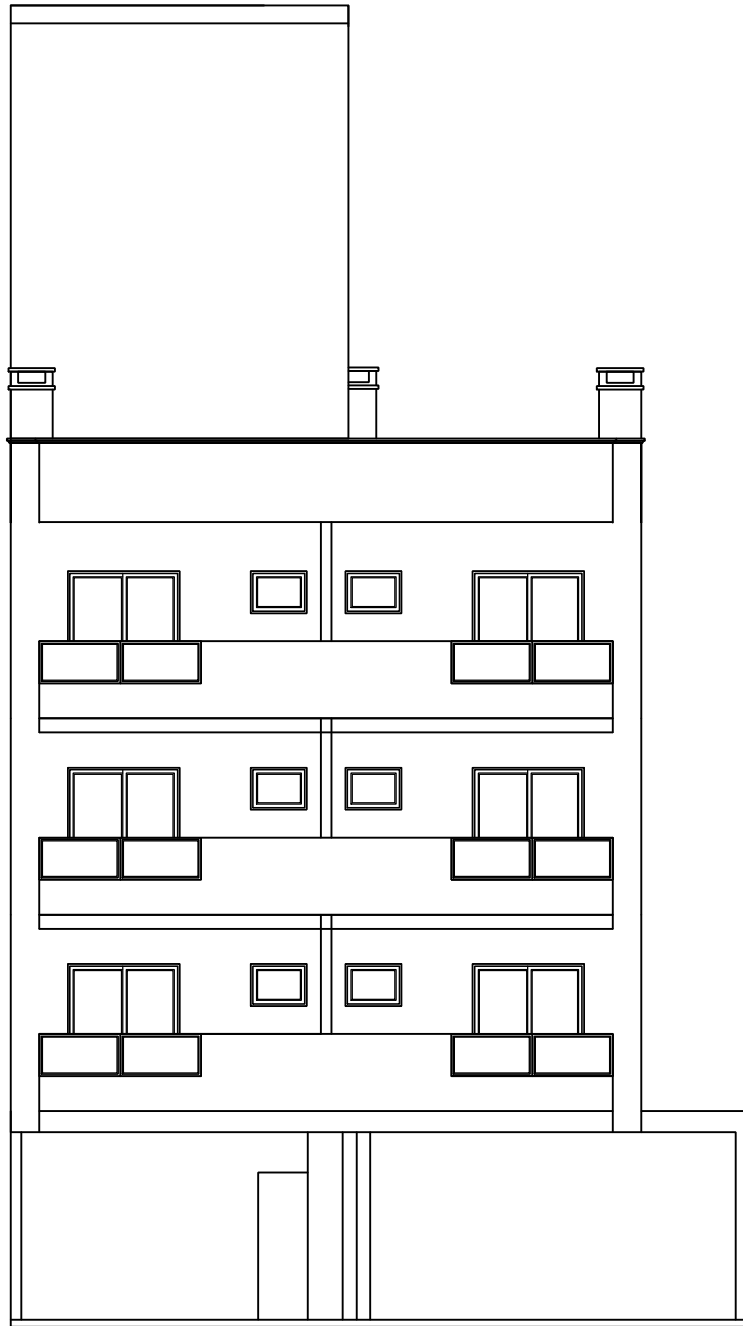




**CORTE AA**  
 ESC. 1:100

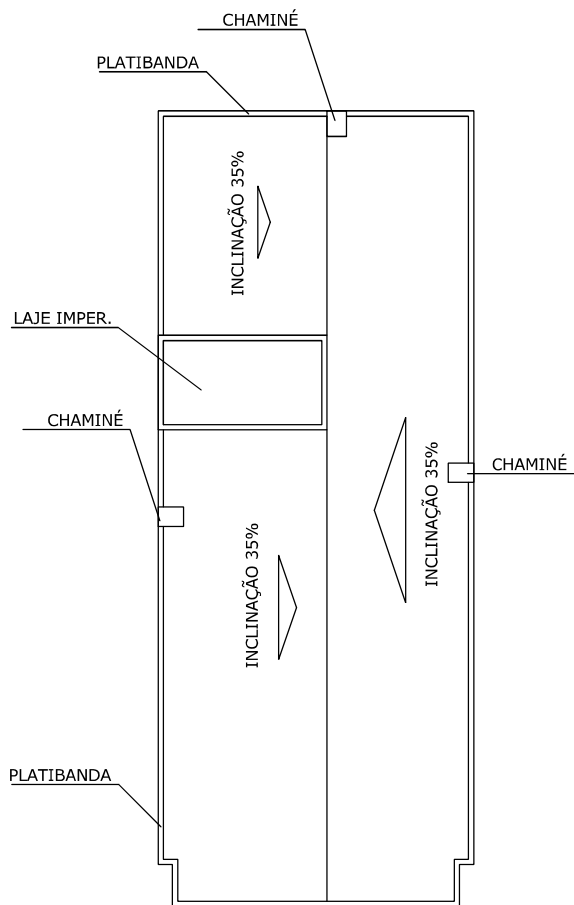
CORTE BB  
ESC. 1:150





FACHADA  
ESC. 1:100





## COBERTURA

ESC. 1:50

## **ANEXO B**

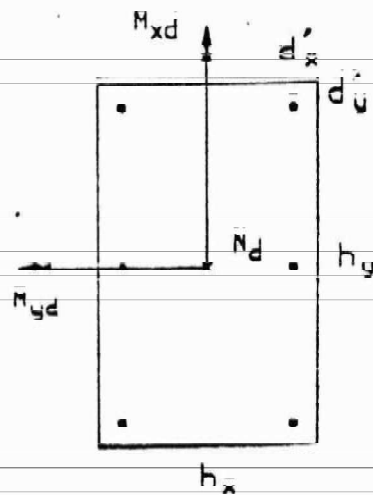
(Ábacos para flexão composta oblíqua)

