

**PROJETO ESTRUTURAL E COMPARAÇÃO ENTRE DOIS DIMENSIONAMENTOS  
DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR**

PERCY TAVARES RANGEL

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO– UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
AGOSTO – 2012

**PROJETO ESTRUTURAL E COMPARAÇÃO ENTRE DOIS DIMENSIONAMENTOS  
DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR**

PERCY TAVARES RANGEL

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. DylmarPenteadoDias

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO– UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
AGOSTO – 2012

**PROJETO ESTRUTURAL E COMPARAÇÃO ENTRE DOIS DIMENSIONAMENTOS  
DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR**

PERCY TAVARES RANGEL

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovada em 8 de agosto de 2012.

Comissão Examinadora:

---

Joadélio Chagas Soares (M.Sc, Engenharia Civil) - Estácio de Sá

---

Prof. Guilherme Chagas Cordeiro(D.Sc., Engenharia Civil) - UENF

---

Prof. Dylmar Penteado Dias(Orientador, D.Sc.,Engenharia Civil) - UENF

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar agradeço a Deus, que sempre esteve ao meu lado iluminando e me abençoando em todos os momentos.

Aos meus amados pais, Márcio de Almeida Rangel e Márcia Valéria Viana Tavares Rangel, por todos os ensinamentos, apoio e amor que me incentivaram chegar até aqui. Aos meus irmãos Felipe, Igor e Rafael, por serem amigos em todos os momentos, pela paciência e por me motivarem a alcançar mais essa conquista. Aos meus avós, em especial as avós Elcy e Maria Geralda, que sempre me incentivam e se alegram com minhas vitórias. A todos os tios, tias, primos e amigos que com certeza tiveram grande importância na minha formação pessoal.

Agradeço ao meu orientador Prof. Dylmar Penteado Dias, e ao Prof. Sergio Luiz González pelo apoio e ensinamentos. Quero agradecer também a todos os meus professores por transmitirem seus ensinamentos, sempre muito importantes para o profissional que estou me tornando.

Quero agradecer também a todos os engenheiros com quem trabalhei, que com sabedoria e paciência me mostraram o lado da prática e ajudaram a aumentar meus conhecimentos, tornando-me assim uma pessoa confiante para seguir o meu caminho como Engenheiro.

Enfim, a todos que de qualquer maneira colaboraram e incentivaram para que eu chegasse até aqui, o meu sincero muito obrigado.

**Percy Tavares Rangel**

## SUMÁRIO

RESUMO.....	vii
LISTA DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE TABELAS.....	ix
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES.....	x
<b>1 CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO.....</b>	<b>12</b>
1.1 - Objetivo.....	12
1.2 - Justificativa .....	12
1.3 - Vantagens e desvantagens dos tipos de lajes .....	13
1.3.1- Laje convencional maciça em concreto armado .....	13
1.3.2 - Laje pré-moldada treliçada mista com EPS.....	14
1.4 - Metodologia .....	15
1.5 - Edifício residencial .....	16
1.5.1 - Definição .....	16
1.5.2 - Localização.....	16
1.5.3 - Composição.....	17
<b>2 CAPÍTULO II – PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL.....</b>	<b>18</b>
2.1 – Considerações iniciais .....	18
2.2 – Lançamento da estrutura .....	19
<b>3 CAPÍTULO III – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....</b>	<b>21</b>
3.1 – Lajes.....	21
3.1.1 - Pré dimensionamento.....	21
3.1.2 - Cargas consideradas segundo a NBR-6120:1980 .....	23
3.1.3 - Classificação quanto à forma de trabalho .....	29
3.1.4 - Apoios das lajes .....	30
3.1.5 - Correção dos momentos fletores.....	34
3.1.6 - Dimensionamento das seções.....	35
3.1.7 - Estado Limite de Serviço (ELS) (cálculo das flechas) .....	38
3.1.8 - Considerações sobre o software utilizado .....	41
3.2 - Vigas.....	41
3.2.1 - Pré-dimensionamento .....	41
3.2.2 - Cargas consideradas.....	42
3.2.3 - Cálculo dos esforços .....	46
3.2.4 - Dimensionamento da armadura longitudinal .....	48
3.2.5 - Dimensionamento da armadura transversal (modelo II).....	55
3.2.6 - Estado limite de serviço (cálculo das flechas) .....	58
3.3 - Pilares .....	64
3.3.1 - Características geométricas .....	65
3.3.2 - Carregamento considerado .....	65
3.3.3 - Comprimento equivalente.....	67
3.3.4 - Raio de giração .....	68
3.3.5 - Índice de esbeltez.....	68
3.3.6 - Classificação dos pilares .....	68
3.3.7 - Excentricidade de primeira ordem .....	70
3.3.8 - Momento mínimo.....	72
3.3.9 - Esbeltez limite .....	72
3.3.10 - Excentricidade de segunda ordem .....	74

3.3.11	- Método da curvatura aproximada.....	74
3.3.12	- Dimensionamento da armadura longitudinal .....	75
3.3.13	- Dimensionamento da armadura transversal.....	76
3.4	- Escadas .....	76
3.4.1	- Cargas nas Escadas .....	77
3.4.2	- Cargas totais .....	78
3.4.3	- Representação das cargas e dos diagramas em cada lance da escada 79	
3.4.4	- Dimensionamento da armadura longitudinal .....	80
<b>4</b>	<b>CAPÍTULO IV - ANÁLISE DE CUSTO .....</b>	<b>81</b>
<b>5</b>	<b>CAPÍTULO V – CONCLUSÃO .....</b>	<b>87</b>
<b>6</b>	<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>88</b>

## RESUMO

Em um período em que o Brasil vem tendo grandes investimentos e com um grande número de empresas no ramo de construção de edifícios residenciais, surge a necessidade da otimização dos projetos estruturais.

Visto que cada vez mais novas técnicas construtivas vêm sendo empregadas para construção de edifícios, o trabalho proposto consiste em dois dimensionamentos estruturais para uma mesma arquitetura: o primeiro feito em lajes maciças, mais usual e o segundo em lajes pré-moldadas treliçadas, um pouco mais recente, porém bem difundido, de um edifício residencial. O projeto tem por objetivo comparar os dois dimensionamentos com o intuito de analisar os esforços que ocorrem em cada estrutura e avaliar qual projeto é mais econômico.

Os dimensionamentos estruturais foram feitos em concreto armado, manualmente e com auxílio dos softwares (STG - Software de Treliças GERDAU e Ftool).

O edifício é composto por quatro pavimentos Tipo e um pavimento cobertura.

Como resultado deste trabalho foi apresentado um memorial de cálculo de todo o processo de análise e dimensionamento estrutural, incluindo plantas e cortes. Foram feitos também o detalhamento de alguns elementos estruturais e mostrado relatórios gerados pelo *software* e tabelas comparativas entre os dois dimensionamentos.

**PALAVRAS CHAVE:** custo, edifício, laje.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Projeto Arquitetônico.....	17
Figura 2.1 - Lançamento da estrutura em harmonia com arquitetura.....	20
Figura 3.1 - Indicação da laje L1 .....	22
Figura 3.2 -Relação entre os vãos teóricos.....	29
Figura 3.3 - Condições de apoio .....	31
Figura 3.4 - Vinculações das lajes que trabalham em duas direções.....	31
Figura 3.5 - Vinculações das lajes que trabalham em uma direção .....	32
Figura 3.6- Seção transversal para cálculos das armaduras.....	35
Figura 3.7- Resultados fornecidos pelo software. ....	41
Figura 3.8- Esquema estrutural - Viga 8 (a e b) (Tipo).....	46
Figura 3.9- Reações de apoio - Viga 8 (a e b) (Tipo).....	46
Figura 3.10- Diagrama de esforço cortante - Viga 8 (a e b) (Tipo).....	47
Figura 3.11- Diagrama de momento fletor - Viga 8 (a e b) (Tipo).....	47
Figura 3.12- Esquema estrutural - Viga 8 (a e b) (Tipo).....	47
Figura 3.13- Reações de apoio - Viga 8 (a e b) (Tipo).....	47
Figura 3.14- Reações de apoio - Viga 8 (a e b) (Tipo).....	47
Figura 3.15- Diagrama de momento fletor - Viga 8 (a e b) (Tipo).....	48
Figura 3.16- Diagrama de momento fletor para engaste perfeito Viga V8 (Tipo).....	51
.....	52
Figura 3.17- Diagrama de momento fletor para engaste perfeito Viga V8 (Tipo).....	52
.....	52
Figura 3.18- Representação do deslocamento al no diagrama de momento fletor.....	52
Figura 3.19- Representação do deslocamento al no diagrama de momento fletor.....	53
Figura 3.20- Escalonamento da viga V8 (Tipo).....	54
Figura 3.21- Escalonamento da viga V8 (Tipo).....	54
Figura 3.22- Esquema estrutural com carregamento quase permanente na viga V1 (Tipo).....	60
Figura 3.23- Diagrama de momento fletor da viga V1 (Tipo).....	60
Figura 3.24- Esquema estrutural com carregamento quase permanente na viga V1 (Tipo).....	60
Figura 3.25- Diagrama de momento fletor da viga V1 (Tipo).....	60
Figura 3.26- Deformada na viga V1 (Tipo).....	62
Figura 3.27- Deformada na viga V1 (Tipo).....	63
Figura 3.28- Comprimento equivalente .....	68
Figura 3.29- Classificação dos pilares.....	69
Figura 3.30- Excentricidades iniciais no topo e na base do pilar.....	70
Figura 3.31- Esquema estático.....	71
Figura 3.32- Altura média da escada .....	77
Figura 3.33- Ações definidas pela NBR-6120(1980) para parapeitos.....	78
Figura 3.34- Cargas atuantes na escada.....	79
Figura 3.35- Diagrama de momentos fletores e reações de apoio.....	80



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classes de agressividade ambiental (Tabela 6.1, NBR 6118:2003).	18
Tabela 2.2 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto (Tabela 7.1, NBR6118:2003).	19
Tabela 2.3 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal (Tabela 7.2, NBR 6118:2003).	19
Tabela 3.1- Classificação da forma de trabalho das lajes.	30
Tabela 3.2 - Determinação dos coeficientes e momentos atuantes.	33
Tabela 3.3- Correção de momentos (Tipo - Corte C-C)	35
Tabela 3.4- Coeficientes para cálculo das flechas iniciais:	40
Tabela 3.5- Lajes e suas reações	44
Tabela 3.6- Lajes e suas reações	44
Tabela 3.7- Cargas de projeto	45
Tabela 3.8- Cargas de projeto	45
Tabela 3.9– Valores de $\xi$	64
Tabela 3.10- Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ em função de b (NBR 6118:2003)	65
Tabela 4.1- Custo por metro quadrado das lajes	81
Tabela 4.2- Cargas e momentos máximos nas vigas do pavimento Tipo.	82
Tabela 4.3- Cargas e momentos máximos nas vigas da cobertura.	83
Tabela 4.4- Consumo de aço para combater momentos positivos vigas Tipo (laje maciça)	83
Tabela 4.5- Consumo de aço para combater momentos positivos vigas Tipo (laje treliçada)	84
Tabela 4.6- Consumo de aço para combater momentos positivos vigas Cobertura (laje maciça)	84
Tabela 4.7- Consumo de aço para combater momentos positivos vigas Cobertura (laje treliçada)	84
Tabela 4.8- Comparativo entre os pilares	85
Tabela 4.9- Comparativo do custo do aço entre pilares	86
Tabela 4.10- Redução obtida com o uso de laje treliçada	86

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

- $\alpha$  – Ângulo de inclinação da armadura transversal;
- $\gamma_r$  – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
- $\gamma_c$  – peso específico do concreto;
- $\lambda$  – Índice de esbeltez;
- $\rho$  – Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração;
- $\rho_{\min}$  – Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares;
- $\phi$  – Diâmetro das barras da armadura;
- $\nu$  – Coeficiente de Poisson;
- $\varphi$  – Coeficiente de fluência;
- $A$  – Área da seção cheia;
- $A_c$  – Área da seção transversal de concreto;
- $A_s$  – Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;
- $b$  – Largura;
- $b_w$  – Largura da viga;
- $c$  – Cobrimento da armadura em relação à face do elemento;
- cm –centímetro;
- cm<sup>2</sup>– centímetro quadrado;
- $d$  – Altura útil;
- $D$  –Rigidez à flexão da laje;
- $e$  – Excentricidade de cálculo oriunda dos esforços solicitantes  $M_{sd}$  e  $N_{sd}$ ;
- $E$ – Módulo de elasticidade;
- $(EI)$  – Rigidez à flexão da viga;
- $f$  – Resistência;
- $h$  – Altura;
- $i$  – Raio de giração mínimo da seção bruta de concreto da peça analisada;
- $I$  – Momento de inércia;
- kN– Quilonewton;
- $l$  – Comprimento;
- m –Metro;
- m<sup>2</sup>–Metro quadrado;
- $M$ – Momento fletor;
- Pa–Pascal;

MPa –Mega Pascal;

$N_d$ – Força normal de cálculo;

$N_{sd}$ – Força normal solicitante de cálculo;

NBR –Norma Brasileira;

$x$  – Altura da linha neutra;

$V_{rd1}$ –Força resistente de cálculo ao cisalhamento;

$V_{rd2}$ –Força cortante resistente de cálculo relativa à biela comprimida;

$V_{rd3}$ –Força resistente da viga à cortante;

$V_{sd}$ – Força cisalhante solicitante de cálculo;

$V_c$ – Força resistente do concreto à cortante;

$V_{sw}$ – Parcela de força adsorvida pelo estribo;

# **CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO**

## **1.1 - Objetivo**

Este trabalho tem como objetivo analisar e dimensionar os elementos da superestrutura de um edifício residencial, situado em um condomínio de edifícios no bairro Pecuária do município de Campos dos Goytacazes - RJ. O projeto foi constituído de três etapas. A primeira e a segunda etapas foram o dimensionamento estrutural de dois tipos distintos de lajes para um mesmo projeto arquitetônico. A terceira etapa foi a comparação entre o primeiro e o segundo dimensionamento, com o objetivo de analisar os esforços atuantes nos elementos estruturais e qual estrutura é mais econômica em termos de custos.

O edifício possuirá três pavimentos tipo, com quatro apartamentos por andar e um pavimento cobertura. A estrutura foi dimensionada em concreto armado.

## **1.2 - Justificativa**

Em todo o Brasil houve uma expansão do setor imobiliário. Na região de Campos dos Goytacazes - RJ, não é diferente. Vive-se um momento de grandes investimentos de grupos nacionais e multinacionais, muito por conta do complexo portuário do Açú. Existe estimativa de um aumento significativo da população nos próximos anos, alavancado pela chegada destas empresas. Campos, como a maior cidade próxima e sua melhor infra estrutura irá receber boa parte desse aumento da população da região.

Com este pensamento, o edifício residencial tem o intuito de proporcionar maior número de moradias para atender a esta demanda, já que a verticalização das construções diminui a área de terreno necessária para abrigar um mesmo número de famílias.

Sendo assim, tem-se que procurar técnicas que proporcionem economia tanto de materiais quanto de tempo.

A construção civil vem empregando diferentes processos construtivos para as edificações residenciais. Dentre as mais utilizadas merece destaque especial as obras edificadas em concreto armado, que são constituídas com

pilares, vigas e lajes. Sendo assim, este último elemento terá destaque especial neste trabalho, pois será dimensionada para duas maneiras distintas: o primeiro com laje maciça em concreto armado e o segundo com laje pré-moldada treliçada.

### **1.3 - Vantagens e desvantagens dos tipos de lajes**

Para a realização deste projeto levou-se em consideração a possibilidade de utilizar dois tipos de lajes:

- laje convencional maciça em concreto armado;
- laje pré-moldada treliçada mista com EPS.

#### **1.3.1 - Laje convencional maciça em concreto armado**

Este é o sistema estrutural de lajes mais utilizado e difundido no meio técnico. Para sua execução deve ser montada uma estrutura de fôrmas e escoras. O posicionamento das armaduras deve ser executado com o auxílio de espaçadores vulgarmente conhecidos como “caranguejos”, também usualmente em material plástico e/ou pastilhas de argamassa de cimento e areia.

Vantagens:

- pode ser executada uni ou bidirecionalmente;
- bom desempenho em relação à capacidade de redistribuição dos esforços;
- apropriada a situações de singularidade estrutural (ex: um, dois ou três bordos livres).

Desvantagens:

- elevado consumo de fôrmas, escoras, concreto e aço;

- elevado peso próprio, implicando em maiores reações nos apoios (vigas, pilares e fundações);
- elevado consumo de mão-de-obra referente as atividades dos profissionais (carpinteiro, armador, pedreiro e servente);
- grande capacidade de propagação de ruídos entre pavimentos;
- limitação quanto a sua aplicação a grandes vãos por conta da demanda de espessura média de concreto exigida para esta situação;
- posicionamento de armaduras por meio de espaçadores;

### **1.3.2 - Laje pré-moldada treliçada mista com EPS**

A principal característica dos sistemas treliçados é a dispensa, total ou parcial, das fôrmas na fase construtiva da obra para execução das lajes. O sistema construtivo é constituído por elementos pré-fabricados treliçados adicionados de armadura de reforço, quando necessárias, elementos de enchimento, armaduras e concreto complementares de obra. Os elementos pré-fabricados treliçados utilizados nas lajes nervuradas treliçadas com seção “T” são comumente as vigotas treliçadas que geralmente podem ser transportadas manualmente. A laje nervurada treliçada unidirecional é constituída por vigotas pré-fabricadas treliçadas, intercaladas por elementos de enchimento, geralmente em material cerâmico ou EPS, ambos capazes de resistir a cargas de trabalho, ou seja, concreto fresco e armaduras sobre eles, armaduras complementares que devem ser especificadas no projeto estrutural e concreto do capeamento que também preenche a alma das nervuras longitudinais e transversais. Neste projeto o material utilizado para enchimento foi o EPS.

Vantagens:

- reduz fôrmas e escoramentos;
- reduz tempo de execução;
- facilidade de transporte e montagem;
- isolante térmico e acústico que oferecem maior conforto ao ambiente;

- teto liso com dispensa de forro falso;
- alívio nas reações da estrutura;
- reduz mão-de-obra em geral;
- não há absorção da água do concreto mantendo a relação água/cimento constante o que proporciona a cura adequada do concreto nas lajes;
- As instalações elétricas são facilitadas, permitindo a abertura de “sulcos” no EPS para a passagem das tubulações que ficam embutidas e não sobre as lajotas cerâmicas, podendo ocorrer o enfraquecimento da capa de concreto sobre a laje montada.

Desvantagens:

- limitado, não podendo atender a grandes cargas acidentais;
- a execução da laje nervurada deve ser cuidadosa, pois pode apresentar trincas depois de pronta;
- não é possível fazer furos na parte inferior; é preciso passar uma cola especial na face aparente do isopor para que o acabamento (chapisco ou gesso) possa aderir ao material.

#### **1.4 - Metodologia**

O desenvolvimento deste projeto foi baseado nas normas NBR6118(2003) e NBR6120(1980).

Inicialmente foram feitas considerações de acordo com o projeto arquitetônico e com a NBR6118(2003), estabelecendo seções preliminares das estruturas a serem calculadas e as propriedades dos materiais utilizados para cálculo.

Definidos os materiais e as seções, foram calculados os carregamentos aos quais a estrutura estaria submetida, de acordo com a NBR6120(1980).

Prosseguindo com o dimensionamento foram definidas as seções para o cálculo das lajes, e com o auxílio dos coeficientes de Barés foram definidos os momentos máximos positivos e negativos por laje de cada seção, juntamente com a contribuição de esforços da laje para as vigas em que estão apoiadas. As lajes foram dimensionadas para os momentos máximos das respectivas seções

crítica se verificadas pelo Estado Limite de Serviço (ELS), tendo posterior detalhamento das armaduras e cálculo de consumo de aço, feito em CAD.

Para cálculo das lajes treliçadas foi utilizado o software STG (Software de Treliças GERDAU).

Tendo as lajes dimensionadas e de posse das contribuições das lajes nas vigas, foram determinadas as vigas principais e secundárias. Com a ajuda do programa FTOOL foram obtidos os esforços de cada viga (momento, cortante e reações de apoio), e então dimensionadas as armaduras longitudinais para os esforços de momentos máximos das seções críticas e as armaduras transversais para os esforços máximos de cortante das seções críticas. Assim como as lajes, as vigas também tiveram suas seções críticas verificadas pelo ELS. Para as vigas foi somente detalhada a viga V8 do pavimento Tipo, por ser uma das maiores vigas e além disso suportar a carga de várias lajes.

Após dimensionar as vigas e conhecidas suas respectivas reações, foi possível dimensionar os pilares da estrutura. Foram escolhidos, para efeito comparativo, um pilar de cada tipo de solicitação inicial (canto P1, borda P10 e intermediário P14); os pilares intermediários não tinham momento inicial devido a alguma viga adjacente; considerou-se apenas as reações para o dimensionamento.

## **1.5 - Edifício residencial**

### **1.5.1 - Definição**

Chama-se de edifício residencial a estrutura que é constituída por apartamentos e tem por finalidade abrigar pessoas para sua moradia.

### **1.5.2 - Localização**

O edifício está situado no condomínio Gran Reserva, no bairro Pecuária, na Avenida Presidente Vargas, no município de Campos dos Goytacazes - RJ.



### 1.5.3 - Composição

O edifício residencial será composto pelos seguintes itens: Pavimentos Tipo 1, 2 e 3 (quatro apartamentos e um hall em cada), pavimento cobertura e caixas d'água. Segue uma imagem do projeto arquitetônico.

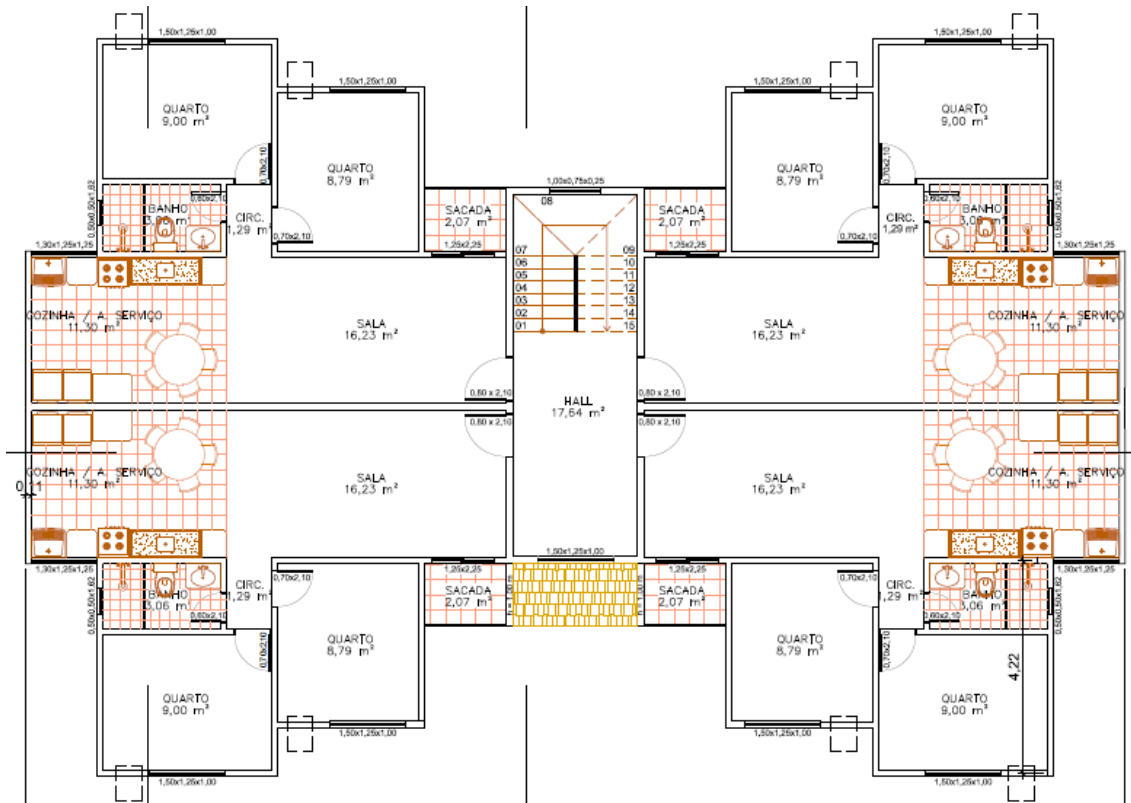


Figura 1.1 - Projeto Arquitetônico

## CAPÍTULO II – PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL

### 2.1 - Considerações iniciais

O aço escolhido foi o CA-50 que apresenta o  $f_{yk}=500$  MPa, exceto pelas barras de bitola de 5 mm que são comercializadas na categoria CA-60. Esta escolha levou em consideração, a disponibilidade de mercado.

Foram consideradas paredes com espessura de 12 cm e de 14 cm, revestidas internamente e externamente, cujos materiais de revestimento dependem do ambiente, seguindo o projeto arquitetônico. Para efeito de cálculo, foi considerado o peso específico como  $\gamma = 13$  kN/m<sup>3</sup>.

Ficou definido que os elementos estruturais, vigas e pilares terão seção retangular.

Tomando como base a Tabela 2.1, define-se a classe de agressividade ambiental a qual o prédio estará submetido.

Tabela 2.1 – Classes de agressividade ambiental (Tabela 6.1, NBR 6118:2003).

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>3)</sup>	Grande
		Industrial <sup>1), 2)</sup>	
IV	Muito forte	Marinha <sup>1), 3)</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>1)</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível 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).

<sup>2)</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

<sup>3)</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Visto que o edifício se encontra em ambiente urbano, obtemos a classe de agressividade ambiental II. Sendo assim, utiliza-se a Tabela 2.2, para definir a qualidade do concreto a ser utilizado.

Tabela 2.2 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto (Tabela 7.1, NBR 6118:2003).

Concreto	Tipo	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 (NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

Notas:  
 1. O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir os requisitos estabelecidos na NBR 12655.  
 2. CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.  
 3. CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Observando a Tabela 2.2, verifica-se que para a classe de agressividade II, em concreto armado, deve-se utilizar um concreto com  $f_{ck} = 25$  MPa. E para definir o cobrimento das armaduras, analisa-se a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (Tabela 7.2, NBR 6118:2003).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV 3)
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje 2)	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido 1)	Todos	30	35	45	55

1) Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.  
 2) Para 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 tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.  
 3) Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Olhando na tabela, foi considerado um recobrimento para as armaduras de 2,5 cm para lajes e 3 cm para vigas e pilares.

## 2.2 - Lançamento da estrutura

Com o projeto arquitetônico em mãos (cedido pela empresa IMBEG), que se encontra no Anexo XIII foi feito o lançamento da estrutura em harmonia com a arquitetura. Constituindo assim a primeira fase de um projeto estrutural. O posicionamento dos pilares, vigas e lajes não foi alterado para os dois dimensionamentos. Nesta etapa também foram feitos os pré-dimensionamentos.

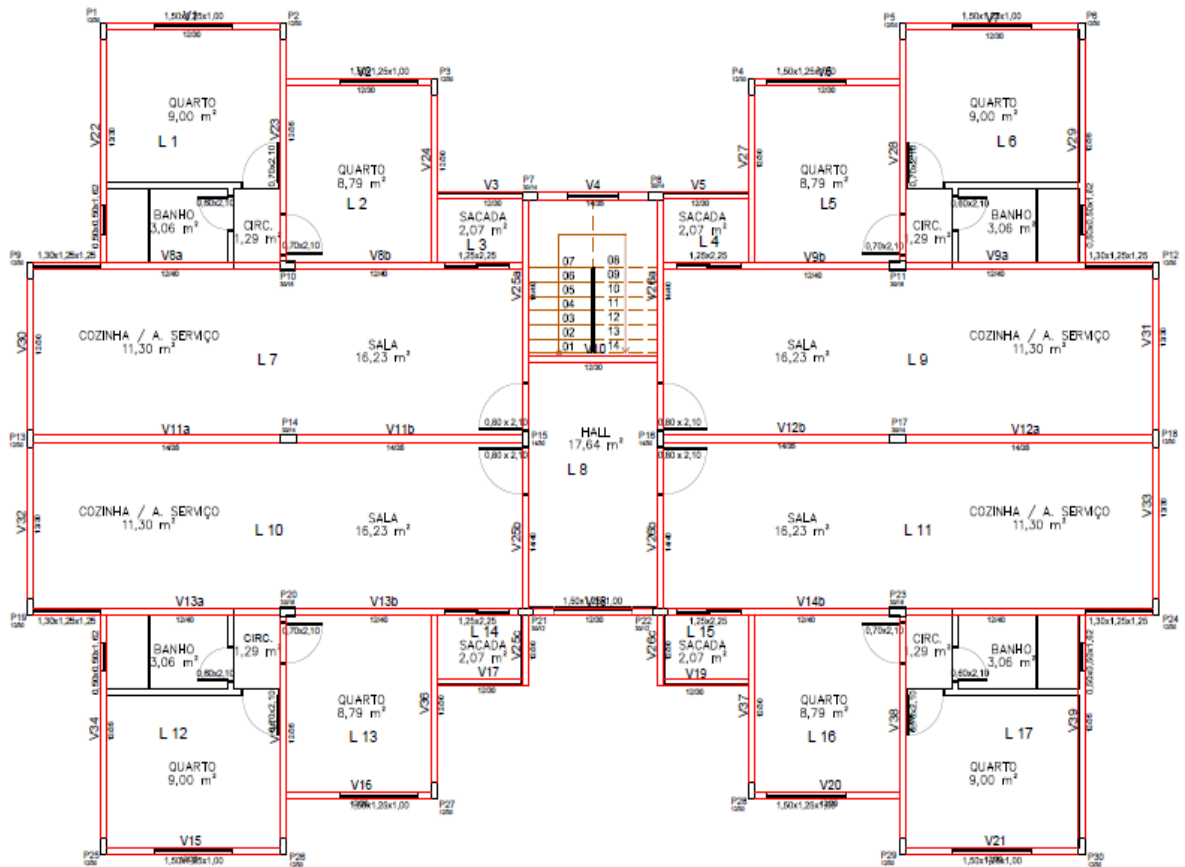


Figura 2.1 - Lançamento da estrutura em harmonia com arquitetura.

## **CAPÍTULO III – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL**

### **3.1 - Lajes**

Para efeito do dimensionamento manual, foram excluídas as seções em que as lajes são simétricas, facilitando o cálculo e otimizando o trabalho. Foram, então calculadas todas as lajes do edifício residencial.

- **Laje maciça**

Todos os cálculos para o dimensionamento foram feitos manualmente.

- **Laje treliçada**

Foi utilizado para este dimensionamento um software, o STG (Software de Treliças GERDAU). Para dar entrada de dados no programa, é preciso fazer algumas análises, como as que seguem. Todas entradas e saídas de dados no programa podem ser visto no Anexo III.

#### **3.1.1 - Pré dimensionamento**

##### **3.1.1.1 - Laje maciça**

Segundo a NBR-6118(2003), devem ser obedecidas algumas espessuras mínimas para as lajes:

- 5 cm para lajes de cobertura não em balanço;
- 7 cm para lajes de piso ou de cobertura em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN.

Com base nesses valores ficou definido que a altura utilizada para as lajes seria igual a 8 cm por escolha devido à acústica e cobrimentos necessários, mesmo observando que a laje de cobertura poderia ter uma dimensão menor,

optou-se por fazer todas as lajes com a mesma altura para que houvesse reaproveitamento de formas.

### 3.1.1.2 - Laje treliçada

Com o intuito de economizar reduzindo o consumo de materiais, utilizou-se as lajes com a menor espessura que o programa aceitava, que era de 13 cm. Porém, depois dos lançamentos das cargas, observou-se que seria necessário aumentar um pouco esta altura inicial para L1 do pavimento Tipo, pois esta laje tem alvenarias apoiadas sobre ela.

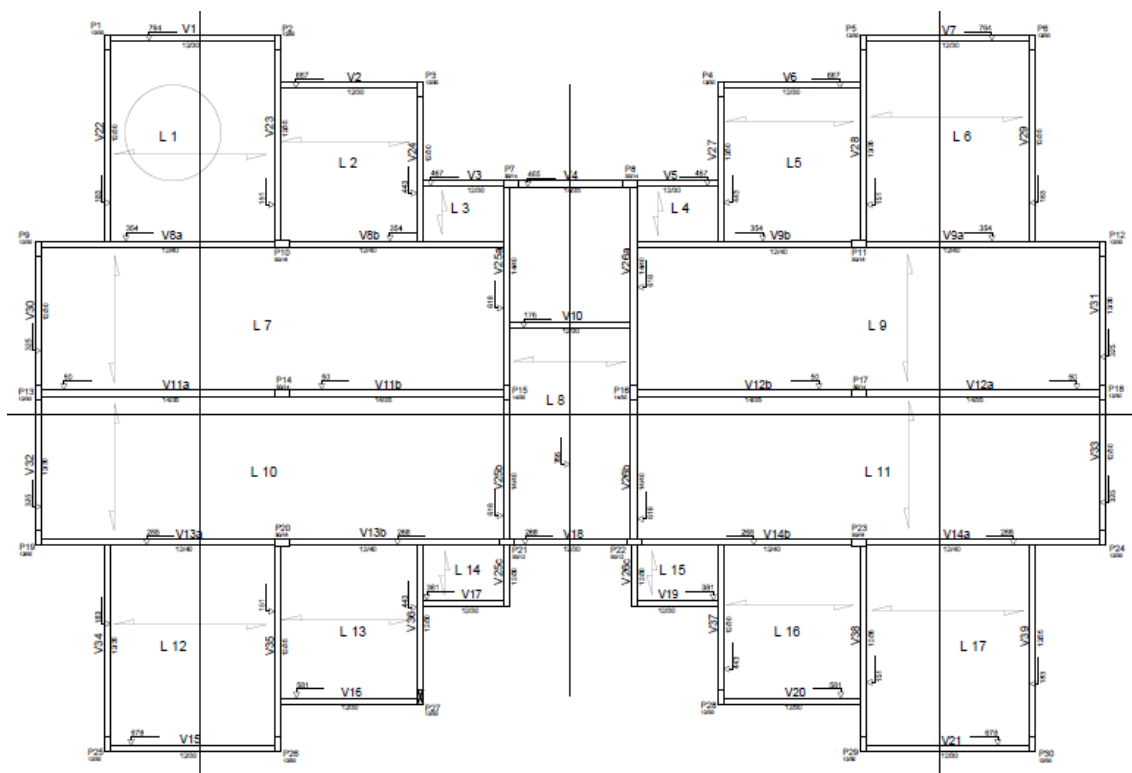


Figura 3.1 - Indicação da laje L1

### 3.1.1.3 - Análise comparativa

Pode-se observar que a laje treliçada terá uma altura superior a laje maciça, e além disso terá altura variando em uma das lajes, gerando assim maior atenção na execução. Mas vale lembrar que esta altura não será totalmente preenchida com concreto

### 3.1.2 - Cargas consideradas segundo a NBR-6120:1980

As cargas atuantes em lajes são consideradas distribuídas por metro quadrado, sendo classificadas como permanentes e acidentais.

#### 3.1.2.1 - Cargas Permanentes (g)

Para este projeto as cargas devidas ao peso próprio da estrutura e as cargas devidas aos revestimentos foram consideradas como permanentes, pois estas cargas são consideradas como fixas durante toda a vida útil da estrutura.

##### 3.1.2.1.1 - Peso próprio ( $g_1$ )

- **Laje maciça**

Adotando o peso específico do concreto armado como  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$  e a altura das lajes como  $h = 8 \text{ cm}$ , temos então:

- $g_1 = \gamma_c \times h$
- $g_1 = 25 \times 0,08 = 2,0 \text{ kN/m}^2$ .

- **Laje treliçada**

O peso próprio foi obtido através do software, onde escolheu-se a altura da vigota, a altura do material de enchimento e a distância entre eixos. Neste projeto o material escolhido foi o EPS (isopor) e altura da capa de concreto de 3 cm. Com essas informações o programa nos fornece o peso específico. Temos então:

- $g_1 = 1,7 \text{ kN/m}^2$  , laje L1 Tipo;
- $g_1 = 1,35 \text{ kN/m}^2$  , laje L2,L3,L7,L8 Tipo;
- $g_1 = 1,25 \text{ kN/m}^2$  , lajes Cobertura.

### 3.1.2.1.2 - Peso do revestimento ( $g_2$ )

Observando as considerações feitas pela NBR-6120(1980), utilizamos os mesmos valores para os dois dimensionamentos, que foram os seguintes:

- $g_2 = 1,0 \text{ kN/m}^2$  , lajes Tipo;
- $g_2 = 0,4 \text{ kN/m}^2$  , lajes Cobertura.

### 3.1.2.2 - Cargas acidentais ( $q$ )

Para este projeto foram consideradas como cargas acidentais as cargas devido ao uso (sobrecarga de utilização) e cargas de sobrecarga devido à alvenaria localizada sobre as lajes (sobrecarga de alvenaria).

#### 3.1.2.2.1 - Sobrecarga de utilização ( $q_1$ )

Foram utilizados os mesmos valores para os dois dimensionamentos, de acordo com a NBR-6120:1980, para edifícios residenciais são considerados os seguintes valores:

- dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro -  $1,5 \text{ kN/m}^2$ ;
- dispensa, área de serviço e lavanderia -  $2 \text{ kN/m}^2$ ;
- corredores -  $3 \text{ kN/m}^2$ ;
- terraços -  $2 \text{ kN/m}^2$ .

#### 3.1.2.2.2 - Sobrecarga de alvenaria ( $q_2$ )

- **Laje maciça**

Algumas lajes podem ter paredes localizadas sobre elas. Sendo assim, deve-se calcular esta carga e distribuí-la por metro quadrado. Este cálculo é feito através desta expressão:

$$q_2 = \frac{\gamma_{alv} \times \text{espessura} \times \text{altura} \times \text{extensão (dimensões das paredes)}}{l_x \times l_y}$$



onde:

$l_x$ - $l_y$  - dimensões na menor e maior direção das lajes respectivamente.

- **Laje treliçada**

Não podemos considerar todas as cargas oriundas das alvenarias distribuídas por metro quadrado, já que estas lajes trabalham em apenas uma direção. Porém, o programa tem uma parte para ser preenchida quando temos alvenarias apoiadas sobre a laje.

### 3.1.2.3 - Cargas de projeto (p)

As cargas de projeto são dadas pelo somatório de todas as cargas atuantes na laje, tanto permanentes quanto acidentais, multiplicadas pelo fator de segurança  $\gamma = 1,4$ .

#### 3.1.2.3.1 - Cargas de projeto - Tipo (p)

Devido a similaridade de algumas lajes, foram calculadas somente as cargas de projeto para as lajes 1 (um), 2 (dois), 3 (três), 7 (seis) e 8 (oito), admitindo-se que as lajes L1, L6, L12 e L17 são iguais; as lajes L2, L5, L13 e L16 são iguais; as lajes L3, L4, L14 e L15 são iguais; e a laje L8 é diferente às demais lajes. Logo, temos as seguintes cargas de projeto:

- **Laje maciça**

- Laje L1:

$g_1 = 2 \text{ kN/m}^2$ ;  $g_2 = 1 \text{ kN/m}^2$ ;  $q_1 = 1,5 \text{ kN/m}^2$ ;  $q_2 = 1,2 \text{ kN/m}^2$ ;

$$q_2 = \frac{\gamma_{alv} \times \text{espessura} \times \text{altura} \times \text{extensão (dimensões das paredes)}}{l_x \times l_y}$$

$$q_2 = \frac{13 \times 0,12 \times 2,75 \times (2,6 + 1,48)}{3,47 \times 4,22} = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1 + q_2) \times 1,4 = 7,98 \text{ kN/m}^2$$

- Lajes L2 - L3 - L7:

$$g_1 = 2 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 1,5 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 6,3 \text{ kN/m}^2$$

Na laje L7 apesar de termos uma área destinada a área de serviço, que nos daria uma sobrecarga de  $q_1 = 2 \text{ kN/m}^2$ , ela não foi levada em conta, pois sua contribuição quando comparada ao tamanho da laje era mínima.

- Laje L8:

Como esta laje é a que suporta o corredor, teremos de utilizar uma sobrecarga de  $q_1 = 3 \text{ kN/m}^2$ , logo:

$$g_1 = 2 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 3,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 8,4 \text{ kN/m}^2$$

- **Laje treliçada**

Para serem inseridos no programa os valores das cargas são fornecidos em  $\text{kgf/m}^2$  e sem serem majorados. Porém, para efeito comparativo serão mostrados abaixo os valores obtidos em  $\text{kN/m}^2$  e majorados:

- Laje L1:

Nesta laje obtivemos um peso próprio maior, por ser uma laje que foi necessário aumentar a sua altura, devido a ter cargas mais elevadas atuantes sobre ela, sendo assim:

$$g_1 = 1,7 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 1,5 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 5,9 \text{ kN/m}^2$$

- Lajes L2 - L3 - L7:

$$g_1 = 1,35 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 1,5 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 5,39 \text{ kN/m}^2$$

- Laje L8:

Como esta laje é a que suporta o corredor, teremos de utilizar uma sobrecarga de  $q_1 = 3 \text{ kN/m}^2$ , logo:

$$g_1 = 1,35 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1 \text{ kN/m}^2; q_1 = 3,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 7,49 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.2.3.2 - Cargas de projeto - cobertura (p)

Como neste pavimento não temos mais escadas, foi criada mais uma laje e com isso modificou-se outra já existente. Além disso, temos uma carga de revestimentos e uma sobrecarga de utilização diferente das utilizadas no Tipo. Sendo assim, foram calculadas somente as cargas de projeto para as lajes 1 (um), 2 (dois), 3 (três), 7 (seis), 8 (oito), admitindo-se que as lajes L1, L6, L12 e L17 são iguais; as lajes L2, L5, L13 e L16 são iguais; as lajes L3, L4, L14 e L15 são iguais; a laje L8 é diferente das demais lajes. Logo, temos as seguintes cargas de projeto.

- **Laje maciça**

- Lajes L1- L2 - L3 - L7:

Como tem-se uma cobertura com telhas de fibrocimento com madeira utilizamos  $g_2 = 0,4 \text{ kN/m}^2$ ; e de acordo com a NBR-6120:1980, para edifícios residenciais são considerados para terraços uma sobrecarga de utilização de  $q_1 = 2 \text{ kN/m}^2$ , temos então:

$$g_1 = 2 \text{ kN/m}^2; g_2 = 0,4 \text{ kN/m}^2; q_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 6,16 \text{ kN/m}^2$$

- Laje L8:

Nesta laje não tem cobertura; sendo assim, foi considerado um carregamento para revestimentos de  $g_2 = 1 \text{ kN/m}^2$ . Também foi considerado sobrecarga de utilização de um terraço. Temos então:

$$g_1 = 2 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1,0 \text{ kN/m}^2; q_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 7,0 \text{ kN/m}^2$$

- **Laje treliçada**

- Laje L1- Laje L2 - Laje L3 - Laje L7:

$$g_1 = 1,25 \text{ kN/m}^2; g_2 = 0,4 \text{ kN/m}^2; q_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 5,11 \text{ kN/m}^2$$

- Laje 8:

$$g_1 = 1,25 \text{ kN/m}^2; g_2 = 1,0 \text{ kN/m}^2; q_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$p = (g_1 + g_2 + q_1) \times 1,4 = 5,95 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.2.3.3 - Cargas de projeto - caixas d'água (p)

Este pavimento foi criado de acordo com projeto arquitetônico para suportar duas caixas d'água que atenderão o edifício. Sendo assim, temos uma sobrecarga atuando nas lajes. Este pavimento foi calculado apenas em laje maciça. Então temos:

Laje L1:

$$g_1 = 2 \text{ kN/m}^2; q_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2; q_2 = 6,68 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_2 = \frac{\gamma_{\text{água}} \times \text{Volume de água}}{l_x \times l_y} = \frac{10 \text{ kN/m}^3 \times 5 \text{ m}^3}{2,6 \text{ m} \times 2,88 \text{ m}} = 6,68 \text{ kN/m}^2$$

$$p = (g_1 + q_1 + q_2) \times 1,4 = 14,95 \text{ kN/m}^2$$

LajeL2:

$$g_1 = 2 \text{ kN/m}^2; q_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2; q_2 = 7,54 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_2 = \frac{\gamma_{\text{água}} \times \text{Volume de água}}{l_x \times l_y} = \frac{10 \text{ kN/m}^3 \times 5 \text{ m}^3}{2,55 \text{ m} \times 2,6 \text{ m}} = 10 \text{ kN/m}^3 \times 5 \text{ m}^3 = 7,54 \text{ kN/m}^2$$

$$p = (g_1 + q_1 + q_2) \times 1,4 = 16,16 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.2.4 - Análise comparativa

Observa-se que, a laje treliçada, por possuir como material de enchimento o EPS, teve seu peso próprio bastante reduzido quando comparado ao da laje maciça, o que conseqüentemente gerou uma diferença em torno de quinze por cento a menos nas cargas de projeto.

### 3.1.3 - Classificação quanto à forma de trabalho

- Laje maciça

De acordo com a NBR-6118(2003), as lajes podem ser classificadas como armadas em uma ou duas direções (bidirecional).

Essa classificação é feita da seguinte forma:

Para  $\lambda \leq 2$ , lajes armadas em duas direções;

Para  $\lambda > 2$  lajes armadas em uma direção;

Onde  $\lambda = \frac{l_y}{l_x}$  :

Em que  $l_y$  e  $l_x$  são o maior e o menor vão, respectivamente conforme a Figura abaixo.

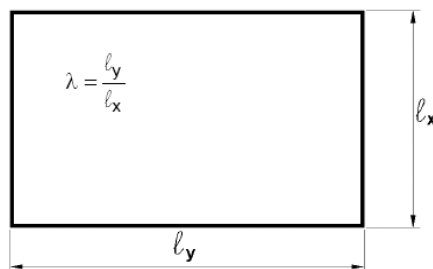


Figura 3.2 -Relação entre os vãos teóricos.

De acordo com esse critério podemos observar a forma de trabalho das lajes na Tabela 3.1.

Tabela 3.1- Classificação da forma de trabalho das lajes.

Pav.	Laje	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$\lambda$	Forma de trabalho:
Tipo	1	3,47	4,22	1,22	Duas direções
	2	2,91	3,25	1,12	Duas direções
	3	1,25	1,76	1,41	Duas direções
	7	3,05	9,56	3,13	Uma direção
	8	2,6	4,41	1,70	Duas direções
Cobertura	1	3,47	4,22	1,22	Duas direções
	2	2,91	3,25	1,12	Duas direções
	3	1,25	1,76	1,41	Duas direções
	7	3,05	9,56	3,13	Uma direção
	8	2,6	7,34	2,82	Uma direção
Cx d'água	1	2,6	2,88	1,11	Duas direções
	2	2,55	2,6	1,02	Duas direções

- **Laje treliçada**

Neste projeto todas as lajes foram consideradas trabalhando em uma direção.

### 3.1.4 - Apoios das lajes

#### 3.1.4.1 - Laje maciça

Foram consideradas as seguintes condições de apoio para uma laje:

- nos bordos internos, quando há continuidade com lajes vizinhas, admite-se um engaste perfeito;
- nos bordos externos, ou mesmo nos bordos internos quando se tratar de lajes rebaixadas, admite-se a condição de apoio simples.

Essas condições estão representadas na Figura 3.3:



Figura 3.3 - Condições de apoio

### 3.1.4.1.1 - Lajes armadas em duas direções

Existem nove casos de vinculações para lajes do tipo maciças armadas em duas direções, mostrados na Figura 3.4.

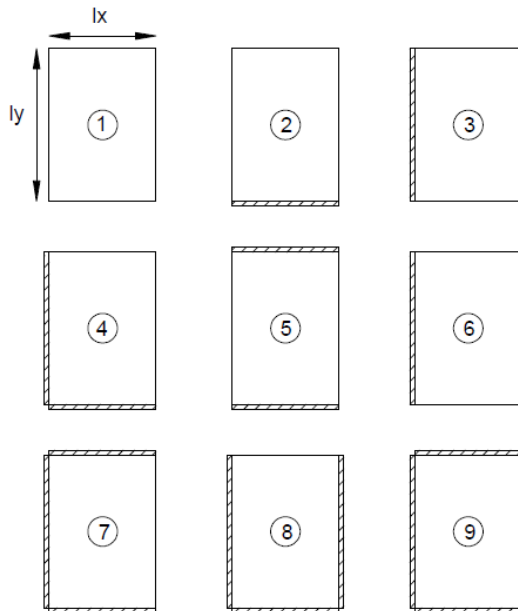


Figura 3.4 - Vinculações das lajes que trabalham em duas direções.

#### 3.1.4.1.1.1 - Cálculo dos momentos para lajes armadas em duas direções

O cálculo dos momentos é feito com o auxílio da Tabela - Coeficientes de Barés. Utilizando o programa Excel, foi feita uma planilha (Tabela 3.2) para ajudar no trabalho de cálculo dos momentos máximos. Conhecidos os coeficientes de Barés, utilizam-se as fórmulas abaixo para o cálculo dos respectivos momentos.

$$M_x = \frac{\mu_x \cdot P l_x^2}{100}; \text{ para momento positivo na direção do eixo } x;$$

$$M_y = \frac{\mu_y \cdot Plx^2}{100}; \text{ para momento positivo na direção do eixo y;}$$

$$X_x = \frac{\mu_x' \cdot Plx^2}{100}; \text{ para momento negativo na direção do eixo x;}$$

$$X_y = \frac{\mu_y' \cdot Plx^2}{100}; \text{ para momento negativo na direção do eixo y;}$$

### 3.1.4.1.2 - Lajes armadas em uma direção

Para as lajes armadas em uma direção, existem quatro casos de apoio, como mostrado na Figura 3.5.