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

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

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

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



CA-50 A

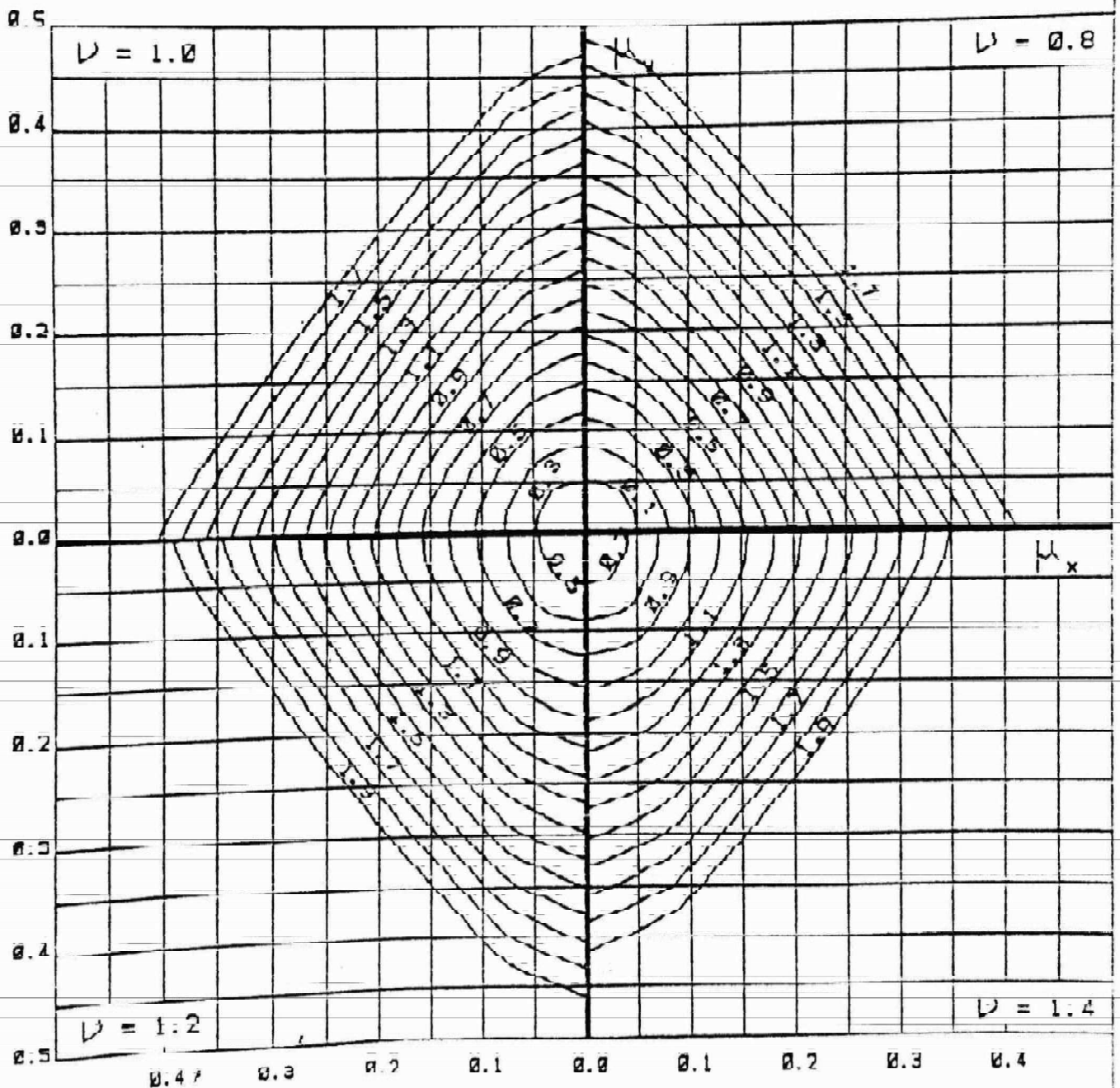
$$d'_y = 0.100 h_y$$

$$d'_x = 0.250 h_x$$

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

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

$$A_c = h_x h_y$$

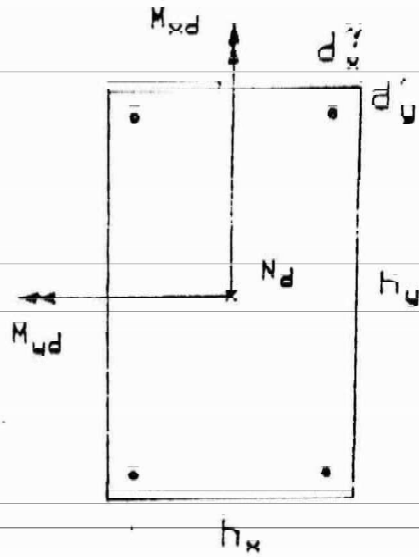


$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

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

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

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



CR-50 A

$$d'_y = 0.100 h_y$$

$$d'_x = 0.250 h_x$$

$$A_{sy} / A_s = 2/4$$

$$A_{sx} / A_s = 2/4$$

$$A_c = h_x h_y$$