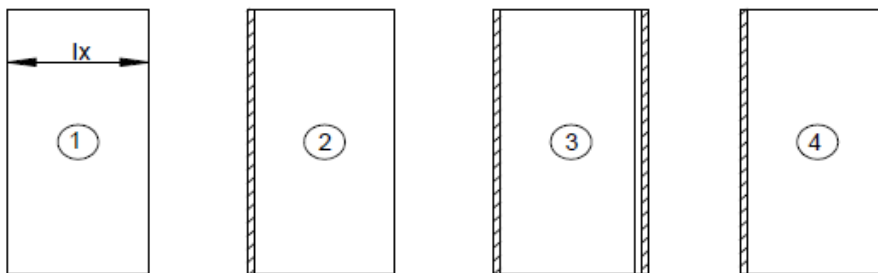


Figura 3.5 - Vinculações das lajes que trabalham em uma direção

#### 3.1.4.1.2.1 - Cálculo dos momentos para lajes armadas em uma direção

Para o cálculo dos momentos para lajes armadas em uma direção utiliza-se, conforme o caso, as expressões a seguir:

- Caso 1: Laje apoiada nos dois lados;

$$M = \frac{plx^2}{8}; \text{ Momento máximo positivo.}$$

- Caso 2: Laje apoiada de um lado e engastada de outro;

$$M = \frac{plx^2}{14,22}; \text{ Momento máximo positivo;}$$

$$M = \frac{-plx^2}{8}; \text{ Momento no engaste.}$$



- Caso 3: Laje engastada nos dois lados;

$$M = \frac{plx^2}{24}; \text{ Momento máximo positivo;}$$

$$M = \frac{-plx^2}{12}; \text{ Momento nos engastes.}$$

- Caso 4: Laje em balanço;

$$M = \frac{-plx^2}{2}; \text{ Momento no engaste.}$$

A Tabela 3.2 mostra a determinação dos coeficientes e dos momentos para as lajes de cada pavimento. Vale lembrar que por motivo de simetria e para otimização de trabalho, o cálculo só é feito para algumas lajes:

Tabela 3.2- Determinação dos coeficientes e momentos atuantes.

Pav.	Laje	lx (m)	Caso	P (KN/m <sup>2</sup> )	Plx <sup>2</sup> (KN)	μ <sub>x</sub>	m <sub>x</sub> (KN/m)	μ <sub>y</sub>	m <sub>y</sub> (KN/m)	μ <sub>x</sub> '	X <sub>x</sub> (KN/m)	μ <sub>y</sub> '	X <sub>y</sub> (KN/m)
Tipo	1	3,47	4	8,0	96,09	3,86	3,71	2,77	2,66	8,86	8,51	7,67	7,37
	2	2,91	4	6,3	53,35	3,41	1,82	2,81	1,50	8,04	4,29	7,42	3,96
	3	1,25	4	6,3	9,84	4,51	0,44	2,6	0,26	9,93	0,98	7,94	0,78
	7	3,05	(1 dir) 3	6,3	58,61	-	2,44	-	-	-	4,88	-	-
	8	2,6	6	8,4	56,78	4,12	2,34	1,18	0,67	8,3	4,71	-	-
Cobertura	1	3,47	4	6,2	74,17	3,86	2,86	2,77	2,05	8,86	6,57	7,67	5,69
	2	2,91	4	6,2	52,16	3,41	1,78	2,81	1,47	8,04	4,19	7,42	3,87
	3	1,25	4	6,2	9,63	4,51	0,43	2,6	0,25	9,93	0,96	7,94	0,76
	7	3,05	(1 dir) 3	6,2	57,30	-	2,39	-	-	-	4,78	-	-
	8	2,6	(1 dir) 3	7,0	47,32	-	1,97	-	-	-	3,94	-	-
Cx d'água	1	2,6	2	15,0	101,06	3,84	3,88	3,914	3,96	-	-	9,25	9,35
	2	2,55	3	16,2	105,08	4,04	4,25	2,882	3,03	8,676	9,12	-	-

### 3.1.4.2 - Laje treliçada

Foram considerados três tipos de apoio, de acordo com os requisitos abaixo:

- apoio simples;
- semi-engaste; deve haver equivalência dos momentos negativos e o vão da laje ao lado tem que ser no mínimo igual a 40% do vão da laje em questão.
- engaste; deve haver equivalência dos momentos negativos e o vão da laje ao lado tem que ser no mínimo igual a 90% do vão da laje em questão.

### 3.1.5 - Correção dos momentos fletores

Essa correção foi feita apenas para as lajes maciças, já que para as lajes treliçadas foi utilizado o software para cálculo.

Observando na Tabela os momentos negativos, percebe-se que resultaram valores diferentes nos apoios internos. Diante disto, devemos efetuar uma correção, que é feita levando-se em conta a média dos dois valores obtidos em cada apoio interno. Porém, para evitar a adoção de momentos muito pequenos, o valor é limitado a 80% do maior momento, conforme expressão a seguir:

$$X \geq \begin{cases} \bar{X} = \frac{X_e + X_d}{2} \\ 0,8 \cdot X_{m\acute{a}x} \end{cases}$$

Devido a esta correção feita nos momentos negativos, temos que corrigir também os momentos positivos, através das seguintes expressões:

$$m_{\text{corrigido}} = m + \frac{\Delta X}{2}, \text{ quando o momento positivo descer.}$$

$$m_{\text{corrigido}} = m - \frac{\Delta X}{2}, \text{ quando o momento positivo subir.}$$

Algumas situações podem fazer com que aconteçam estes dois casos em conjunto.

Sendo assim, foi feita uma planilha no Excel que nos ajudasse nestes cálculos. Segue uma seção analisada na Tabela 3.3.

Tabela 3.3- Correção de momentos (Tipo - Corte C-C)

Seção C - C					
	L1	M(-) corrigido	L2	M(-) cor	L3
M (+)	3,71		1,82		0,26
M(-)	8,51	6,81	4,29	0,63	0,78
M(+) corrigido	4,56		0,25		0,33

Seguem no Anexo I todas as tabelas com correções de momentos.

### 3.1.6 - Dimensionamento das seções

Esse dimensionamento também foi feito só para as lajes maciças, já que utilizou-se o software para as treliçadas.

O dimensionamento é feito como se as lajes fossem vigas contínuas de largura unitária, ou seja, para faixas de 1m ( $b_w = 100\text{cm}$ ) de largura e altura  $h=8\text{cm}$ . A seguir falaremos das etapas de cálculo para este dimensionamento.

Da mesma forma como nos casos anteriores, foi feita uma planilha no Excel para nos auxiliar nos cálculos das armaduras, planilhas estas que se encontram no Anexo II do projeto.

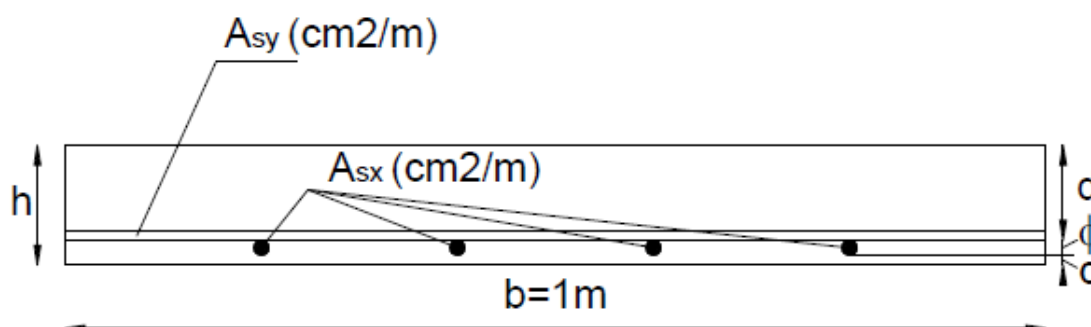


Figura 3.6- Seção transversal para cálculos das armaduras.

### 3.1.6.1 - Determinação da altura útil da laje (d)

O valor desta altura varia de acordo com a altura da laje, o cobrimento e o diâmetro da barra utilizada. Sendo assim, determinamos a altura útil, da seguinte maneira:

$$d = h - c - \phi/2$$

### 3.1.6.2 - Domínio de trabalho

Para cálculo das armaduras devem ser consideradas peças no domínio de trabalho 2 ou 3, não podendo jamais se encontrarem no domínio 4; caso ocorra este caso devemos tomar alguma providência. Estas condições são satisfeitas quando  $X \leq X_{34}$ .

Os valores para estes cálculos são:

$$x = 1,25 * d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

$$x_{3-4} = \frac{0,0035}{0,0035 + \xi_{sy}} * d, \quad \text{onde} \quad \xi_{sy} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{434,78}{210000} = 2,07\%$$

Os valores de x para todas as lajes estão no Anexo II, junto com o dimensionamento das seções.

### 3.1.6.3 - Cálculo das armaduras

O cálculo das armaduras nas direções principais é feita através da seguinte equação:

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

O resultado desta equação deve ser comparado com a armadura mínima, que é obtida através da equação:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot 100 \cdot h \quad (cm^2 / m)$$

Onde  $\rho_{min}$  é igual a 0,15% para um concreto de 25 MPa e aço CA-50.

Para calcular os valores das armaduras mínimas, temos:

Armadura negativa:  $\rho_s \geq \rho_{\text{mín}}$ ;

Armadura positiva de lajes armadas em duas direções:

$$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\text{mín}};$$

Armadura positiva principal de lajes armadas em uma direção:

$$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}} ;$$

Armadura positiva secundária de lajes armadas em uma direção:

$$\rho_s \geq 20\% \text{ da armadura principal};$$

$$\rho_s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m};$$

$$\rho_s \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}.$$

#### 3.1.6.4 - Espaçamentos

Para espaçamentos temos que fazer algumas comparações entre o espaçamento calculado e os fornecidos pela norma, e escolher o menor valor, o espaçamento calculado é feito através da equação:

$$S = \frac{A_{\phi} \cdot 100}{A_s}$$

onde:

$A_{\phi}$  -Área da bitola escolhida;

$A_s$  - Área de aço calculado para seção.

E através da norma temos:

Para armaduras nas direções principais:  $S = 2.h$  ou 20 cm;

Para armaduras nas direções secundárias:  $S = 33$  cm.

#### 3.1.6.5 - Bitolas das barras

De acordo com a NBR6118(2003), a bitola máxima admitida para as barras das armaduras das lajes é igual  $0,125h$ ; sendo assim, a bitola máxima para  $h=8$  cm é de 10,0mm.

Durante o dimensionamento a bitola escolhida foi a de 5,0 mm, para armação positiva, e de 6,3 mm para a negativa.

#### **3.1.6.6 - Detalhamento das armaduras de flexão**

Nas plantas de detalhamento das armaduras, são colocados, respectivamente, a nomenclatura das barras, o número das barras, o diâmetro das barras, o espaçamento das barras e o comprimento das barras, e o resumo do consumo de aço, com comprimento total.

As plantas encontram-se no Anexo XIII do projeto.

##### **3.1.6.6.1 - Armaduras positivas**

As armaduras positivas terão barras com comprimento do vão livre da laje mais  $10\phi$  cm para cada lado. Foi adotado armadura contínua

##### **3.1.6.6.2 - Armaduras negativas**

O comprimento das barras das armaduras negativas será de  $l_x / 4$  para cada lado do apoio, sendo que para vãos adjacentes adota-se o maior vão entre os menores vãos. Foi adotado armadura contínua.

#### **3.1.7 - Estado Limite de Serviço (ELS) (cálculo das flechas)**

##### **3.1.7.1 - Laje maciça**

As flechas das lajes indica a deformação da lajes devido ao seu próprio peso e à carga suportada pela mesma.

Para cálculo das flechas admite-se que as lajes se encontram no Estádio I.

O cálculo das flechas de todas as lajes encontram-se no Anexo IV.

### 3.1.7.1.1 - Carregamento quase permanente

Para verificação da flecha devem ser calculadas para a combinação quase permanente do carregamento, que considera as cargas permanentes (g) e as acidentais (q). A carga quase permanente é dada por:

$$p = g_k + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

onde:

$g_k$  - cargas permanentes características (peso próprio, alvenaria e revestimento);

$\psi_{2i}$  - fator de redução para as ações variáveis, definido através da NBR-6118(2003) na Tabela 11.2

Para edifícios residenciais o valor de  $\psi_{2i}$  é 0,4. Assim:

$$p = g + 0,4q$$

### 3.1.7.1.2 - Flecha inicial

Com o carregamento quase permanente é possível determinar a flecha inicial ( $f_0$ ) a que a laje estará submetida, através da seguinte fórmula:

$$f_0 = 0,001w_c \frac{p_0 l^4}{D}$$

onde:

l – menor dimensão da laje;

$w_c$  – coeficiente obtido nas tabelas A2.1 a A2.6 de Araújo (2003b);

D- rigidez à flexão da laje, dado por:

$$D = \frac{E_{cs} * h^3}{12 * (1 - \nu^2)}$$

Onde h é a espessura da laje, adotou-se  $\nu = 0,2$  para o coeficiente de Poisson do concreto e  $E_{cs}$  é o módulo de deformação longitudinal do concreto, de acordo com a NBR-6118(2003), é dado por:

$$E_{cs} = 0,85 * 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

Para lajes que trabalham em uma direção a flecha inicial foi obtida como para uma viga de largura unitária e vão  $l_x$ , calculada pela expressão:

$$f_0 = \frac{k}{384} \cdot \frac{p l_x^2}{D}$$

Onde  $k$  é um coeficiente que depende das condições de contorno, de acordo com a Tabela 3.4:

Tabela 3.4- Coeficientes para cálculo das flechas iniciais:

Caso	k	Local
1	5	centro
2	2	centro
3	1	centro
4	48	extremo

### 3.1.7.1.3 - Flecha final

Após determinar a flecha inicial, calcula-se a flecha final  $f_\infty$ , incluindo os efeitos de fluência do concreto, através da fórmula:

$$f_\infty = (1 + \varphi) f_0$$

Onde  $\varphi$  o coeficiente de fluência do concreto, neste estudo adotou-se  $\varphi = 2,5$ . Dessa forma a flecha final é dada por:

$$f_\infty = 3,5 * f_0$$

### 3.1.7.1.4 - Flecha admissível

Para os cálculos das flechas utilizou-se o Excel, cujos cálculos se encontram no Anexo IV, como já foi dito.

A NBR-6118 (2003) limita as flechas máximas a:

$$\frac{l}{250}, \text{ para lajes apoiadas em todos os bordos;}$$

$$\frac{l}{125}, \text{ para lajes em balanço.}$$

Sendo  $l$  o menor vão.



### 3.1.7.2 - Laje treliçada

O software utilizado calcula as flechas de acordo com as normas. Caso esta flecha ultrapasse o valor limite, o programa não prossegue com os cálculos.

### 3.1.8 - Considerações sobre o software utilizado

Foi utilizado o software STG (Software de Treliças da Gerdau) para cálculo das lajes treliçadas. Abaixo uma imagem do uso do software.

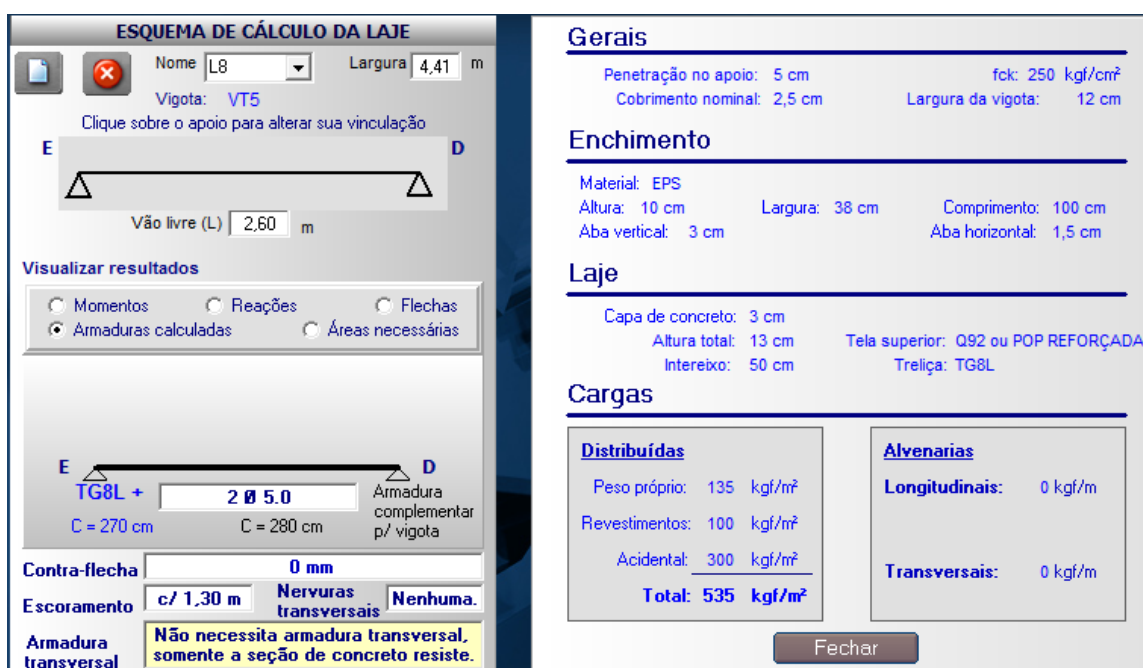


Figura 3.7- Resultados fornecidos pelo software.

## 3.2 - Vigas

Para efeito do dimensionamento manual foram excluídas as vigas simétricas, facilitando o cálculo e otimizando o trabalho. Foram calculadas todas as vigas do edifício residencial. Entretanto, escolheu-se a viga V8 da laje Tipo e foi feito seu respectivo detalhamento, que se encontra no Anexo XIII do projeto.

### 3.2.1 - Pré-dimensionamento

De acordo com a NBR-6118(2003) as vigas não devem apresentar largura menor do que 12cm. Para calcular as vigas foi estimada largura de 12 cm para

a maioria, porém as vigas que suportam paredes divisórias dos apartamentos foi estimada uma largura de 14 cm.

Para fazer uma estimativa inicial da altura das vigas basta utilizar as seguintes expressões:

- tramos intermediários:  $h_{viga} = \frac{l_0}{12}$
- Tramos externos ou vigas biapoiadas:  $h_{viga} = \frac{l_0}{10}$
- balanços:  $h_{viga} = \frac{l_0}{5}$

Onde  $l_0$  é o vão teórico da viga, ou seja, o vão entre as faces do apoio.

Considerando a viga 8 (a e b) do pavimento Tipo no nosso caso, temos:

$$l_{0a} = 498 \text{ cm};$$

$$l_{0b} = 458 \text{ cm}.$$

$$\text{Logo: } h_{viga8a} = 498/12 = 41,5 \text{ cm}$$

$$h_{viga8b} = 458/12 = 38,17 \text{ cm}$$

Sendo assim foi estipulada uma altura  $h = 40$  cm para as duas partes da viga. Dessa forma a viga 8 do pavimento Tipo terá dimensões iniciais de 12 x 40 cm, as quais serão posteriormente verificadas no ELS (Estado Limite de Serviço).

### 3.2.2 - Cargas consideradas

As cargas consideradas para dimensionamento são distribuídas por metro linear da viga.

#### 3.2.2.1 - Ações das lajes

Existem diversos métodos para determinação das reações causadas pelas lajes nas vigas; um dos métodos mais utilizados é o método de Barés (1972), que utiliza coeficientes ( $k_x$ ,  $k_y$ ,  $k_x'$ ,  $k_y'$ ) para o cálculo das reações nas vigas de apoio de lajes retangulares uniformemente carregadas, através das fórmulas:

### 3.2.2.1.1 - Reações nas direções x e y nas vigas com bordas simplesmente apoiadas:

$$q_x = k_x \cdot \frac{Pl_x}{10}, \text{ para viga perpendicular ao eixo x;}$$

$$q_y = k_y \cdot \frac{Pl_x}{10}, \text{ para viga perpendicular ao eixo y;}$$

### 3.2.2.1.2 - Reações nas direções x e y nas vigas com bordas engastadas:

$$q_x = k_x \cdot \frac{Pl_x}{10}, \text{ para viga perpendicular ao eixo x;}$$

$$q_y = k_y \cdot \frac{Pl_x}{10}, \text{ para viga perpendicular ao eixo y;}$$

### 3.2.2.1.3 - Reações na direção x para lajes que trabalham em uma direção

$$q_x = q_x = \frac{Pl_x}{2}, \text{ para vigas perpendiculares ao eixo x.}$$

Para este trabalho admite-se que a ação das lajes que trabalham em uma direção ocorre apenas nas vigas em que os elementos se apóiam, não considerando qualquer ação das lajes nas vigas paralelas aos elementos. Supondo que essas lajes trabalham sempre na menor direção, e que as cargas eram distribuídas de maneira igual tanto para engaste quanto para apoio simples.

Esta mesma fórmula e considerações, foram utilizadas para o cálculo das lajes treliçadas já que as lajes pré-moldadas têm como principal característica a disposição dos elementos estruturais, em uma só direção.

Segue Tabelas 3.5 e 3.6 mostrando as lajes e suas reações do pavimento Tipo:

- **Laje maciça**

Tabela 3.5- Lajes e suas reações

Laje	lx (m)	ly (m)	Caso	P (KN/m <sup>2</sup> )	Plx (KN)	Kx	qx (KN/m)	Ky	qy (KN/m)	Kx'	qx' (KN/m)	Ky'	qy' (KN/m)
L1	3,47	4,22	4	7,98	27,69	2,16	5,99	1,83	5,07	3,74	10,36	3,17	8,78
L2	2,91	3,25	4	6,3	18,33	2,03	3,72	1,83	3,35	3,51	6,43	3,17	5,81
L3	1,25	1,76	4	6,3	7,88	2,36	1,86	1,83	1,44	4,09	3,22	3,17	2,50
L7	3,05	9,56	1 dir. (3)	6,3	19,22	-	-	-	-	-	9,61	-	-
L8	2,6	4,41	6	8,4	21,84	-	-	1,44	3,14	4,15	9,06	-	-

- **Laje treliçada**

Tabela 3.6- Lajes e suas reações

Laje	lx (m)	ly (m)	Caso	P (KN/m <sup>2</sup> )	Plx (KN)	qx (KN/m)	qy (KN/m)	qx' (KN/m)	qy' (KN/m)
L1	3,47	4,22	Trab. 1 dir.	5,88	20,40	10,20	0	10,20	0
L2	2,91	3,25	Trab. 1 dir.	5,39	15,68	7,84	0	7,84	0
L3	1,25	1,76	Trab. 1 dir.	5,39	6,74	3,37	0	3,37	0
L7	3,05	9,56	Trab. 1 dir.	5,39	16,44	8,22	0	8,22	0
L8	2,6	4,41	Trab. 1 dir.	7,49	19,47	9,74	0	9,74	0

### 3.2.2.2 - Peso próprio

Para obtenção do peso próprio das vigas basta utilizar a seguinte expressão:

$$pp = \gamma_c \times A_c$$

Onde:

$\gamma_c$  é peso específico do concreto;

$A_c$  é a área da seção transversal da viga.

Logo para a viga 8 do pavimento Tipo o peso próprio é:

$$pp = 25 \cdot (0,12 \cdot 0,4) = 1,2 \cdot 1,4 = 1,68 \text{ kN/m}$$

### 3.2.2.3 - Alvenarias

O peso das alvenarias é dado pela seguinte fórmula:

$$pa = \gamma a \times e \times H$$

Onde:

$\gamma_a$  é o peso específico da alvenaria (13kN/m<sup>3</sup>);

“e” é a espessura da parede;

H é a altura da parede.

Logo para viga 8 temos:

$$pa = 13 \cdot 0,12 \cdot 2,75 = 4,29 \cdot 1,4 = 6,01 \text{ KN/m}$$

### 3.2.2.4 - Cargas de projeto

As cargas de projeto utilizadas foram compostas pelo somatório do peso próprio, peso da alvenaria e reações das lajes e, em alguns casos pelas reações de vigas secundárias que se apóiam sobre a principal, que é o caso da viga V8 do pavimento Tipo. Seguem Tabelas 3.7 e 3.8 mostrando a contribuição de cada parcela citada acima. Para as demais vigas podem ser vistas no Anexo V:

- **Laje maciça**

Tabela 3.7- Cargas de projeto

Vigas Tipo (lajes maciças)					
Vigas	L (m)	Reações das lajes (kN/m)	Pp (kN/m)	P alv. (kN/m)	P total (kN/m)
V8a	4,98	18,39	1,68	6,01	26,07
V8b	4,58	18,64	1,68	6,01	26,33

- **Laje treliçada**

Tabela 3.8- Cargas de projeto

Vigas Tipo (lajes treliças)					
Vigas	L (m)	Reações das lajes	Pp (kN/m)	P alv. (kN/m)	P total (kN/m)
V8a	4,98	8,22	1,68	6,01	15,91
V8b	4,58	11,59	1,68	6,01	19,27

### 3.2.2.5 - Análise comparativa

Pode-se observar que as lajes maciças distribuem de melhor forma as cargas das lajes para as vigas que as suportam. Mas vale ressaltar que as lajes treliças têm cargas atuantes menores. Sendo assim, mesmo ela distribuindo as cargas de maneira menos uniforme, não sobrecarrega demais nenhuma viga e ainda alivia significativamente as outras. No caso da viga V8 estudada, tivemos reduções de aproximadamente 40% nos esforços solicitantes das lajes.

### 3.2.3 - Cálculo dos esforços

Para o cálculo dos esforços nas vigas foi utilizado o programa FTOOL de análise estrutural. Através do FTOOL é possível obter os diagramas de momento fletor e esforços cortantes de cada viga. Serão mostrados os diagramas somente para a viga V8, nas Figuras 3.8 a 3.15, e para as demais poderá ser consultada no Anexo VI do projeto.

- Laje maciça

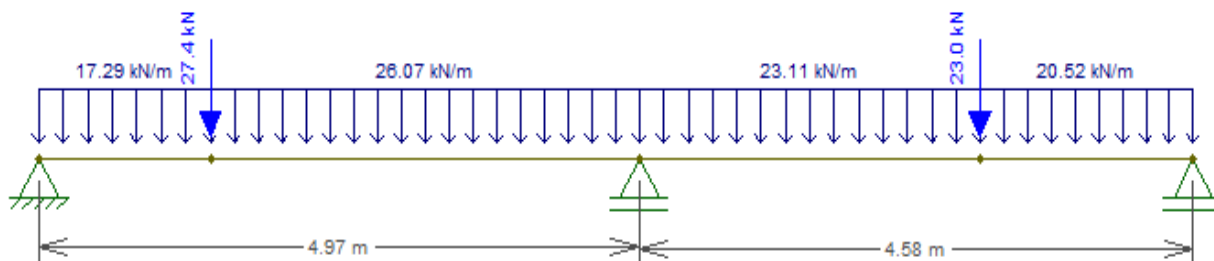


Figura 3.8- Esquema estrutural - Viga 8 (a e b) (Tipo).

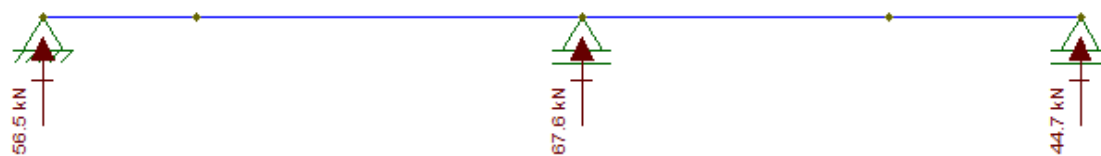


Figura 3.9- Reações de apoio - Viga 8 (a e b) (Tipo).

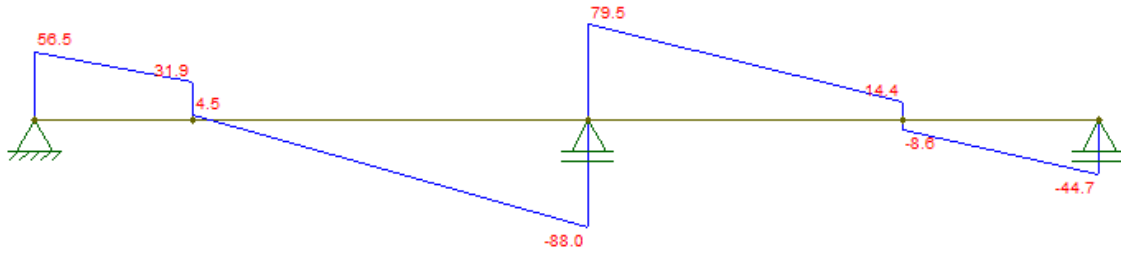


Figura 3.10- Diagrama de esforço cortante - Viga 8 (a e b) (Tipo).

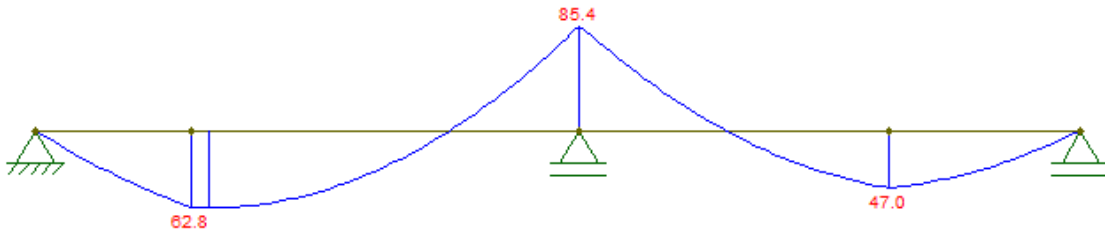


Figura 3.11- Diagrama de momento fletor - Viga 8 (a e b) (Tipo).

- **Laje treliçada**

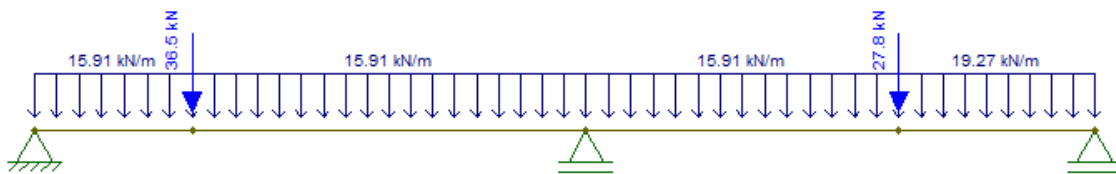


Figura 3.12- Esquema estrutural - Viga 8 (a e b) (Tipo).

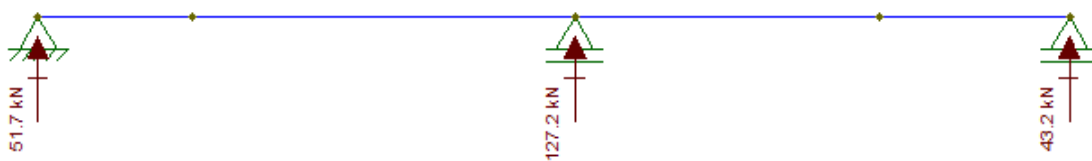


Figura 3.13- Reações de apoio - Viga 8 (a e b) (Tipo).

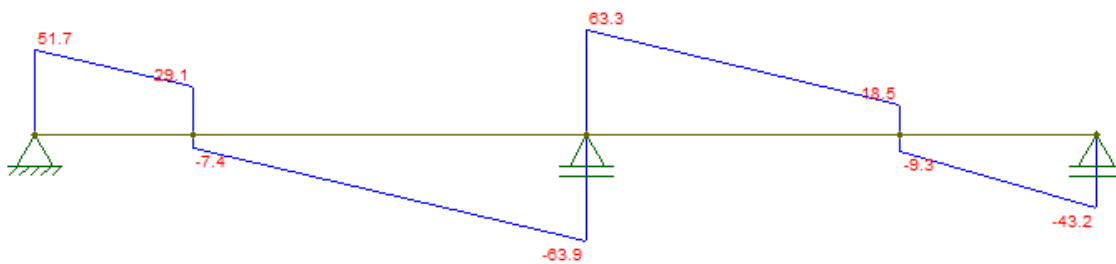


Figura 3.14- Reações de apoio - Viga 8 (a e b) (Tipo).

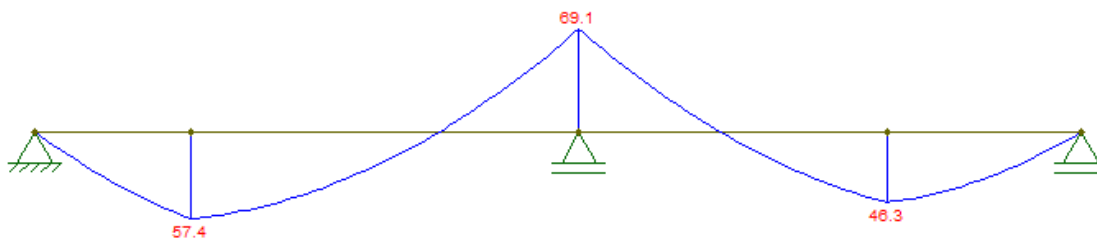


Figura 3.15- Diagrama de momento fletor - Viga 8 (a e b) (Tipo).

### 3.2.3.1 - Análise comparativa

Pode-se ver que a viga V8 mostrada acima obteve reduções boas quando analisa-se os esforços cortantes e quando analisamos os momentos fletores. Essas reduções só não foram maiores, pois apesar de ter ocorrido redução das cargas distribuídas, houve um acréscimo das cargas pontuais, geradas pelas reações das vigas secundárias, que se apóiam sobre esta.

### 3.2.4 - Dimensionamento da armadura longitudinal

As planilhas com os cálculos das armaduras longitudinais encontram-se no Anexo VII.

#### 3.2.4.1 - Altura útil da viga

A altura foi estimada da seguinte forma:

$$d = h - c - \phi/2$$

Onde:

h - altura total da viga;

c - cobrimento;

$\phi$  – diâmetro da barra ( foi considerado um  $\phi_{\text{máx}} = 20 \text{ mm}$ ).

#### 3.2.4.2 - Domínio de trabalho

O melhor dimensionamento em vigas em concreto armado encontra-se na fronteira dos domínios de trabalho 3 e 4. Nesta fronteira utiliza-se menor



quantidade de concreto e a capacidade deste é utilizada ao máximo. E ainda obtém-se uma boa segurança, já que, caso ocorra ruptura de algum elemento, esta será de forma dúctil, ou seja, ocorrerá uma grande deformação antes que a estrutura entre em colapso.

Portanto, para a determinação do domínio de trabalho compara-se a posição da linha neutra com a posição da fronteira do domínio de trabalho ( $X_{3-4}$ ).

A posição da linha neutra é obtida pela seguinte equação:

$$x = 1,25.d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425.b.d^2.fcd}} \right],$$

Onde:

$M_d$  é o momento gerado na viga;

$b$  é a largura da viga;

$f_{cd}$  é dado por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 17,86 MPa$$

O valor da fronteira entre os domínios de trabalho 3 e 4 é dado por:

$$x_{34} = \frac{0,0035.d}{(0,0035 + \varepsilon_{yd})}$$

Quando  $x < x_{3-4}$ , estamos no domínio de trabalho 2 ou 3, quando esta condição não é satisfeita, significa que estamos no domínio de trabalho 4, uma vez nesse domínio precisamos dimensionar armadura de compressão (armadura dupla), de modo a trazer a viga de volta para o domínio 3.

### 3.2.4.3 - Cálculo das armaduras

O cálculo das armaduras foi realizado a partir dos esforços obtidos através do programa FTOOL.

A área de aço foi calculada pela seguinte expressão:

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

A norma NBR-6118(2003) exige uma armadura mínima, calculada através da taxa mínima de aço. A taxa de armadura mínima ( $\rho_{smin}$ ) é igual a 0,15%,

dessa forma para encontrar a área de aço mínima basta utilizar a seguinte fórmula:

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot h$$

Com o cálculo das duas áreas, temos que optar pela maior.

#### **3.2.4.4 - Bitolas e quantidades de barras**

As bitolas das barras são escolhidas de maneira com que a área de aço fique o mais próximo possível da área calculada, para que tenhamos o menor custo possível.

Sendo assim, o número de barras é dado pelo arredondamento para cima da seguinte fórmula:

$$n^{\circ}_{barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}}$$

#### **3.2.4.5 - Detalhamento da armadura longitudinal**

O detalhamento das armaduras longitudinais da viga V8 (Tipo) encontra-se no Anexo XIII deste projeto.

#### **3.2.4.6 - Escalonamento (decalagem)**

Foi executado o escalonamento para a viga V8, o que prevê uma redução do comprimento de algumas barras favorecendo uma economia de aço. Todos os valores utilizados para os cálculos abaixo podem ser vistos no Anexo VIII.

##### **3.2.4.6.1 - Momento de engastamento elástico**

Nos apoios deve-se considerar um momento de engastamento elástico, devido às restrições de deslocamento impostas pelos pilares. O cálculo desse momento pode ser visto abaixo.

São calculados os momentos de inércia, tanto para os pilares quanto para as vigas:

$$I_{pilar} = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_{viga} = \frac{bh^3}{12}$$

Assim com os respectivos índices de rigidez:

$$r_{pilar\ sup\ eior} = \frac{I_{pilar}}{l}$$

$$r_{pilar\ inf\ erior} = \frac{I_{pilar}}{l}$$

$$r_{viga} = \frac{I_{viga}}{l}$$

Então, tendo os valores de momento de engastamento perfeito, obtidos através do diagrama de momento fletor fornecido pelo programa FTOOL (Figura 3.16 e 3.17), podem ser calculados os momentos de engastamento elástico, através da expressão:

$$M_{eng.\ elást.} = \frac{r_{pilar\ sup\ erior} + r_{pilar\ inf\ erior}}{r_{pilar\ sup\ erior} + r_{pilar\ inf\ erior} + r_{viga}} M_{eng.\ perfeito}$$

- Laje maciça

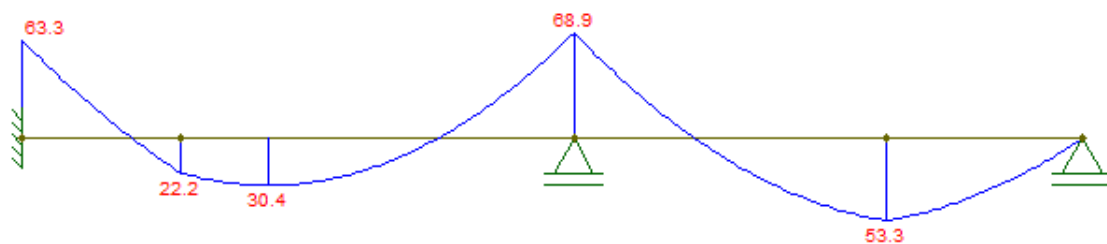


Figura 3.16- Diagrama de momento fletor para engaste perfeito Viga V8 (Tipo).

- Laje treliçada

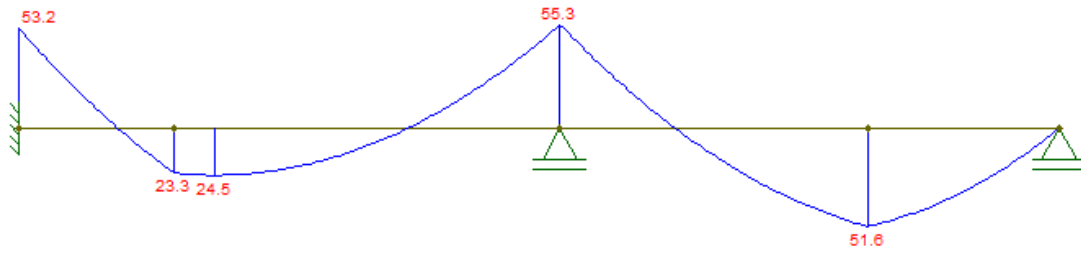


Figura 3.17- Diagrama de momento fletor para engaste perfeito Viga V8 (Tipo).

### 3.2.4.6.2 - Deslocamento do diagrama de momentos fletores (al) (decalagem)

O deslocamento  $al$  pode ser obtido utilizando a equação seguinte, considerando o modelo II ( $\theta = 45^\circ$  e  $\theta = 90^\circ$ ) para o cálculo, visualizada nas Figuras 3.18 e 3.19.

$$al = 0,5 \int x dx (\cot \theta - \cot g \alpha)$$

$$al = 0,5 \times 36 \times (1 - 0) = 18cm$$

- Laje maciça

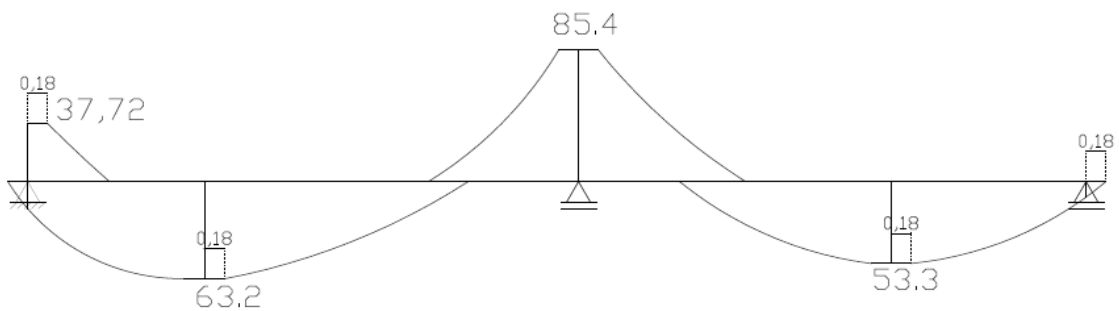


Figura 3.18- Representação do deslocamento  $al$  no diagrama de momento fletor.

- Laje treliçada

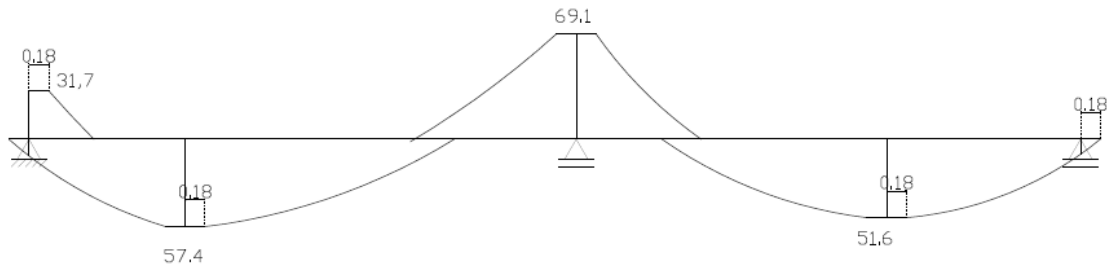


Figura 3.19- Representação do deslocamento al no diagrama de momento fletor.

### 3.2.4.6.3 - Comprimento de ancoragem

O comprimento de ancoragem básico  $l_b$  é calculado através da seguinte equação:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

O valor último da tensão de aderência de cálculo,  $f_{bd}$ , é definido na NBR-6186 em função da qualidade de aderência.

A resistência de aderência de cálculo entre armadura e concreto é dada pela expressão (NBR-6118:2003, item 9.3.2.1):

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

$$\eta_1 \begin{cases} 1,0 \text{ barras lisas} \\ 1,4 \text{ barras entalhadas} \\ 2,25 \text{ barras nervuradas} \end{cases} \eta_2 \begin{cases} 1,0 \text{ situação de boa aderência} \\ 0,7 \text{ situação de má aderência} \end{cases} \eta_3 \begin{cases} 1,0 \text{ para } \phi \leq 32 \text{ mm} \\ (132 - \phi) / 100 \text{ para } \phi > 32 \text{ mm} \end{cases}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot (f_{ctk})^{2/3}}{\gamma_c}$$

Determinados os valores necessários do comprimento de ancoragem básico, calcula-se o valor do comprimento de ancoragem necessário através da equação:

$$l_{b,nec} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{se}} \geq l_{b,min} \begin{cases} 0,3 l_b \\ 10\phi \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Após o cálculo do comprimento de ancoragem, foi verificado o tamanho que as barras deveriam ter na viga, obtendo-se a divisão das barras com respectivos comprimentos (Figuras 3.20 e 3.21). De posse dessa divisão, pôde-se fazer o detalhamento, como mostrado no Anexo XIII.

- **Laje maciça**

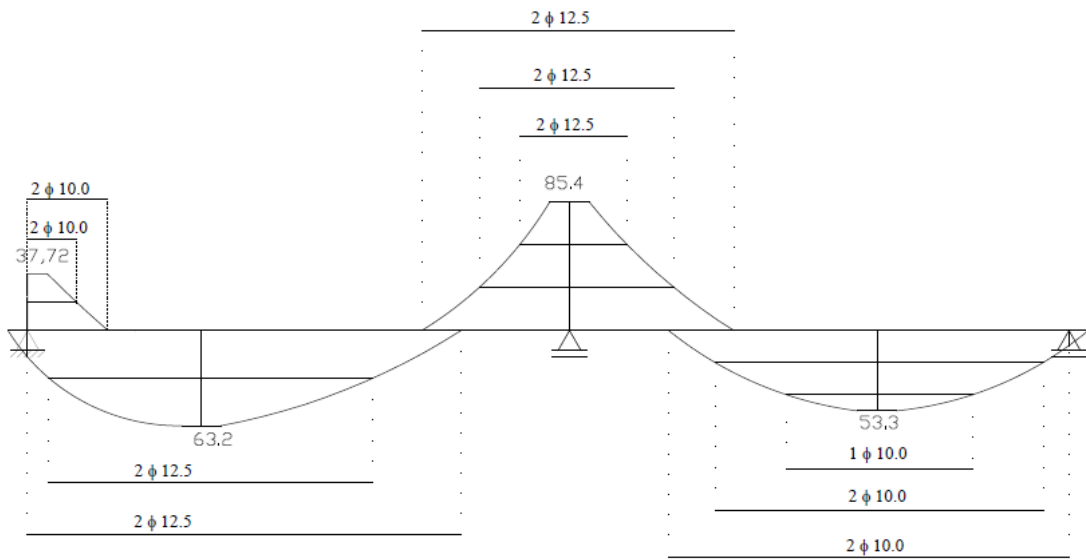


Figura 3.20- Escalonamento da viga V8 (Tipo).

- **Laje treliçada**

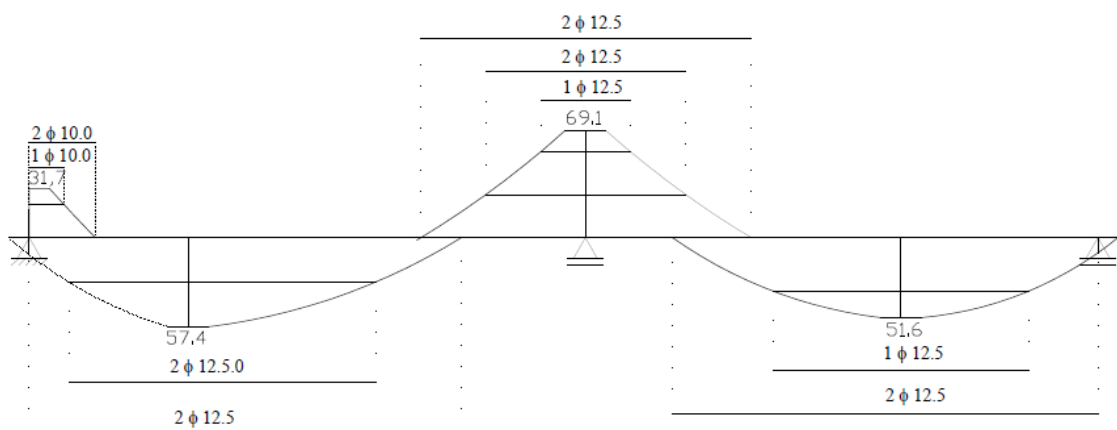


Figura 3.21- Escalonamento da viga V8 (Tipo).

### 3.2.4.7 - Análise comparativa

Observando as tabelas no Anexo VII, podemos ver que a área de aço necessária para suportar os momentos, seria menor para as vigas das lajes treliças em torno de 8%.

Porém, quando vamos transformar essas áreas para a quantidade de barras necessárias, ocorre que os valores finais ficaram 1% a favor das vigas das lajes maciças, isso acontece por termos bitolas de aço padronizadas no mercado e termos utilizados para cálculo os valores de momentos máximos para toda a viga e aproximado para cima o número de barras utilizadas, o que gera um desperdício.

Vale ressaltar que como feito acima, podemos executar o escalonamento das armaduras, minimizando o desperdício e fazendo com que as vigas das lajes treliças nos proporcionem uma economia significativa.

### 3.2.5 - Dimensionamento da armadura transversal (modelo II)

Para evitar o colapso da estrutura através de esforços cisalhantes utiliza-se a armadura transversal.

Foi utilizado o modelo de cálculo II, onde  $\theta=45^\circ$  e  $\alpha=90^\circ$ , ou seja, os estribos calculados estarão alocados perpendicularmente à armadura longitudinal.

Os cálculos de armadura transversal se encontram no Anexo IX deste projeto.

#### 3.2.5.1 - Verificação das bielas comprimidas de concreto

Para o cálculo da armadura transversal seguinte condição deve ser satisfeita:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

onde:

$V_{sd}$  é o esforço cortante solicitante;

$V_{Rd2}$  é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína da biela;

Para o cálculo de  $V_{Rd2}$ , temos a seguinte fórmula:

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

sendo:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

### 3.2.5.2 - Cálculo da armadura transversal

Após a verificação da biela comprimida, deve ser verificada a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

$V_{Rd3}$  é o esforço cortante resistente de cálculo devido a ruína por tração diagonal do concreto;

$V_c$  é a parcela de cortante resistido pelo concreto;

$V_{sw}$  é a parcela de cortante resistido pela armadura transversal;

Considerando  $V_{sd} = V_{Rd3}$  temos:  $V_{sw} = V_{sd} - V_c$

### 3.2.5.3 - Cálculo de Vsd

Segundo a recomendação da NBR-6118(2003) o cálculo da armadura transversal deve ser considerado o esforço cortante a  $d/2$  do apoio. Entretanto, neste projeto foi considerado o esforço cortante atuante no apoio.

### 3.2.5.4 - Cálculo de Vc

O cálculo do esforço cortante resistido pelo concreto é dado através da seguinte fórmula:

$$V_c = V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d, \text{ sendo:}$$

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

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,56 = 1,795 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{1,795}{1,4} = 1,282 \text{ MPa}$$



### 3.2.5.5 - Cálculo de $A_{sw}$

A área de aço foi calculada por metro de viga através da seguinte expressão:

$$A_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad \frac{cm^2}{m}$$

Deve-se observar que em alguns casos apenas o concreto resiste ao cisalhamento ou então fica pouco esforço para o aço suportar, fazendo com que tenhamos taxas baixas de aço; por isso a favor da segurança tem-se que utilizar armadura mínima, dada por:

$$a_{sw,mín} = \rho_{sw,mín} \cdot b_w, \text{ sendo: } \rho_{sw,mín} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

### 3.2.5.6 - Detalhamento dos estribos

O detalhamento dos estribos foi realizado de acordo com as exigências da NBR6118(2003), que são:

O diâmetro dos estribos deve estar no intervalo:

$$5mm \leq \phi \leq \frac{b_w}{10};$$

Sendo assim:  $\phi$  foi adotado 5,0 mm para todas as vigas.

### 3.2.5.7 - Espaçamento longitudinal mínimo e máximo

Para que não aconteça ruptura devido ao cisalhamento nas seções entre estribos, o espaçamento máximo deve atender às seguintes condições:

$$\begin{cases} V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \rightarrow S_{máx} = 0,6d \leq 300mm \\ V_{sd} > 0,67 \cdot V_{Rd2} \rightarrow S_{máx} = 0,3d \leq 200mm \end{cases}$$

Para cálculo do espaçamento foi utilizado a seguinte expressão:

$$S = \frac{A_{\phi} \cdot 200}{A_s}$$

onde:

$A_{\phi}$  - área da bitola escolhida;

$A_s$  - área de aço calculada.

Observa-se que essa expressão fornece o dobro do espaçamento obtido para as lajes, pois são computados os dois ramos dos estribos.

### **3.2.5.8 - Análise comparativa**

Analisando as tabelas do Anexo IX, é visto que ocorre uma redução em torno de 10% da área de aço total necessária para resistir aos esforços cortantes nas vigas das lajes treliças.

### **3.2.6 - Estado limite de serviço (cálculo das flechas)**

Para as vigas, assim como nas lajes, devemos verificar o Estado Limite de Serviço.

Porém, nas vigas considera-se o Estádio II, pois a rigidez é sensivelmente afetada pela fissuração.

A planilha com os cálculos dos Estados Limite de Serviço encontra-se no Anexo X do projeto.

#### **3.2.6.1 - Momento da seção crítica (momento de serviço atuante)**

Para o cálculo do momento atuante devemos considerar o carregamento quase permanente que é dado através da expressão:

$$p = g + 0,4q$$

onde:

0,4 é o coeficiente dado tabela 11.2 da NBR-6118(2003) para edifícios residenciais.

O carregamento total para o cálculo do momento de serviço será a soma das reações das lajes nas vigas, do peso da alvenaria e do peso próprio da viga. Será demonstrada abaixo os cálculos para a viga V1 (Tipo), as demais se encontram no Anexo X.

O peso próprio da viga é dado por:

- **Laje maciça = Laje treliçada**

$$g_1 = p_p = 0,12 \cdot 0,3 \cdot 25 = 0,9 \text{ kN/m.}$$

O peso das alvenarias é dado por:

- **Laje maciça = Laje treliçada**

$$g_2 = p_{alv} = 13 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,12 \cdot 2,75 = 4,29 \text{ kN/m.}$$

Para o cálculo do carregamento quase permanente relativo às reações das lajes nas vigas foi necessário separar a porcentagem de carga acidental atuante. Foi arbitrado que 30% dos esforços das lajes correspondem à carga acidental, tem-se:

- **Laje maciça**

Carga acidental

$$q = q_y \cdot 0,3 = 5,07 \cdot 0,3 = 1,521 / 1,4 = 1,09 \text{ kN/m.}$$

(divide-se a carga por 1,4 porque o  $q_y$  foi calculado com o P majorado)

Carga permanente

$$g = q_y - q = 5,07 - 1,52 = 3,55 / 1,4 = 2,54 \text{ kN/m.}$$

- **Laje treliçada**

Não será necessário o cálculo do carregamento quase permanente relativo às reações da laje na viga, já que a laje L1 não transmite esforços para a viga V1.

Portanto, para o carregamento quase permanente é aplicado na fórmula:

- **Laje maciça**

$$p = \Sigma g + 0,4 q = (0,9+4,29+2,54) + 0,4 \cdot 1,09 = 8,16 \text{ kN/m.}$$

- **Laje treliçada**

$$p = \Sigma g + 0,4 q = (0,9+4,29) = 5,19 \text{ kN/m.}$$

Com todos os carregamentos calculados foi obtido o momento de serviço, utilizando o software FTOOL. Seguem exemplos:

- **Laje maciça**

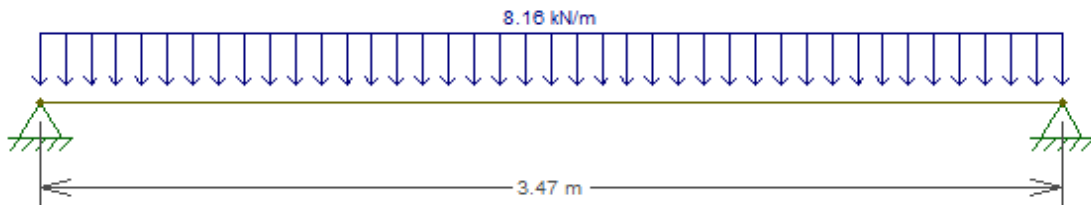


Figura 3.22- Esquema estrutural com carregamento quase permanente na viga V1 (Tipo).



Figura 3.23- Diagrama de momento fletor da viga V1 (Tipo).

Como podemos ver na figura 3.23, o momento de serviço atuante neste exemplo é 1230 kNcm (Ma).

- **Laje treliçada**

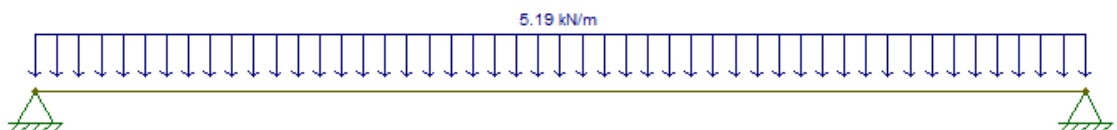


Figura 3.24- Esquema estrutural com carregamento quase permanente na viga V1 (Tipo).

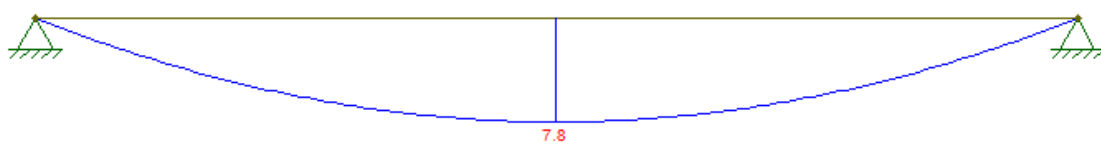


Figura 3.25- Diagrama de momento fletor da viga V1 (Tipo).

Como podemos ver na figura 3.25, o momento de serviço atuante neste exemplo é 780 kNcm (Ma).

### 3.2.6.2 - Momento de fissuração

O momento de fissuração pode ser obtido através da seguinte expressão aproximada:

$$M_r = \alpha \cdot \frac{f_{ctm} \cdot I_c}{y_t} = 1.5 \cdot \frac{0,256 \cdot 27000}{15} = 693 \text{ kNcm}$$

Sendo:

$\alpha = 1,5$  (para seções retangulares) é o fator que correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta:

$$f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2};$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

é o momento de inércia da seção bruta do concreto;

$$y_t = \frac{h}{2};$$

é a distancia do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

### 3.2.6.3 - Definição do estágio de trabalho

Para algumas vigas  $M_a > M_r$ , ou seja, a viga trabalha no estágio II, o concreto tracionado é desprezado devido à sua fissuração. Portanto, deve-se calcular a inércia equivalente.

### 3.2.6.4 - Relação entre os módulos de elasticidade

A relação é dada através da seguinte fórmula:

$$y_t = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21000000}{23800000} = 8,82$$

onde:

o módulo de elasticidade do concreto é o módulo de elasticidade secante dado por:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{25 \text{MPa}} = 23800 \text{MPa}$$

### 3.2.6.5 - Posição da linha neutra no estágio II

A posição da linha neutra é obtida através da equação:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b_w} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_w \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right]$$

### 3.2.6.6 - Momento de inércia no estágio II

O momento de inércia é obtido através da equação:

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

### 3.2.6.7 - Rigidez equivalente

A rigidez equivalente para a seção da viga V1 (Tipo), assim como as demais vigas, é obtida através de:

$$(EI)_{eq} = E_{sc} \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} =$$

### 3.2.6.8 - Flecha inicial

Com a inércia equivalente e com o software FTOOL obteve-se a flecha inicial como mostrada nas figuras abaixo:

- **Laje maciça**



Figura 3.26- Deformada na viga V1 (Tipo).

- **Laje treliçada**

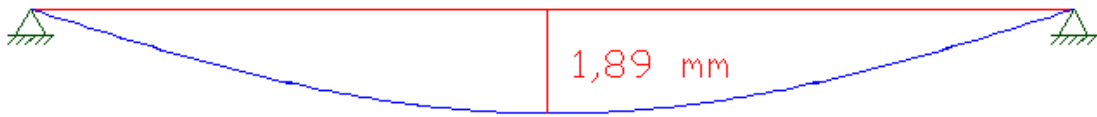


Figura 3.27- Deformada na viga V1 (Tipo).

### 3.2.6.9 - Flecha diferida

A flecha adicional diferida pode ser obtida de forma aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator  $\alpha_t$ , que de acordo com a norma NBR-6118(2003) item 17.3.1.1.2 é dado por:

$$\alpha_t = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'}$$

onde:

$\rho'$  é a taxa de armadura de compressão (armadura dupla) e é dado por:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w \cdot d} = 0$$

Foi adotado  $t = \infty$  (tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida);

$t = 2$  meses (idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração);

Pela tabela 3.9 obteve-se:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) = 2 - 0,84 = 1,16$$

$$\alpha_t = \frac{1,16}{1 + 50 \cdot 0} = 1,16$$

A flecha diferida no tempo pode ser calculada por:

- **Laje maciça**

$$f_\infty = (1 + \alpha_t) \cdot f_0 = (1 + 1,16) \cdot 4,82 = 10,41 \text{ mm} = 1,04 \text{ cm}$$

- **Laje treliçada**

$$f_\infty = (1 + \alpha_t) \cdot f_0 = (1 + 1,16) \cdot 1,89 = 4,08 \text{ mm} = 0,41 \text{ cm}$$

Tabela 3.9– Valores de  $\xi$

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	$\geq 70$
Coefficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

### 3.2.6.10 - Verificação das flechas

Os valores das flechas finais devem ser comparados com os valores da flecha admissível dado pela tabela 13.2 da NBR-6118(2003) p.113.

Para o projeto foi adotado o valor limite de:

$f_{adm} \leq \frac{l_a}{250} = \frac{347}{250} = 1,39cm$ , portanto  $f_{\infty} < f_{adm}$ ; logo, podemos dizer que a estrutura atende as exigências no ELS.

### 3.2.6.11 - Análise comparativa

Analisando os resultados das flechas pode-se ver que a viga 1 da laje maciça está mais próxima do limite, o que mostra que está sendo bem aproveitada, ou seja não está com dimensões maiores que as necessárias. Diferente do que ocorre nesta mesma viga nas lajes treliçadas, ou seja, nesta ocasião de laje treliçada observa-se que esta viga está muito distante do seu limite de flecha, o que indica que se pode até reduzir suas dimensões, porém isto não é possível, pois esta viga já está na menor dimensão prescrita na norma, que é de 360 cm<sup>2</sup>.

## 3.3 - Pilares

Por ser um edifício de pequeno porte, não foi considerado para este projeto cargas de vento. Logo não será calculado a estrutura de contraventamento.

Para o dimensionamento, foi escolhido um pilar para cada tipo de classificação quanto a sua solicitação inicial, sendo assim foi escolhido:

- pilar P14 - pilar intermediário;



- pilar P10 - pilar de borda;
- pilar P1 - pilar de canto.

O detalhamento dos respectivos pilares pode ser visto no Anexo XIII. Todos os cálculos dos subitens abaixo estão em uma tabela que se encontra no Anexo XI.

### 3.3.1 - Características geométricas

Com o objetivo de evitar um desempenho inadequado e propiciar boas condições de execução, a NBR 6118:2003, no seu item 13.2.3, estabelece que a seção transversal dos pilares, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor do que 19 cm. Em casos especiais permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que no dimensionamento se multipliquem as ações por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , indicado na Tabela 3.10 e baseado na equação:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b$$

onde:

b é a menor dimensão da seção transversal do pilar (em cm).

Tabela 3.10- Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  em função de b (NBR 6118:2003)

<b>B (cm)</b>	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35

### 3.3.2 - Carregamento considerado

Os pilares recebem as cargas dos andares superiores e as cargas concentradas provenientes das vigas ligadas aos mesmos e as transmitem até as fundações.

Para este trabalho foram escolhidas inicialmente seções transversais retangulares de 12cmx30cm, de 14cmx30cm e de 16cmx30cm.

### 3.3.2.1 - Carga de projeto

Para o cálculo das cargas foi realizado o seguinte procedimento:

- foram obtidas as reações das lajes nas vigas e depois somou-se com o peso próprio da viga e as sobrecargas de alvenaria aplicadas sobre elas;
- após essa etapa foram somadas as reações obtidas nas vigas ligadas aos pilares, sendo este valor obtido referente à carga de projeto para um pavimento;
- para obter o carregamento dos pilares de nível inferior, basta somar o carregamento obtido para os pilares dos níveis superiores do mesmo. Como exemplo, será mostrado como se obteve a carga atuante no pilar P10.

#### 3.3.2.1.1 - Carga de projeto para P10

O Pilar P10 recebe carregamento da viga V8 e da viga V23, e tem seção retangular de 16cm x 30cm, portanto:

- **Laje maciça**

Carga oriunda das vigas da cobertura:  $V8 + V23 = 113,2 + 34,2 = 147,4 \text{ kN}$

Carga oriunda das vigas do Tipo:  $V8 + V23 = 167,5 + 52,8 = 220,3 \text{ kN}$

Peso próprio do pilar:  $pp = \gamma_c \times A_c \times h = 25 \times 0,048 \times 2,85 \times 1,4 = 4,79 \text{ kN}$

Como o cálculo vai ser feito para o pilar do 2º teto (1º Andar), temos que efetuar a seguinte equação para saber a carga solicitante neste pavimento:

$$(q_{total} = 1 \times q_c + 3 \times q_t + 4 \times pp);$$

onde:

$q_c$  - carga da cobertura

$q_t$  - carga Tipo

$pp$  - peso próprio

Sendo assim, temos o total solicitante a seguir:

$$q_{total} = 1 \times 147,4 + 3 \times 220,3 + 4 \times 4,79 = 827,4 \times 1,15 = 952 \text{ kN}$$

Nota-se que foi multiplicado por 1,15 de acordo com a norma.

- **Laje treliçada**

Carga oriunda das vigas da cobertura:  $V8 + V23 = 77,1 + 37,3 = 114,4 \text{ kN}$

Carga oriunda das vigas do Tipo:  $V8 + V23 = 127,2 + 54,2 = 181,4 \text{ kN}$

Peso próprio do pilar:  $pp = \gamma_c \times A_c \times h = 25 \times 0,048 \times 2,85 \times 1,4 = 4,79 \text{ kN}$

$$(q_{total} = 1 \times q_c + 3 \times q_t + 4 \times pp);$$

Sendo assim, temos o total solicitante a seguir:

$$q_{total} = 1 \times 114,4 + 3 \times 181,4 + 4 \times 4,79 = 677,76 \times 1,15 = 779 \text{ kN}$$

Nota-se que foi multiplicado por 1,15 de acordo com a norma.

### **3.3.2.2 - Análise comparativa**

É observado que o pilar P10 na laje treliçada, teve uma redução nos esforços solicitantes próximo a 20%, o que é bastante significativo. Esse fato ocorreu, pois as lajes treliçadas, geram esforços menores nas vigas e conseqüentemente nos pilares.

### **3.3.3 - Comprimento equivalente**

Segundo a NBR-6118(2003), o comprimento equivalente  $l_e$  do pilar, suposto vinculado em ambas extremidades, é o menor dos seguintes valores:

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

onde:

$l_0$  é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais que vinculam o pilar;

$h$  é a altura da seção transversal do pilar medida no plano da estrutura;

$l$  é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

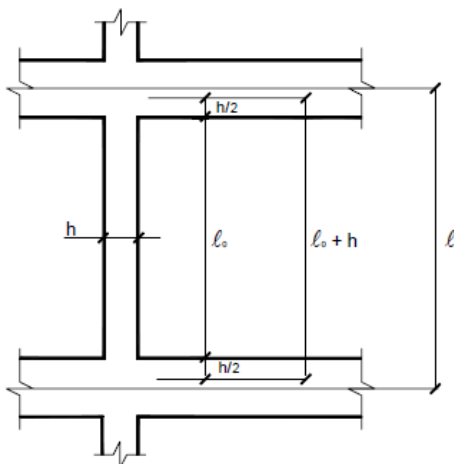


Figura 3.28– Comprimento equivalente

### 3.3.4 - Raio de giração

O raio de giração para seções transversais retangulares é dado pela seguinte expressão:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Sendo  $i$  o momento de inércia,  $A$  a área da seção transversal e  $h$  a altura da seção do pilar.

### 3.3.5 - Índice de esbeltez

O índice de esbeltez é definido pela relação:

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

### 3.3.6 - Classificação dos pilares

Os pilares podem ser classificados conforme as solicitações iniciais e a esbeltez.

### 3.3.6.1 - Classificação quanto as solicitações iniciais

Quanto às solicitações iniciais, os tipos de pilares são mostrados na Figura 3.29.

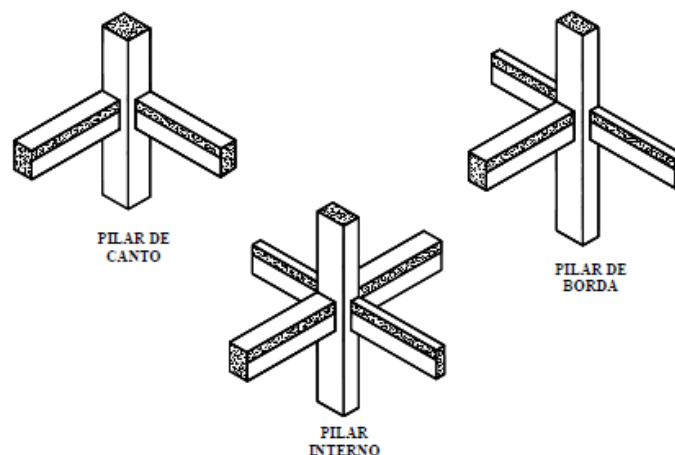


Figura 3.29- Classificação dos pilares.

Serão considerados internos os pilares em que se pode admitir compressão simples, ou seja, em que as excentricidades iniciais podem ser desprezadas.

Nos pilares de borda, as solicitações iniciais correspondem a flexão composta normal, ou seja, admite-se excentricidade inicial em uma direção. Para seção quadrada ou retangular, a excentricidade inicial é perpendicular à borda.

Pilares de canto são submetidos a flexão oblíqua. As excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas.

### 3.3.6.2 - Classificação quanto a esbeltez

De acordo com o índice de esbeltez ( $\lambda$ ), os pilares podem ser classificados em:

- pilares robustos ou pouco esbeltos  $\rightarrow \lambda \leq \lambda_1$ ;
- pilares de esbeltez média  $\rightarrow \lambda_1 < \lambda \leq 90$ ;
- pilares esbeltos ou muito esbeltos  $\rightarrow 90 < \lambda \leq 140$ ;
- pilares excessivamente esbeltos  $\rightarrow 140 < \lambda \leq 200$ .

A NBR 6118:2003 não admite, em nenhum caso, pilares com  $\lambda$  superior a 200.

### 3.3.7 - Excentricidade de primeira ordem

As excentricidades de primeira ordem são comentadas a seguir.

#### 3.3.7.1 - Excentricidade inicial

Em estruturas usuais de edifícios ocorre um monolitismo nas ligações entre vigas e pilares que compõem os pórticos. A excentricidade inicial, oriunda das ligações dos pilares com as vigas neles interrompidas, ocorre em pilares de borda e de canto. A partir das ações atuantes em cada tramo do pilar, as excentricidades iniciais no topo e na base são obtidas com as expressões abaixo:

$$e_{i,topo} = \frac{M_{topo}}{N} \quad e \quad e_{i,base} = \frac{M_{base}}{N}$$

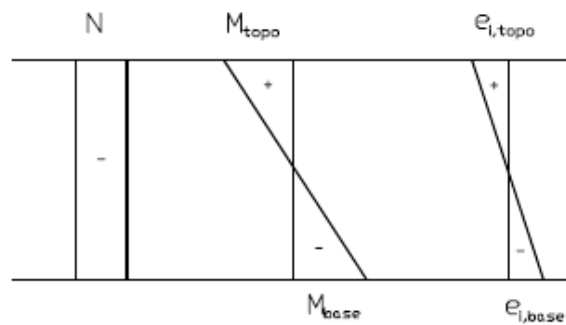


Figura 3.30- Excentricidades iniciais no topo e na base do pilar

Os momentos no topo e na base foram obtidos para o cálculo do pórtico usando o programa FTOOL (MARTHA, 2001). Mas, segundo a NBR 6118:2003, pode também ser admitido esquema estático apresentado na Figura 3.31.

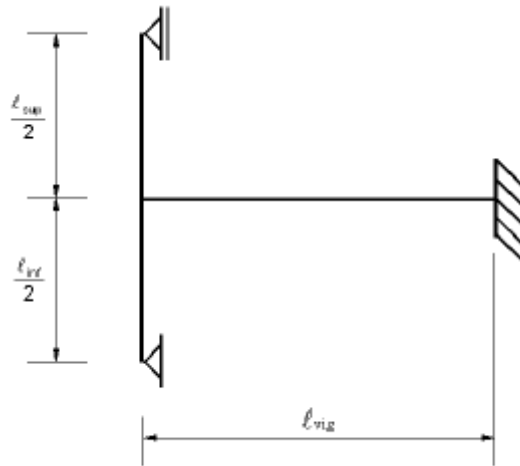


Figura 3.31- Esquema estático

Para esse esquema estático pode ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes relações:

- na viga:

$$\frac{3r_{inf} + 3r_{sup}}{4r_{vig} + 3r_{inf} + 3r_{sup}}$$

- no tramo superior do pilar:

$$\frac{3r_{sup}}{4r_{vig} + 3r_{inf} + 3r_{sup}}$$

- no tramo inferior do pilar:

$$\frac{3r_{inf}}{4r_{vig} + 3r_{inf} + 3r_{sup}}$$

onde:

r é a rigidez do elemento i no nó considerado, avaliada de acordo com a Figura 3.31 e dada por:

$$r_i = \frac{I_i}{\ell_i}$$

### 3.3.7.2 - Excentricidade acidental

Para as estruturas consideradas de nós fixos, a excentricidade acidental é dada por:

$$e_a = \frac{l_e}{400}$$

### 3.3.8 - Momento mínimo

Segundo a NBR 6118:2003, o efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído em estruturas reticuladas pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem, dado por:

$$M_{1a,min} = N_d (0,015 + 0,03h)$$

onde:

h é a altura total da seção transversal na direção considerada (em metros).

Nas estruturas reticuladas usuais admite-se que o efeito das imperfeições locais esteja atendido se for respeitado esse valor de momento total mínimo. A este momento devem ser acrescidos os momentos de 2ª ordem.

No caso de pilares submetidos à flexão oblíqua composta, esse mínimo deve ser respeitado em cada uma das direções principais, separadamente; isto é, o pilar deve ser verificado sempre à flexão oblíqua composta onde, em cada verificação, pelo menos um dos momentos respeita o valor mínimo indicado.

### 3.3.9 - Esbeltez limite

O conceito de esbeltez limite surgiu a partir de análises teóricas de pilares, considerando material elástico-linear. Corresponde ao valor da esbeltez a partir



do qual os efeitos de 2ª ordem começam a provocar uma redução da capacidade resistente do pilar.

Segundo a NBR 6118:2003, os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez  $\lambda$  for menor que o valor limite  $\lambda_1$ , que pode ser calculado pelas expressões:

$$\lambda_1 = \frac{(25 + 12,5 \cdot e_1/h)}{\alpha_b} \quad 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

onde:

$e_1$  a excentricidade de 1ª ordem.

O coeficiente  $\alpha_b$  deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:

- pilares biapoiados sem forças transversais

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad \text{sendo: } 0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

onde:

$M_A$  é o momento fletor de 1ª ordem no extremo A do pilar (maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado);

$M_B$  é o momento fletor de 1ª ordem no outro extremo B do pilar (toma-se para  $M_B$  o sinal positivo se tracionar a mesma face que  $M_A$  e negativo caso contrário).

- pilares biapoiados com forças transversais significativas, ao longo da altura

$$\alpha_b = 1$$

- pilares em balanço

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_c}{M_A} \geq 0,85 \quad \text{sendo: } 0,85 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

onde:

MA é o momento fletor de 1ª ordem no engaste;

MC é o momento fletor de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

- pilares biapoiados ou em balanço com momentos fletores menores que o momento mínimo

$$\alpha_b = 1$$

### 3.3.10 - Excentricidade de segunda ordem

A força normal atuante no pilar, sob as excentricidades de 1ª ordem (excentricidade inicial), provoca deformações que dão origem a uma nova excentricidade, denominada excentricidade de 2ª ordem, que pode ser calculada através do método da curvatura aproximada.

### 3.3.11 - Método da curvatura aproximada

O método da curvatura aproximada é permitido para pilares de seção constante e de armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo e  $\lambda \leq 90$ .

A excentricidade de segunda ordem pode ser calculada da seguinte forma:

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \times \frac{1}{r}$$

onde:

$1/r$  é a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v_0 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$h$  é a altura da seção na direção considerada;

$v = N_{Sd} / (A_c f_{cd})$  é a força normal adimensional.

Assim, o momento total máximo no pilar é dado por:

$$M_{d,tot} = \left( \alpha_b M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{\ell_o^2}{10 r} \right) \geq M_{1d,A}$$

### 3.3.12 - Dimensionamento da armadura longitudinal

O dimensionamento dos pilares deve ser feito para as direções x e y, considerando todas as situações de projeto possíveis.

De posse da excentricidade total, dada por:

$$e_x = e_{1x} + e_{2x} + e_{ax}$$

e considerando-se o cálculo para direção x, onde por exemplo:

$$e_{1x} \geq \begin{cases} e_{ax} \\ e_{1x,min} \end{cases}$$

pode-se então calcular o valor do momento atuante por:

$$M_d = N_{sd} \cdot e_x$$

Utilizam-se então as tabelas em anexo, obtidas de Araújo (2003b), que fornece os seguintes parâmetros:

$$\begin{cases} \sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \\ \nu = \frac{N_d}{bh \cdot \sigma_{cd}} \\ \mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{cd}} \\ \delta = \frac{d'}{h} = \\ \varpi \end{cases}$$

A área de aço pode então ser calculada através da fórmula:

$$A_s = \frac{\varpi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{cd}}{f_{yd}}$$

Segundo o item 18.4.2.1 da NBR 6118(2003), o diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10 mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal.

Segundo o item 17.3.5.3 da NBR 6118(2003), a armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s, \min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

O valor máximo da área total de armadura longitudinal é dado por:

$$A_{s, \max} = 8\% \cdot A_c$$

### 3.3.13 - Dimensionamento da armadura transversal

De acordo com a NBR 6118(2003), o diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

$$s_t \begin{cases} 20cm \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 12\phi_e \end{cases}$$

### 3.4 - Escadas

Neste projeto como a intenção de comparativos é de custo e materiais, e a escada adotada foi a mesma para os dois dimensionamentos, será citado apenas o procedimento utilizado para o cálculo das escadas, que foram feitos com intenção de obter os esforços solicitantes gerados pela mesma nas vigas em que se apóiam e a armação necessária para a sua execução, não será detalhado a armação das escadas. As escadas foram calculadas como se tivessem os lances trabalhando de forma individual e longitudinal. Os cálculos das escadas podem ser vistos no Anexo XII.

### 3.4.1 - Cargas nas Escadas

As cargas consideradas foram: peso próprio, revestimento e o peso do parapeito (cargas permanentes); e cargas acidentais: uma carga distribuída sobre a superfície da escada e outra aplicada ao longo dos parapeitos, exigida pela NBR-6120(1980).

#### 3.4.1.1 - Peso próprio ( $g_1$ )

O peso próprio da escada é assim como nas lajes, avaliado por  $m^2$  de projeção horizontal. Sendo assim, para o patamar foi feito o seguinte cálculo:

$$pp = \gamma_c \times h_p (\text{kN/m}^2) = 25 \times 0,09 = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

onde:

$h_p$  é a altura da laje do patamar

No trecho inclinado devemos levar em conta o peso dos degraus. Por simplificação, é adotada uma espessura média,  $h_m$ , medida na vertical e representada na Figura 3.32.

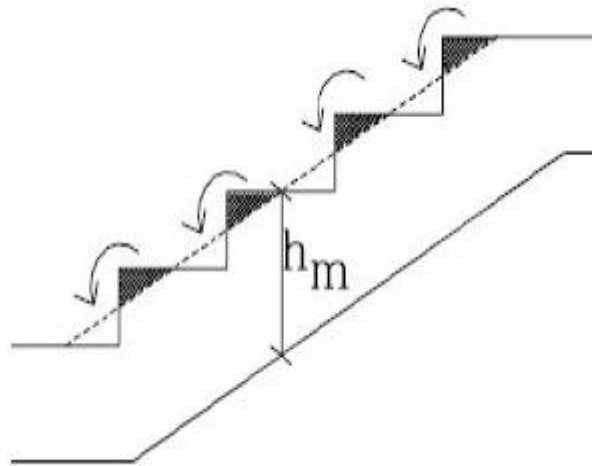


Figura 3.32- Altura média da escada

O  $h_m$  obtido foi de 20,6 cm; sendo assim, podemos calcular o peso próprio do trecho inclinado assim:

$$pp = \gamma_c \times h_m (\text{kN/m}^2) = 25 \times 0,206 = 5,16 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4.1.2 - Revestimento ( $g_2$ )

O valor da carga de revestimento para as escadas foi o mesmo adotado para as lajes Tipo.

$$g_2 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4.1.3 - Carga acidental ( $q_1$ )

A carga acidental adotada foi de  $3 \text{ kN/m}^2$  de acordo com prescrições da NBR-6120(1980).

### 3.4.1.4 - Carga acidental (parapeito – $q_2$ )

Segundo o item 2.2.1.5 da NBR-6120(1980), ao longo dos parapeitos e balcões devem ser considerados aplicados uma carga horizontal de  $0,8 \text{ kN/m}$  na altura do corrimão e uma carga vertical mínima de  $2 \text{ kN/m}$ , conforme mostrado na Figura 3.33.

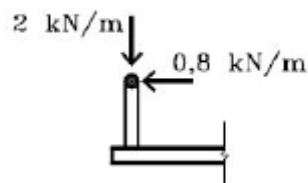


Figura 3.33– Ações definidas pela NBR-6120(1980) para parapeitos.

Dividindo essa carga vertical pela largura, temos a carga acidental vertical ao longo do parapeito:

$$\frac{2}{1,2} = 1,67 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4.2 - Cargas totais

O carregamento total a ser utilizado para o dimensionamento da escada será o somatório das cargas permanentes com as acidentais e multiplicadas por 1,4 que é fator de segurança.

### 3.4.2.1 - Distribuição das cargas ao longo dos trechos inclinados

Como no programa FTOOL não temos a possibilidade de aplicar a carga de forma horizontal em trechos inclinados, temos que distribuí-la ao longo dos trechos inclinados de escada da seguinte forma:

$$p_{1y} = \frac{p_1 \times 1,56}{2,12} = \frac{15,16 \times 1,56}{2,12} = 11,16 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4.3 - Representação das cargas e dos diagramas em cada lance da escada

Deve-se considerar que os momentos correspondem a uma faixa de 1m. Através do programa FTOOL obtêm-se as reações de apoio, os diagramas de momento fletor e de esforço cortante em cada lance da escada, assim como nos patamares. Seguem os diagramas obtidos para um dos lances da escada:

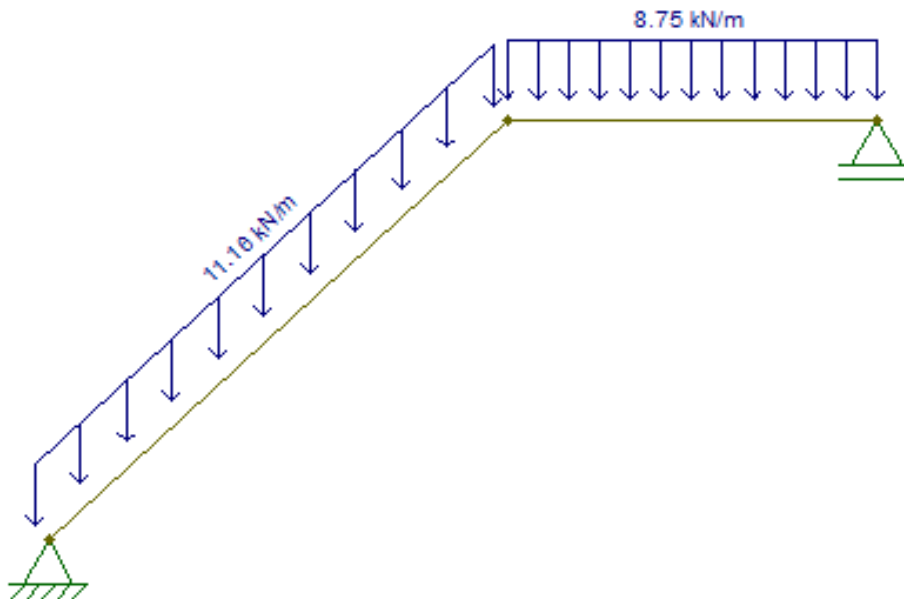


Figura 3.34- Cargas atuantes na escada.

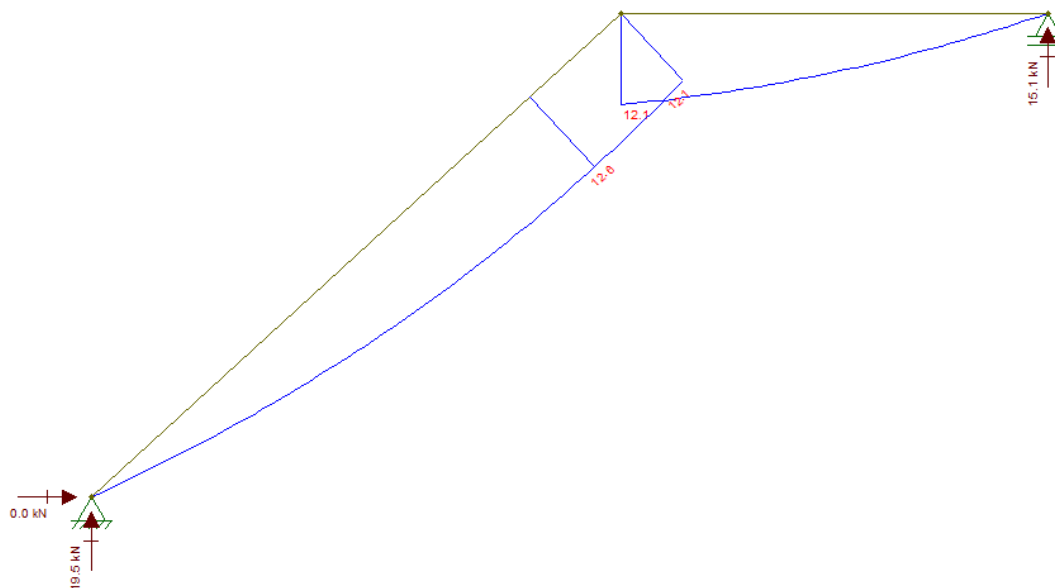


Figura 3.35- Diagrama de momentos fletores e reações de apoio.

### 3.4.4 - Dimensionamento da armadura longitudinal

As armaduras principais de flexão e de distribuição para escadas armadas longitudinalmente são obtidas através do mesmo processo de cálculo utilizado para lajes neste projeto.



## CAPÍTULO IV - ANÁLISE DE CUSTO

Neste capítulo será feita uma comparação entre os dois dimensionamentos mostrados nas seções anteriores. Os objetos deste comparativo serão: quantitativo de materiais, esforços dos elementos estruturais e custos.

Para as lajes foram feitas comparações com relação aos custos de construção, incluindo materiais e mão de obra (M.D.O).

Para comparação dos preços de materiais foi utilizado a tabela da Caixa Econômica Federal referente ao mês de junho de 2012. Já para a mão de obra foram cotados preços com empreiteiros de estruturas. Segue abaixo Tabela 4.1 mostrando os valores por metro quadrado de forma:

Tabela 4.1- Custo por metro quadrado das lajes

Comparativo geral					
		Maciça		Treliça	
		Tipo	Cobertura	Tipo	Cobertura
Aço	R\$/m <sup>2</sup>	57,4	48,2	34,46	37,76
Forma	R\$/m <sup>2</sup>	4,97	4,97	-	-
Enchimento	R\$/m <sup>2</sup>	-	-	7,64	7,9
Concreto	R\$/m <sup>2</sup>	26,35	26,58	21,55	21,1
M.D.O	R\$/m <sup>2</sup>	34,4	34,7	28,12	28,05
Subtotal:	R\$/m <sup>2</sup>	123,12	114,45	91,77	94,81
<b>Total:</b>	<b>R\$/m<sup>2</sup></b>	<b>121</b>		<b>92</b>	

Esses preços foram obtidos através do cálculo do valor de todos esses itens separadamente e transformados através de cálculos em valores por unidade de área, com a intenção de facilitar a visualização dos mesmos.

Nota-se que a laje trelaçada teve um baixo custo do aço, pois nessa laje temos menos esforços e além disso colocamos aço positivo apenas onde temos vigotas, gerando assim uma boa economia.

Pode-se observar também que na parte de forma, as lajes maciças tiveram um custo um pouco baixo devido a reutilização de formas, tendo assim seu

custo reduzido. É visto também que não teve custo com formas as lajes treliçadas, já que o enchimento e as vigotas que funcionam como formas.

Observa-se um custo um pouco alto por parte do enchimento nas lajes treliçadas, porém este custo é viável, pois gera economia tanto de formas como de concreto.

Analisando a tabela, é visto que na parte do concreto a laje treliçada proporcionou uma grande economia; este fato ocorre devido à utilização de enchimentos.

Sendo assim, podemos analisar que neste caso a laje treliçada teve uma economia bastante considerável, em torno de 25%.

Vale ressaltar que essa economia ocorreu para este projeto. Como sabemos, cada obra tem sua individualidade; logo, não podemos generalizar o caso em questão.

No caso das vigas, para estudo de viabilidade, foram feitos os cálculos de armadura utilizando as seções críticas. Vale lembrar que existem processos para otimização do aço, como o processo de decalagem, exemplificado nos capítulos anteriores.

Além de mostrar o comparativo do consumo de aço, será mostrado também os esforços máximos atuantes em cada viga. Seguem comparativos nas Tabelas 4.2 a 4.7:

Tabela 4.2- Cargas e momentos máximos nas vigas do pavimento Tipo.

Tipo	Carga total P total (kN/m)		M maxPos.(kNm)		M max Neg.(kNm)		Q máx. (kN)	
	Maciça	Treliça	Maciça	Treliça	Maciça	Treliça	Maciça	Treliça
<b>V1</b>	12,33	7,27	18,6	10,9	12,4	7,3	21,4	12,6
<b>V2</b>	10,62	7,27	11,2	7,7	11,2	7,7	15,5	10,6
<b>V3</b>	5,92	7,43	2,3	2,9	2,3	2,9	5,2	6,5
<b>V4</b>	23,82	23,82	18	18	12	12	29,3	29,3
<b>V8a</b>	26,07	15,91	62,8	57,4	85,4	69,1	88	63,9
<b>V8b</b>	26,33	19,27	53,3	46,3	85,4	69,1	79,5	63,3
<b>V10</b>	23,90	20,76	20,2	17,5	0	0	31,1	27
<b>V11a</b>	27,94	25,16	51,1	46,1	80,2	72,2	82,6	77,2
<b>V11b</b>	27,94	25,16	38,6	34,8	80,2	72,2	78,6	73,4
<b>V18</b>	10,41	7,27	8,8	6,1	5,9	4,1	13,5	9,5
<b>V22</b>	13,47	17,68	28,7	37,7	28,7	37,7	27,4	36,8
<b>V23</b>	24,26	25,52	57,5	57,6	41,1	39,8	57,2	54,9

V24	13,48	15,11	18,3	23,1	17,4	22,3	23	27,8
V25a	19,23	18,46	57,4	54,5	62	58,4	75,4	72,2
V25b	17,79	18,46	0	0	50,8	48,6	39,4	39,6
V25c	8,71	7,27	0	0	13,3	13,8	16,1	15,6
V30	7,27	7,27	4,5	4,5	5,3	5,3	13,4	13,4

Tabela 4.3- Cargas e momentos máximos nas vigas da cobertura.

Cobertura	Carga total P total (kN/m)		M maxPos.(kNm)		M max Neg.(kNm)		Q máx. (kN)		
	Vigas	Maciça	Treliça	Maciça	Treliça	Maciça	Treliça	Maciça	Treliça
V1		7,36	3,44	11,10	5,20	7,40	3,50	12,80	6,00
V2		6,72	3,44	7,10	3,60	7,10	3,60	9,80	5,00
V3		5,26	6,64	2,00	2,60	2,00	2,60	4,60	5,80
V4		3,65	3,65	2,80	2,80	1,80	1,80	4,50	4,50
V8a		19,61	11,24	41,20	37,90	57,30	42,80	58,70	38,80
V8b		19,49	12,25	31,50	29,10	57,30	42,80	30,10	38,30
V10a		20,26	17,06	37,10	31,20	58,20	49,00	62,10	52,30
V10b		20,26	17,06	28,00	23,60	58,20	49,00	33,70	49,80
V13		3,44	3,44	2,60	2,60	1,70	1,70	7,50	4,20
V22		8,07	12,31	17,20	26,20	17,20	26,20	16,70	25,40
V23		17,94	19,95	37,20	39,10	26,60	26,50	34,20	37,30
V24		9,52	10,88	12,10	16,50	11,40	15,90	14,20	18,90
V25a		12,22	9,45	63,20	60,20	72,10	67,60	101,10	96,80
V25b		10,82	9,45	0,00	0,00	70,90	67,50	6,90	51,20
V25c		4,85	3,44	0,00	0,00	9,50	9,90	4,60	10,10
V30		3,44	3,44	2,10	2,10	5,30	2,50	6,40	6,40

Tabela 4.4- Consumo de aço para combater momentos positivos vigas Tipo (laje maciça)

Aço Positivo das Vigas (maciça) Tipo						
Bitola (mm)	6,3	8	10	12,5	16	Totais:
Comprimento (m)	42,76	164,54	177,80	202,12	25,74	612,96
Peso (kg)	10,69	65,82	112,01	202,12	41,18	431,82
R\$/kg	4,54	4,25	4,03	3,91	3,97	20,70
Total (R\$)	48,53	279,72	451,42	790,29	163,50	1733,46

Tabela 4.5- Consumo de aço para combater momentos positivos vigas Tipo (laje treliçada)

Aço Positivo das Vigas (treliça) Tipo						
Bitola (mm)	6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	Totais
Comprimento (m)	71,24	57,74	140,64	251,56	19,92	541,10
Peso (kg)	17,81	23,10	88,60	251,56	31,87	412,94
R\$/kg	4,54	4,25	4,03	3,91	3,97	20,70
Total (R\$)	80,86	98,16	357,07	983,60	126,53	1646,22

Tabela 4.6- Consumo de aço para combater momentos positivos vigas Cobertura (laje maciça)

Aço Positivo das Vigas (maciça) Cobertura						
Bitola (mm)	6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	Totais:
Comprimento (m)	121,80	39,96	152,28	134,64	45,66	494,34
Peso (kg)	30,45	15,98	95,94	134,64	73,06	350,07
R\$/kg	4,54	4,25	4,03	3,91	3,97	4,14
Total (R\$)	138,24	67,93	386,62	526,44	290,03	1409,27

Tabela 4.7- Consumo de aço para combater momentos positivos vigas Cobertura (laje treliçada)

Aço Positivo das Vigas (treliça) Cobertura						
Bitola (mm)	6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	Totais
Comprimento (m)	103,92	12,20	231,96	129,24	25,74	503,06
Peso (kg)	25,98	4,88	146,13	129,24	41,18	347,42
R\$/kg	4,54	4,25	4,03	3,91	3,97	4,14
Total (R\$)	117,95	20,74	588,92	505,33	163,50	1396,44

Analisando as tabelas acima podemos ver que apesar das cargas e momentos atuantes terem diferenças muito altas, em alguns casos ocorrendo redução da carga de até 50% para vigas que apóiam lajes treliçadas, a quantidade de aço teve uma redução relativamente baixa, em torno de 5%. Este fato acontece já que em muitos casos mesmo a viga sendo pouco solicitada, temos que obedecer a norma, colocando a armadura mínima. Podemos ver também que ocorre a compensação de efeitos, onde a laje treliçada por trabalhar unidirecionalmente sobrecarrega duas vigas em que se apóia e alivia muito as outras duas, caracterizando assim uma grande desvantagem em relação as lajes maciças, que por sua vez distribuem os esforços de maneira mais uniforme.

Um exemplo disso ocorre com a viga V1 e V22 em que a laje L1 se apóia, a viga V22 sofre um acréscimo de carga e esforços atuantes, enquanto a V1 é aliviada completamente, suportando apenas o peso próprio e o peso da alvenaria existente sobre ela.

Para os pilares, o comparativo foi feito para os três pilares calculados nos capítulos anteriores. Como já foi dito, um de borda, um de canto e um intermediário.

Os dados de cada um desses pilares podem ser observados na Tabela 4.8 que segue.

Tabela 4.8- Comparativo entre os pilares

	Pilares do 2º Pav. da laje maciça				Pilares do 2º Pav. Da laje treliçada			
	P10	P1x	P1y	P14	P10	P1x	P1y	P14
<b>h</b>	16	12	30	30	16	12	30	30
<b>b</b>	30	30	12	14	30	30	12	14
<b>Nsd</b>	952	257	257	777	779	262	262	713
<b>Ac</b>	480	360	360	420	480	360	360	420
<b>Mengperf</b>	36,5	12,4	19,1	0	37,5	7,3	25,1	0
<b>μ</b>	0,23	0,16	0,04	0,08	0,20	0,16	0,07	0,10
<b>d'/h</b>	0,29	0,34	0,14	0,14	0,28	0,34	0,14	0,14
<b>V</b>	1,11	0,40	0,40	1,04	0,91	0,41	0,41	0,95
<b>Tabela</b>	A1.8	A2.1	A2.1	A1.7	A1.8	A2.1	A2.1	A1.3
<b>w</b>	1,0237	0,2	0,2	0,26	0,698	0,2194	0,2194	0,205
<b>ASutilizado</b>	17,15	2,51	2,51	3,81	11,70	2,76	2,76	3,01
<b>p</b>	3,6%	0,7%	0,7%	0,9%	2,4%	0,8%	0,8%	0,7%
<b>Nº de barras</b>	6	4	4	6	6	4	4	4
<b>Bitola (mm)</b>	20	10	10	10	16	10	10	10

Analisando a tabela é visto que temos diferenças bastante significativas para as duas edificações, principalmente na parte de esforços solicitantes e na parte de área de aço necessária.

Para o pilar P10, um pilar de borda, observamos uma redução na solicitação de esforços de 952 kN no caso das lajes maciças para 779 kN no caso das lajes treliçadas. Uma diferença muito considerável, em torno de 22%. Isso acaba refletindo na área de aço calculada em que tivemos uma redução próxima a 40%. Logo as lajes treliçadas reduzem os esforços solicitantes e assim conseguem reduzir também os custos. Está sendo levado em conta só a diferença da área de aço, pois os pilares foram calculados com as mesmas dimensões para as duas estruturas.

Já quando observamos o pilar P1, um pilar de canto, é visto que os esforços solicitantes foram maiores no caso das lajes treliçadas; porém, essa diferença foi pequena, em torno de 3%, o que no final não levou a uma diferença considerável quanto a área de aço.

E por fim, quando analisamos o pilar P14, o pilar intermediário, é visto que obtivemos uma redução por volta de 8% nos esforços solicitantes para as lajes treliçadas, o que conseqüentemente reduziu a área de aço em 25% aproximadamente.

Segue nas Tabelas 4.9 e 4.10 um comparativo entre o custo por metro linear de cada pilar estudado. Nesta análise foi feita uma comparação apenas para o aço, onde foi levado em consideração o peso específico para cada bitola, o preço por kg e a quantidade de barras.

Tabela 4.9- Comparativo do custo do aço entre pilares

	Pilares do 2º Pav. da laje maciça				Pilares do 2º Pav. Da laje treliçada			
	P10	P1x	P1y	P14	P10	P1x	P1y	P14
<b>Nº de barras</b>	6	4	4	6	6	4	4	4
<b>Bitola (mm)</b>	20	10	10	10	16	10	10	10
<b>kg / m</b>	2,5	0,63	0,63	0,63	1,6	0,63	0,63	0,63
<b>R\$ / kg</b>	3,86	4,03	4,03	4,03	3,97	4,03	4,03	4,03
<b>R\$ / m</b>	57,9	10,2	10,2	15,2	38,1	10,2	10,2	10,2

Tabela 4.10- Redução obtida com o uso de laje treliçada

Comparativo de preços R\$ / m de pilar			
	Laje maciça	Laje treliçada	Redução do custo
	R\$ / m	R\$ / m	R\$ / m
<b>P10</b>	57,9	38,1	52%
<b>P1</b>	10,2	10,2	0%
<b>P14</b>	15,2	10,2	50%

## **CAPÍTULO V – CONCLUSÃO**

Analisando os resultados, é possível perceber que o segundo dimensionamento, que conta com uma laje mais leve, foi mais econômico. Para as lajes, a economia ficou próxima a 25%, para as vigas a economia foi relativamente baixa, pois foi apenas no aço e ficou em torno de 4% e para os pilares a economia gerada foi apenas no aço também, mas foi relativamente alta, aproximadamente 34%, quando fazemos uma média. Mas esta diminuição de custos não pode ser generalizada, pois o estudo foi realizado para este caso específico.

Como sabemos, existem inúmeras formas de se executar os elementos estruturais. Provavelmente para um mesmo projeto seriam adotadas soluções distintas por engenheiros diferentes.

Sendo assim, o que irá definir qual a melhor forma de se construir os elementos é o objetivo da utilização da estrutura e a sua funcionalidade. Ressaltando que, independentemente do projeto, o papel do engenheiro é buscar sempre a otimização, com a diminuição dos gastos e mantendo o bom desempenho estrutural.

## BIBLIOGRAFIA

- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6118 - *Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado*, 2003. 221p.
- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6120 – *Cargas para o Cálculo de Estruturas*, 1980. 5p.
- ARAÚJO, J.M. *Curso de Concreto Armado*. Vol. 1. 2ª Ed. Cidade Nova: Editora Dunas, 2003. 222p.
- ARAÚJO, J.M. *Curso de Concreto Armado*. Vol. 2. 2ª Ed. Cidade Nova: Editora Dunas, 2003. 325p.
- ARAÚJO, J.M. *Curso de Concreto Armado*. Vol. 3. 2ª Ed. Cidade Nova: Editora Dunas, 2003. 244p.
- ARAÚJO, J.M. *Curso de Concreto Armado*. Vol. 4. 2ª Ed. Cidade Nova: Editora Dunas, 2003. 234p.
- PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C.D.; SANTOS, S.P. Projeto de Lajes Maciças. In: PINHEIRO, L.M. *Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios*. São Carlos, EESC-USP, 2003.
- CARVALHO, R. C.; Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. Editora da UFSCar, 2001
- ADERSON, M. da R.; Novo Curso Prático de Concreto Armado.. Vol. 1. Ed. Científica.
- BORGES, A. N.; Curso Prático de Cálculo de Concreto Armado
- MARTHA, L.F.(2002). FTOOL – Um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas (versão educacional), PUC-RIO.



## **ANEXOS**

**Anexo I – Tabelas com os momentos corrigidos de todas as seções**

Os momentos corrigidos foram feitos apenas para as lajes maciças, pois para as lajes treliçadas o programa já nos fornecia a armação necessária.

- **Tipo**

- o Seção A-A

Seção A - A			
	L1	M(-) corrigido	L7
M (+)	2,66		2,44
M(-)	7,37	6,13	4,88
M(+) corrigido	3,28		1,82

- o Seção B-B

Seção B - B			
	L2	M(-) corrigido	L7
M (+)	1,50		2,44
M(-)	3,96	4,42	4,88
M(+) corrigido	1,27		2,67

- o Seção C-C

Seção C - C					
	L1	M(-) corrigido	L2	M(-) cor	L3
M (+)	3,71		1,82		0,26
M(-)	8,51	6,81	4,29	0,63	0,78
M(+) corrigido	4,56		0,25		0,33

- o Seção D-D

Seção D - D			
	L7	M(-) corrigido	L8
M (+)	0		2,34
M(-)	0	3,77	4,71
M(+) corrigido	0		3,28

- o Seção E-E

Seção E - E			
	L3	M(-) corrigido	L7
M (+)	0,44		2,44
M(-)	0,98	3,91	4,88
M(+) corrigido	0,44		2,93

• Cobertura

o Seção A-A

Seção A - A			
	L1	M(-) corrigido	L7
M (+)	2,05		2,39
M(-)	5,69	5,23	4,78
M(+) corrigido	2,28		2,16

o Seção B-B

Seção B - B			
	L2	M(-) corrigido	L7
M (+)	1,47		2,39
M(-)	3,87	4,32	4,78
M(+) corrigido	1,24		2,61

o Seção C-C

Seção C - C			
	L3	M(-) corrigido	L7
M (+)	0,43		2,39
M(-)	0,96	3,82	4,78
M(+) corrigido	0,43		2,87

o Seção D-D

Seção D - D							
	L1	M(-) corrigido	L2	M(-) corrigido	L3	M(-) corrigido	L8
M (+)	2,86		1,78		0,25		1,97
M(-)	6,57	5,38	4,19	0,61	0,76	3,15	3,94
M(+) corrigido	3,46		0,88		0,25		2,76

o Seção E-E

Seção E - E			
	L7	M(-) corrigido	L8
M (+)	0		1,97
M(-)	0	3,15	3,94
M(+) corrigido	0		2,76

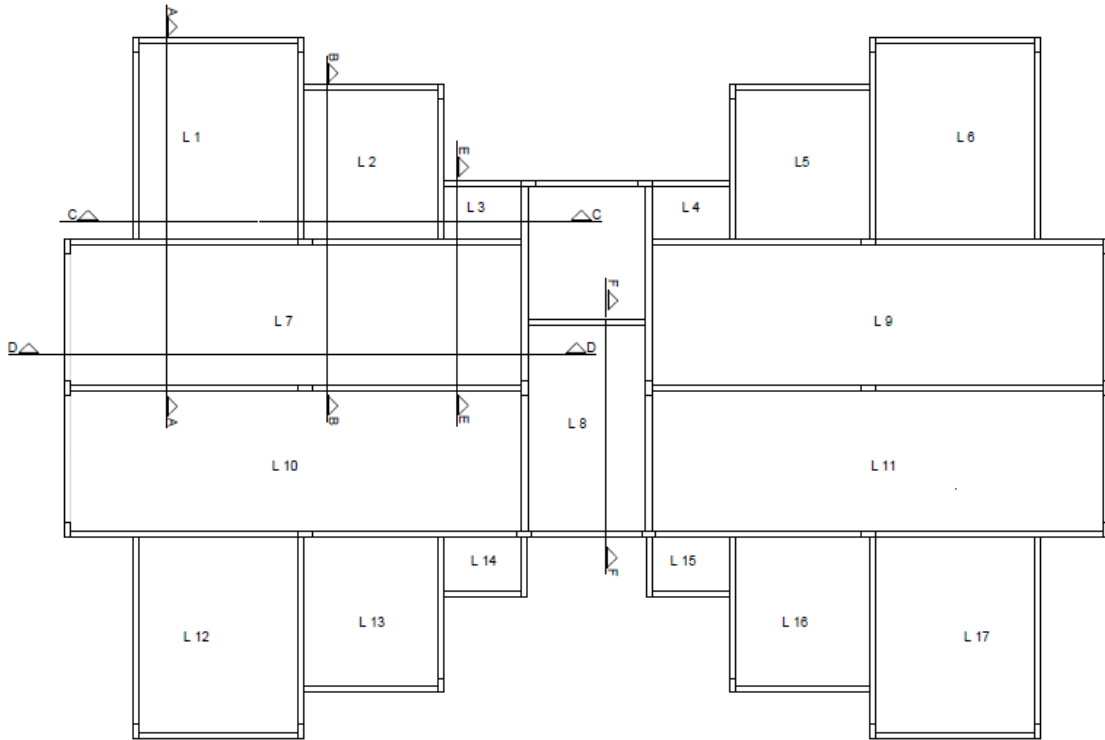
- Caixa d'água

- o Seção A-A

Seção A - A			
	L1	M(-) corrigido	L2
M (+)	3,96		4,25
M(-)	9,35	9,23	9,12
M(+) corrigido	4,01		4,19

**Anexo II – Tabelas com o dimensionamento das Lajes.**

- Cálculos de x, área de aço e detalhamento
  - o **Tipo**



Cortes utilizados para cálculo

Cálculo de x							
Seções	Lajes	d	Msd	fcd	x(m)	x34 (m)	Análise
A-A	L1 +	0,053	3,28	17857	0,005	0,033	OK!
	L1-7 -	0,052	6,13	17857	0,011	0,033	OK!
	L7 +	0,053	1,82	17857	0,003	0,033	OK!
	L7-10 -	0,052	4,88	17857	0,008	0,033	OK!
B-B	L2 +	0,053	1,27	17857	0,002	0,033	OK!
	L2-7 -	0,052	4,42	17857	0,007	0,033	OK!
	L7 +	0,053	2,67	17857	0,004	0,033	OK!
	L7-10 -	0,052	4,88	17857	0,008	0,033	OK!
C-C	L1 +	0,053	4,56	17857	0,008	0,033	OK!
	L1-2 -	0,052	6,81	17857	0,012	0,033	OK!
	L2 +	0,053	0,25	17857	0,000	0,033	OK!
	L2-3 -	0,052	0,63	17857	0,001	0,033	OK!
	L3 +	0,053	0,33	17857	0,001	0,033	OK!
D-D	L7 +	0,053	0,00	17857	0,000	0,033	OK!
	L7-8 -	0,052	3,77	17857	0,006	0,033	OK!
	L8 +	0,053	3,28	17857	0,005	0,033	OK!

E-E	L3+	0,053	0,44	17857	0,001	0,033	OK!
	L3-7 -	0,052	3,91	17857	0,007	0,033	OK!
	L7 +	0,053	2,93	17857	0,005	0,033	OK!
	L7-10 -	0,052	4,88	17857	0,008	0,033	OK!
F-F	L8 +	0,053	0,67	17857	0,001	0,033	OK!

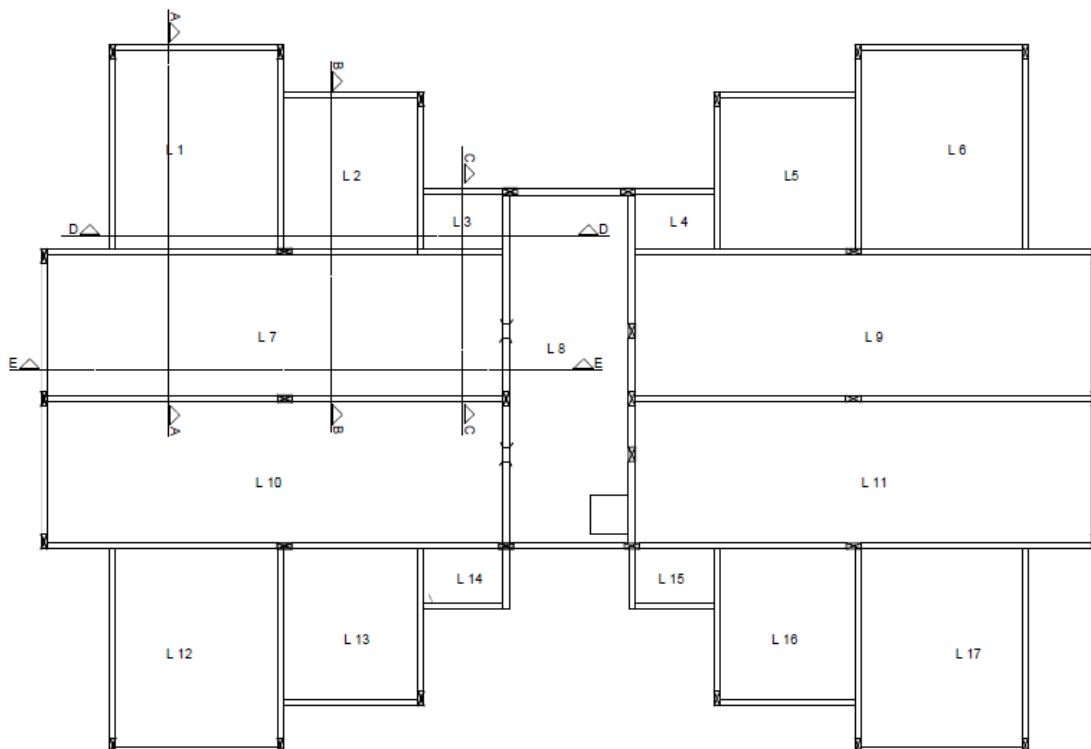
Cálculo de Área de aço As (cm <sup>2</sup> /m)					
Seções	Lajes	fyd	As calculado	Asmín	As utilizado
A-A	L1 +	435000	1,50	0,53	1,50
	L1-7 -	435000	2,96	0,78	2,96
	L7 +	435000	0,82	0,79	0,82
	L7-10 -	435000	2,31	0,78	2,31
B-B	L2 +	435000	0,56	0,53	0,56
	L2-7 -	435000	2,08	0,78	2,08
	L7 +	435000	1,21	0,79	1,21
	L7-10 -	435000	2,31	0,78	2,31
C-C	L1 +	435000	2,12	0,53	2,12
	L1-2 -	435000	3,33	0,78	3,33
	L2 +	435000	0,11	0,53	0,53
	L2-3 -	435000	0,28	0,78	0,78
	L3 +	435000	0,15	0,53	0,53
D-D	L7 +	435000	DRT		
	L7-8 -	435000	1,76	0,78	1,76
	L8 +	435000	1,50	0,53	1,50
E-E	L3+	435000	0,19	0,53	0,53
	L3-7 -	435000	1,82	0,78	1,82
	L7 +	435000	1,33	0,53	1,33
	L7-10 -	435000	2,31	0,78	2,31
F-F	L8 +	435000	0,30	0,53	0,53

Detalhamento das armaduras					
Seções	Lajes	φbarra (mm)	S utilizado (cm)	Nº de barras	Comprimento total (cm)
A-A	L1 +	5,0	13	27	432
	L1-7 -	6,3	11	33	197
	L7 +	5,0	16	60	315
	L7-10 -	6,3	13	74	197



B-B	L2 +	5,0	16	18	335
	L2-7 -	6,3	15	19	197
	L7 +	5,0	16	60	315
	L7-10 -	6,3	13	74	197
C-C	L1 +	5,0	9	47	357
	L1-2 -	6,3	9	36	218
	L2 +	5,0	16	20	301
	L2-3 -	6,3	16	8	172
	L3 +	5,0	16	8	186
D-D	L7 +	5,0	22	14	966
	L7-8 -	6,3	16	28	193
	L8 +	5,0	13	34	270
E-E	L3+	5,0	16	11	135
	L3-7 -	6,3	16	11	194
	L7 +	5,0	15	64	315
	L7-10 -	6,3	13	74	197
F-F	L8 +	5,0	16	16	451

### o Cobertura



Cortes utilizados para cálculo

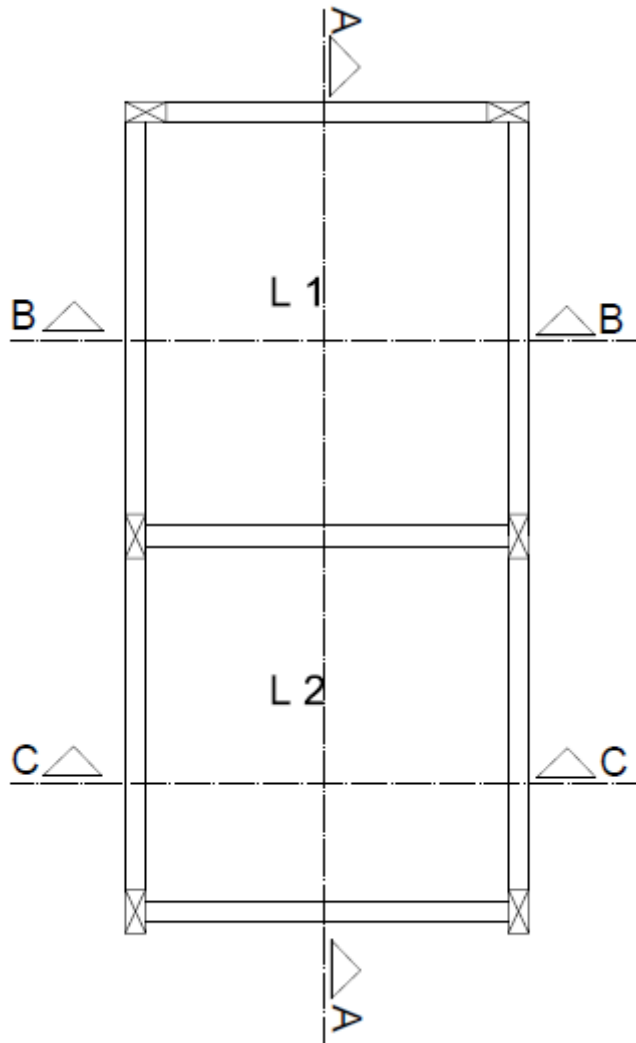
Cálculo de x							
Seções	Lajes	d	Msd	fcd	x(m)	x34 (m)	Análise
A-A	L1 +	0,0525	2,28	17857	0,004	0,033	OK!
	L1-7 -	0,0519	5,23	17857	0,009	0,033	OK!
	L7 +	0,0525	2,16	17857	0,003	0,033	OK!
	L7-10 -	0,0519	4,78	17857	0,008	0,033	OK!
B-B	L2 +	0,0525	1,24	17857	0,002	0,033	OK!
	L2-7 -	0,0519	4,32	17857	0,007	0,033	OK!
	L7 +	0,0525	2,61	17857	0,004	0,033	OK!
	L7-10 -	0,0519	4,78	17857	0,008	0,033	OK!
C-C	L3 +	0,0525	0,43	17857	0,001	0,033	OK!
	L3-7 -	0,0519	3,82	17857	0,006	0,033	OK!
	L7 +	0,0525	2,87	17857	0,005	0,033	OK!
	L7-10 -	0,0519	4,78	17857	0,008	0,033	OK!
D-D	L1 +	0,0525	3,46	17857	0,006	0,033	OK!
	L1-2 -	0,0519	5,38	17857	0,009	0,033	OK!
	L2 +	0,0525	0,88	17857	0,001	0,033	OK!
	L2-3 -	0,0519	0,61	17857	0,001	0,033	OK!
	L3 +	0,0525	0,25	17857	0,000	0,033	OK!
	L3-8 -	0,0519	3,15	17857	0,005	0,033	OK!
	L8 +	0,0525	2,76	17857	0,004	0,033	OK!
E-E	L7 +	0,0525	0,00	17857	0,000	0,033	OK!
	L7-8 -	0,0519	3,15	17857	0,005	0,033	OK!
	L8 +	0,0525	2,76	17857	0,004	0,033	OK!

Cálculo de As (cm <sup>2</sup> /m)					
Seções	Lajes	f <sub>yd</sub>	As calculado	Asmín	As utilizado
A-A	L1 +	435000	1,03	0,53	1,03
	L1-7 -	435000	2,49	0,78	2,49
	L7 +	435000	0,97	0,79	0,97
	L7-10 -	435000	2,26	0,78	2,26
B-B	L2 +	435000	0,55	0,53	0,55
	L2-7 -	435000	2,03	0,78	2,03
	L7 +	435000	1,18	0,79	1,18
	L7-10 -	435000	2,26	0,78	2,26
C-C	L3 +	435000	0,19	0,53	0,53
	L3-7 -	435000	1,78	0,78	1,78
	L7 +	435000	1,30	0,53	1,30
	L7-10 -	435000	2,26	0,78	2,26

D-D	L1 +	435000	1,58	0,53	1,58
	L1-2 -	435000	2,57	0,78	2,57
	L2 +	435000	0,39	0,53	0,53
	L2-3 -	435000	0,27	0,78	0,78
	L3 +	435000	0,11	0,79	0,79
	L3-8 -	435000	1,46	0,78	1,46
	L8 +	435000	1,25	0,79	1,25
E-E	L7 +	435000	DRT		
	L7-8 -	435000	1,46	0,78	1,46
	L8 +	435000	1,25	0,79	1,25

Detalhamento das armaduras					
Seções	Lajes	$\phi$ barra (mm)	S utilizado (cm)	Nº de barras	Comprimento total (cm)
A-A	L1 +	5,0	16	22	432
	L1-7 -	6,3	13	28	197
	L7 +	5,0	16	60	315
	L7-10 -	6,3	14	68	197
B-B	L2 +	5,0	16	18	335
	L2-7 -	6,3	15	19	197
	L7 +	5,0	16	60	315
	L7-10 -	6,3	14	68	197
C-C	L3 +	5,0	16	11	135
	L3-7 -	6,3	16	11	193
	L7 +	5,0	15	60	315
	L7-10 -	6,3	14	68	197
D-D	L1 +	5,0	13	33	357
	L1-2 -	6,3	12	27	218
	L2 +	5,0	16	20	301
	L2-3 -	6,3	16	8	172
	L3 +	5,0	16	8	186
	L3-8 -	6,3	16	8	164
	L8 +	5,0	16	46	270
E-E	L7 +	5,0	22	14	966
	L7-8 -	6,3	16	38	187
	L8 +	5,0	16	46	270

o **Caixas d'água**



Cortes utilizados para cálculo

Cálculo de x							
Seções	Lajes	d	Msd	fcd	x(m)	x34 (m)	Análise
A-A	L1 +	0,0519	4,01	17857	0,007	0,033	OK!
	L1-2 -	0,0500	9,23	17857	0,018	0,031	OK!
	L2 +	0,0519	4,19	17857	0,007	0,033	OK!
B-B	L1 +	0,0519	3,88	17857	0,006	0,033	OK!
C-C	L2 +	0,0519	3,91	17857	0,007	0,033	OK!

Cálculo de As (cm <sup>2</sup> /m)					
Seções	Lajes	f <sub>yd</sub>	As calculado	Asmín	As utilizado
A-A	L1 +	435000	1,88	0,52	1,88
	L1-2 -	435000	4,95	0,75	4,95
	L2 +	435000	1,96	0,78	1,96
B-B	L1 +	435000	1,81	0,52	1,81
C-C	L2 +	435000	1,83	0,52	1,83

Detalhamento das armaduras					
Seções	Lajes	φbarra (mm)	S utilizado (cm)	Nº de barras	Comprimento total (cm)
A-A	L1 +	6,3	16	16	298
	L1-2 -	10,0	16	16	212
	L2 +	6,3	16	16	265
B-B	L1 +	6,3	16	18	270
C-C	L2 +	6,3	16	16	270

- Simetria das lajes
  - o Tipo = Cobertura

Lajes	Lajes simétricas
<b>L1</b>	L6-L12-L17
<b>L2</b>	L5-L13-L16
<b>L3</b>	L4-L14-L15
<b>L7</b>	L9-L10-L11
<b>L8</b>	

**Anexo III – Resultados gerados pelo software das lajes treliçadas**

## Resultados gerados pelo software:

- Tipo

1. L1

### ESQUEMA DE CÁLCULO DA LAJE

Nome: L1    Largura: 4,22 m  
Vigota: VT1

Clique sobre o apoio para alterar sua vinculação

Vão livre (L) 3,47 m

Visualizar resultados: Vigota

Momentos     Reações     Flechas  
 Armaduras calculadas     Áreas necessárias

Armadura negativa por vigota: Telo [L/T] 159  
4 Ø 5.0    C = 185 cm

Armadura complementar p/ vigota

Contra-flecha: 0 mm

Escoramento: c/ 1,15 m    Nervuras transversais: 1

Armadura transversal: Não necessita armadura transversal, somente a seção de concreto resiste.

### Gerais

Penetração no apoio: 5 cm    fck: 250 kgf/cm<sup>2</sup>  
Cobrimento nominal: 2,5 cm    Largura da vigota: 12 cm

---

### Enchimento

Material: EPS  
Altura: 11 cm    Largura: 38 cm    Comprimento: 100 cm  
Aba vertical: 3 cm    Aba horizontal: 1,5 cm

---

### Laje

Capa de concreto: 4 cm  
Altura total: 15 cm    Tela superior: Q92 ou POP REFORÇADA  
Inteiro: 50 cm    Treliça: TG8M

---

### Cargas

Distribuídas		Alvenarias	
Peso próprio:	170 kgf/m <sup>2</sup>	Longitudinais:	380 kgf/m
Revestimentos:	100 kgf/m <sup>2</sup>	Nº de vigotas no reforço:	3
Acidental:	150 kgf/m <sup>2</sup>	Transversais:	110 kgf/m
<b>Total:</b>	<b>420 kgf/m<sup>2</sup></b>		

Fechar

2. L2

### ESQUEMA DE CÁLCULO DA LAJE

Nome: L2    Largura: 3,25 m  
Vigota: VT2

Clique sobre o apoio para alterar sua vinculação

Vão livre (L) 2,91 m

Visualizar resultados: Vigota

Momentos     Reações     Flechas  
 Armaduras calculadas     Áreas necessárias

Telo [L/T] 159  
4 Ø 5.0    Armadura negativa por vigota

Armadura complementar p/ vigota

Contra-flecha: 0 mm

Escoramento: c/ 0,97 m    Nervuras transversais: Nenhuma.

Armadura transversal: Não necessita armadura transversal, somente a seção de concreto resiste.

### Gerais

Penetração no apoio: 5 cm    fck: 250 kgf/cm<sup>2</sup>  
Cobrimento nominal: 2,5 cm    Largura da vigota: 12 cm

---

### Enchimento

Material: EPS  
Altura: 10 cm    Largura: 38 cm    Comprimento: 100 cm  
Aba vertical: 3 cm    Aba horizontal: 1,5 cm

---

### Laje

Capa de concreto: 3 cm  
Altura total: 13 cm    Tela superior: Q92 ou POP REFORÇADA  
Inteiro: 50 cm    Treliça: TG8M

---

### Cargas

Distribuídas		Alvenarias	
Peso próprio:	135 kgf/m <sup>2</sup>	Longitudinais:	0 kgf/m
Revestimentos:	100 kgf/m <sup>2</sup>	Transversais:	0 kgf/m
Acidental:	150 kgf/m <sup>2</sup>		
<b>Total:</b>	<b>385 kgf/m<sup>2</sup></b>		

Fechar

### 3. L3

#### ESQUEMA DE CÁLCULO DA LAJE

Nome: L3    Largura: 1,76 m  
Vigota: VT3  
Clique sobre o apoio para alterar sua vinculação

Vão livre (L) 1,25 m

Visualizar resultados

Momentos     Reações     Flechas  
 Armaduras calculadas     Áreas necessárias

Tela [L/T] 61  
1 Ø 5.0    Armadura negativa por vigota  
C = 75 cm

C = 140 cm    Armadura complementar p/ vigota

Contra-flecha: 0 mm  
Escoramento: c/ 0,62 m    Nervuras transversais: Nenhuma.  
Armadura transversal: Não necessita armadura transversal, somente a seção de concreto resiste.

#### Gerais

Penetração no apoio: 5 cm    fck: 250 kgf/cm<sup>2</sup>  
Cobrimento nominal: 2,5 cm    Largura da vigota: 12 cm

---

#### Enchimento

Material: EPS  
Altura: 10 cm    Largura: 38 cm    Comprimento: 100 cm  
Aba vertical: 3 cm    Aba horizontal: 1,5 cm

---

#### Laje

Capa de concreto: 3 cm    Tela superior: Q92 ou POP REFORÇADA  
Altura total: 13 cm    Treliça: TG8M  
Intereixo: 50 cm

---

#### Cargas

Distribuídas		Alvenarias	
Peso próprio:	135 kgf/m <sup>2</sup>	Longitudinais:	0 kgf/m
Revestimentos:	100 kgf/m <sup>2</sup>	Transversais:	0 kgf/m
Acidental:	150 kgf/m <sup>2</sup>		
<b>Total:</b>	<b>385 kgf/m<sup>2</sup></b>		

Fechar

### 4. L7

#### ESQUEMA DE CÁLCULO DA LAJE

Nome: L7    Largura: 9,96 m  
Vigota: VT4  
Clique sobre o apoio para alterar sua vinculação

Vão livre (L) 3,05 m

Visualizar resultados

Momentos     Reações     Flechas  
 Armaduras calculadas     Áreas necessárias

Tela [L/T] 196  
4 Ø 5.0    Armadura negativa por vigota  
C = 165 cm

C = 320 cm    Armadura complementar p/ vigota

Contra-flecha: 0 mm  
Escoramento: c/ 1,01 m    Nervuras transversais: Nenhuma.  
Armadura transversal: Não necessita armadura transversal, somente a seção de concreto resiste.

#### Gerais

Penetração no apoio: 5 cm    fck: 250 kgf/cm<sup>2</sup>  
Cobrimento nominal: 2,5 cm    Largura da vigota: 12 cm

---

#### Enchimento

Material: EPS  
Altura: 10 cm    Largura: 38 cm    Comprimento: 100 cm  
Aba vertical: 3 cm    Aba horizontal: 1,5 cm

---

#### Laje

Capa de concreto: 3 cm    Tela superior: Q92 ou POP REFORÇADA  
Altura total: 13 cm    Treliça: TG8M  
Intereixo: 50 cm

---

#### Cargas

Distribuídas		Alvenarias	
Peso próprio:	135 kgf/m <sup>2</sup>	Longitudinais:	0 kgf/m
Revestimentos:	100 kgf/m <sup>2</sup>	Transversais:	0 kgf/m
Acidental:	150 kgf/m <sup>2</sup>		
<b>Total:</b>	<b>385 kgf/m<sup>2</sup></b>		

Fechar



## 5. L8

**ESQUEMA DE CÁLCULO DA LAJE**

Nome: L8 Largura: 4,41 m  
Vigota: VT5  
Clique sobre o apoio para alterar sua vinculação

Vão livre (L) 2,60 m

Visualizar resultados

Momentos  Reações  Flechas  
 Armaduras calculadas  Áreas necessárias

Armadura complementar p/ vigota

Contra-flecha: 0 mm  
Escoramento: c/ 1,30 m Nervuras transversais: Nenhuma.  
Armadura transversal: Não necessita armadura transversal, somente a seção de concreto resiste.

### Gerais

Penetração no apoio: 5 cm fck: 250 kgf/cm<sup>2</sup>  
Cobrimento nominal: 2,5 cm Largura da vigota: 12 cm

### Enchimento

Material: EPS  
Altura: 10 cm Largura: 38 cm Comprimento: 100 cm  
Aba vertical: 3 cm Aba horizontal: 1,5 cm

### Laje

Capa de concreto: 3 cm  
Altura total: 13 cm Tela superior: Q92 ou POP REFORÇADA  
Interseção: 50 cm Treliça: TG8M

### Cargas

#### Distribuídas

Peso próprio: 135 kgf/m<sup>2</sup>  
Revestimentos: 100 kgf/m<sup>2</sup>  
Acidental: 300 kgf/m<sup>2</sup>  
Total: 535 kgf/m<sup>2</sup>

#### Alvenarias

Longitudinais: 0 kgf/m  
Transversais: 0 kgf/m

Fechar

- Cobertura

## 1. L1

**ESQUEMA DE CÁLCULO DA LAJE**

Nome: L1 Largura: 4,22 m  
Vigota: VT1  
Clique sobre o apoio para alterar sua vinculação

Vão livre (L) 3,47 m

Visualizar resultados

Momentos  Reações  Flechas  
 Armaduras calculadas  Áreas necessárias

Armadura negativa por vigota: Telo [L/T] 159  
4 Ø 5.0  
C = 185 cm

Armadura complementar p/ vigota

Contra-flecha: 0 mm  
Escoramento: c/ 1,15 m Nervuras transversais: Nenhuma.  
Armadura transversal: Não necessita armadura transversal, somente a seção de concreto resiste.

### Gerais

Penetração no apoio: 5 cm fck: 250 kgf/cm<sup>2</sup>  
Cobrimento nominal: 2,5 cm Largura da vigota: 12 cm

### Enchimento

Material: EPS  
Altura: 10 cm Largura: 48 cm Comprimento: 100 cm  
Aba vertical: 3 cm Aba horizontal: 1,5 cm

### Laje

Capa de concreto: 3 cm  
Altura total: 13 cm Tela superior: Q92 ou POP REFORÇADA  
Interseção: 60 cm Treliça: TG8M

### Cargas

#### Distribuídas

Peso próprio: 125 kgf/m<sup>2</sup>  
Revestimentos: 40 kgf/m<sup>2</sup>  
Acidental: 200 kgf/m<sup>2</sup>  
Total: 365 kgf/m<sup>2</sup>

#### Alvenarias

Longitudinais: 0 kgf/m  
Transversais: 0 kgf/m

Fechar

## 2. L2

### ESQUEMA DE CÁLCULO DA LAJE

Nome: L2    Largura: 3,25 m

Vigota: VT2

Clique sobre o apoio para alterar sua vinculação

Vão livre (L) 2,91 m

Visualizar resultados

Momentos     Reações     Flechas

Armaduras calculadas     Áreas necessárias

Tela [L/T] 159

4 Ø 5.0    Armadura negativa por vigota

C = 160 cm

E    D

TG8M +    = 1 Ø 4.2    Armadura complementar p/ vigota

C = 310 cm    C = 320 cm

Contra-flecha: 0 mm

Escoramento: c/ 0,97 m    Nervuras transversais    Nenhuma.

Armadura transversal: Não necessita armadura transversal, somente a seção de concreto resiste.

### Gerais

Penetração no apoio: 5 cm    fck: 250 kgf/cm<sup>2</sup>

Cobrimento nominal: 2,5 cm    Largura da vigota: 12 cm

### Enchimento

Material: EPS

Altura: 10 cm    Largura: 48 cm    Comprimento: 100 cm

Aba vertical: 3 cm    Aba horizontal: 1,5 cm

### Laje

Capa de concreto: 3 cm

Altura total: 13 cm    Tela superior: Q92 ou POP REFORÇADA

Inteiro: 60 cm    Treliça: TG8M

### Cargas

Distribuídas		Alvenarias	
Peso próprio:	125 kgf/m <sup>2</sup>	Longitudinais:	0 kgf/m
Revestimentos:	40 kgf/m <sup>2</sup>	Transversais:	0 kgf/m
Acidental:	200 kgf/m <sup>2</sup>		
<b>Total:</b>	<b>365 kgf/m<sup>2</sup></b>		

Fechar

## 3. L3

### ESQUEMA DE CÁLCULO DA LAJE

Nome: L3    Largura: 1,76 m

Vigota: VT3

Clique sobre o apoio para alterar sua vinculação

Vão livre (L) 1,25 m

Visualizar resultados

Momentos     Reações     Flechas

Armaduras calculadas     Áreas necessárias

Tela [L/T] 61

\* 1 Ø 5.0    Armadura negativa por vigota

C = 75 cm

E    D

TG8M +    - X -    Armadura complementar p/ vigota

C = 140 cm

Contra-flecha: 0 mm

Escoramento: c/ 0,62 m    Nervuras transversais    Nenhuma.

Armadura transversal: Não necessita armadura transversal, somente a seção de concreto resiste.

### Gerais

Penetração no apoio: 5 cm    fck: 250 kgf/cm<sup>2</sup>

Cobrimento nominal: 2,5 cm    Largura da vigota: 12 cm

### Enchimento

Material: EPS

Altura: 10 cm    Largura: 48 cm    Comprimento: 100 cm

Aba vertical: 3 cm    Aba horizontal: 1,5 cm

### Laje

Capa de concreto: 3 cm

Altura total: 13 cm    Tela superior: Q92 ou POP REFORÇADA

Inteiro: 60 cm    Treliça: TG8M

### Cargas

Distribuídas		Alvenarias	
Peso próprio:	125 kgf/m <sup>2</sup>	Longitudinais:	0 kgf/m
Revestimentos:	40 kgf/m <sup>2</sup>	Transversais:	0 kgf/m
Acidental:	200 kgf/m <sup>2</sup>		
<b>Total:</b>	<b>365 kgf/m<sup>2</sup></b>		

Fechar

4. L7

**ESQUEMA DE CÁLCULO DA LAJE**

Nome: L7 Largura: 9,56 m  
 Vigota: VT4  
 Clique sobre o apoio para alterar sua vinculação

Vão livre (L) 3,05 m

Visualizar resultados

Momentos  Reações  Flechas  
 Armaduras calculadas  Áreas necessárias

Armadura negativa por vigota: Telo [L/T] 196  
**4 Ø 6.3**  
 C = 165 cm

Armadura complementar p/ vigota

Contra-flecha: 0 mm

Escoramento: c/ 1,01 m Nervuras transversais: Nenhuma.

Armadura transversal: Não necessita armadura transversal, somente a seção de concreto resiste.

**Gerais**

Penetração no apoio: 5 cm fck: 250 kgf/cm<sup>2</sup>  
 Cobrimento nominal: 2,5 cm Largura da vigota: 12 cm

**Enchimento**

Material: EPS  
 Altura: 10 cm Largura: 48 cm Comprimento: 100 cm  
 Aba vertical: 3 cm Aba horizontal: 1,5 cm

**Laje**

Capa de concreto: 3 cm  
 Altura total: 13 cm Tela superior: Q92 ou POP REFORÇADA  
 Interseção: 60 cm Treliça: TG8M

**Cargas**

Distribuídas		Alvenarias	
Peso próprio:	125 kgf/m <sup>2</sup>	Longitudinais:	0 kgf/m
Revestimentos:	40 kgf/m <sup>2</sup>	Transversais:	0 kgf/m
Acidental:	200 kgf/m <sup>2</sup>		
<b>Total:</b>	<b>365 kgf/m<sup>2</sup></b>		

Fechar

5. L8

**ESQUEMA DE CÁLCULO DA LAJE**

Nome: L8 Largura: 7,34 m  
 Vigota: VT5  
 Clique sobre o apoio para alterar sua vinculação

Vão livre (L) 2,60 m

Visualizar resultados

Momentos  Reações  Flechas  
 Armaduras calculadas  Áreas necessárias

Armadura negativa por vigota: Telo [L/T] 196  
**2 Ø 4.2**  
 C = 270 cm

Armadura complementar p/ vigota

Contra-flecha: 0 mm

Escoramento: c/ 1,30 m Nervuras transversais: Nenhuma.

Armadura transversal: Não necessita armadura transversal, somente a seção de concreto resiste.

**Gerais**

Penetração no apoio: 5 cm fck: 250 kgf/cm<sup>2</sup>  
 Cobrimento nominal: 2,5 cm Largura da vigota: 12 cm

**Enchimento**

Material: EPS  
 Altura: 10 cm Largura: 48 cm Comprimento: 100 cm  
 Aba vertical: 3 cm Aba horizontal: 1,5 cm

**Laje**

Capa de concreto: 3 cm  
 Altura total: 13 cm Tela superior: Q92 ou POP REFORÇADA  
 Interseção: 60 cm Treliça: TG8M

**Cargas**

Distribuídas		Alvenarias	
Peso próprio:	125 kgf/m <sup>2</sup>	Longitudinais:	0 kgf/m
Revestimentos:	100 kgf/m <sup>2</sup>	Transversais:	0 kgf/m
Acidental:	200 kgf/m <sup>2</sup>		
<b>Total:</b>	<b>425 kgf/m<sup>2</sup></b>		

Fechar

## **Anexo IV – Flechas nas Lajes.**

Flechas nas lajes															
fck = 25 Mpa		h = 0,08 m		Carregamentos			Tipo								
Laje	lx (m)	ly (m)	Caso	g (KN/m <sup>2</sup> )	q (KN/m <sup>2</sup> )	p (KN/m <sup>2</sup> )	lx/ ly	wc	Ecs	D	p (l <sup>2</sup> ) <sup>2</sup>	fo (cm)	f infinito	f adm (cm)	Resultado
L1	3,47	4,22	4	3	2,7	3,81	0,82	2,98	23800000	1058	552,4	0,16	0,54	1,39	OK
L2	2,91	3,25	4	3	1,5	3,45	0,90	2,58			247,4	0,06	0,21	1,16	OK
L3	1,25	1,76	4	3	1,5	3,45	0,71	3,55			8,4	0,00	0,01	0,50	OK
L7	3,05	9,56	(1 dir) 3	3	1,5	3,45	0,32	2,62			298,6	0,01	0,03	1,22	OK
L8	2,6	4,41	6	3	3	3,9	0,59	2,52			178,2	0,04	0,15	1,04	OK

Flechas nas lajes															
fck = 25 Mpa		h = 0,08 m		Carregamentos			Cobertura								
Laje	lx (m)	ly (m)	Caso	g (KN/m <sup>2</sup> )	q (KN/m <sup>2</sup> )	p (KN/m <sup>2</sup> )	lx/ ly	wc	Ecs	D	p (l <sup>2</sup> ) <sup>2</sup>	fo (cm)	f infinito	f adm (cm)	Resultado
L1	3,47	4,22	4,00	2,40	2,00	3,00	0,82	2,98	23800000	1058	434,9	0,12	0,43	1,39	OK
L2	2,91	3,25	4,00	2,40	2,00	3,00	0,90	2,58			215,1	0,05	0,18	1,16	OK
L3	1,25	1,76	4	2,4	2	3	0,71	3,55			7,3	0,00	0,01	0,50	OK
L7	3,05	9,56	(1 dir) 3	2,4	2	3	0,32	2,62			259,6	0,01	0,02	1,22	OK
L8	2,6	7,34	(1 dir) 3	3	2	3,6	0,35	2,53			164,5	0,01	0,02	1,04	OK

Flechas nas lajes															
fck = 25 Mpa		h = 0,08 m		Carregamentos			Caixa d'água								
Laje	lx (m)	ly (m)	Caso	g (KN/m <sup>2</sup> )	q (KN/m <sup>2</sup> )	p (KN/m <sup>2</sup> )	lx/ ly	wc	Ecs	D	p (l <sup>2</sup> ) <sup>2</sup>	fo (cm)	f infinito	f adm (cm)	Resultado
L1	2,6	2,88	2	2	8,68	4,60	0,9	3,22	23800000	1058	210,4	0,06	0,22	1,04	OK
L2	2,55	2,6	3	2	9,54	4,86	0,98	2,87			205,6	0,06	0,20	1,02	OK

**Anexo V – Cálculo dos esforços nas vigas.**

Vigas Tipo (lajes maciças)					
Vigas	L (m)	Reações das lajes (kN/m)	Pp (KN/m)	P alv. (KN/m)	P total (KN/m)
V1	3,47	5,07	1,26	6,01	12,33
V2	2,91	3,35	1,26	6,01	10,62
V3	1,76	1,86	1,26	2,80	5,92
V4	2,46	15,10	1,72	7,01	23,82
V8a	4,98	18,39	1,68	6,01	26,07
V8b	4,58	18,64	1,68	6,01	26,33
V10	2,6	22,64	1,26	-	23,90
V11a	4,98	19,22	1,72	7,01	27,94
V11b	4,58	19,22	1,72	7,01	27,94
V18	2,6	3,14	1,26	6,01	10,41
V22	4,13	5,99	1,47	6,01	13,47
V23	4,13	16,79	1,47	6,01	24,26
V24	3,16	6,21	1,26	6,01	13,48
V25a	4,29	10,50	1,96	7,01	19,47
V25b	3,05	9,06	1,96	7,01	18,03
V25c	1,25	1,44	1,26	6,01	8,71
V30	2,96	0,00	1,26	6,01	7,27

Vigas Tipo (lajes treliças)					
Vigas	L (m)	Reações das lajes	Pp (KN/m)	P alv. (KN/m)	P total (KN/m)
V1	3,47	0,00	1,26	6,01	7,27
V2	2,91	0,00	1,26	6,01	7,27
V3	1,76	3,37	1,26	2,80	7,43
V4	2,46	15,10	1,72	7,01	23,82
V8a	4,98	8,22	1,68	6,01	15,91
V8b	4,58	11,59	1,68	6,01	19,27
V10	2,6	19,50	1,26	-	20,76
V11a	4,98	16,44	1,72	7,01	25,16
V11b	4,58	16,44	1,72	7,01	25,16
V18	2,6	0,00	1,26	6,01	7,27
V22	4,13	10,20	1,47	6,01	17,68
V23	4,13	18,04	1,47	6,01	25,52
V24	3,16	7,84	1,26	6,01	15,11
V25a	4,29	9,74	1,96	7,01	18,70
V25b	3,05	9,74	1,96	7,01	18,70
V25c	1,25	0,00	1,26	6,01	7,27
V30	2,96	0,00	1,26	6,01	7,27



Vigas Cobertura (lajes maciças)					
Vigas	L (m)	Reações das lajes	Pp (KN/m)	P alv. (KN/m)	P total (KN/m)
V1	3,47	3,91	1,26	2,18	7,36
V2	2,91	3,28	1,26	2,18	6,72
V3	1,76	1,82	1,26	2,18	5,26
V4	2,46	0,00	1,47	2,18	3,65
V8a	4,98	16,17	1,26	2,18	19,61
V8b	4,58	18,23	1,26	-	19,49
V10a	4,98	18,79	1,47	-	20,26
V10b	4,58	18,79	1,47	-	20,26
V13	2,6	0,00	1,26	2,18	3,44
V22	4,13	4,63	1,26	2,18	8,07
V23	4,13	14,28	1,47	2,18	17,94
V24	3,16	6,08	1,26	2,18	9,52
V25a	4,29	10,51	1,72	-	12,22
V25b	3,05	9,10	1,72	-	10,82
V25c	1,25	1,41	1,26	2,18	4,85
V30	2,96	0,00	1,26	2,18	3,44

Vigas Cobertura (lajes treliças)					
Vigas	L (m)	Reações das lajes	Pp (KN/m)	P alv. (KN/m)	P total (KN/m)
V1	3,47	0,00	1,26	2,18	3,44
V2	2,91	0,00	1,26	2,18	3,44
V3	1,76	3,19	1,26	2,18	6,64
V4	2,46	0,00	1,47	2,18	3,65
V8a	4,98	7,79	1,26	2,18	11,24
V8b	4,58	10,99	1,26	-	12,25
V10a	4,98	15,59	1,47	-	17,06
V10b	4,58	15,59	1,47	-	17,06
V13	2,6	0,00	1,26	2,18	3,44
V22	4,13	8,87	1,26	2,18	12,31
V23	4,13	16,30	1,47	2,18	19,95
V24	3,16	7,44	1,26	2,18	10,88
V25a	4,29	7,74	1,72	-	9,45
V25b	3,05	7,74	1,72	-	9,45
V25c	1,25	0,00	1,26	2,18	3,44
V30	2,96	0,00	1,26	2,18	3,44



Vigas Cx. d'água					
Vigas	L (m)	Reações das lajes	Pp (KN/m)	P alv. (KN/m)	P total (KN/m)
V1	2,6	9,39	1,47	2,18	13,04
V2	2,6	32,99	1,47	2,18	36,65
V3	2,6	9,66	1,47	-	11,13
V4	2,46	7,88	1,47	2,18	11,54
V5	2,46	7,88	1,47	2,18	11,54
V6	4,58	7,54	1,47	2,18	11,20
V7	4,58	7,54	1,47	2,18	11,20

- Simetria nas vigas

Tipo			
Vigas	Vigas simétricas	Vigas	Vigas simétricas
V1	V7-V15-V21	V18	
V2	V6-V16-V20	V22	V29-V34-V39
V3	V5-V17-V19	V23	V28-V35-V38
V4		V24	V27-V36-V37
V8	V9-V13-V14	V25	V26
V10		V30	V31-V32-V33
V11	V12		

Cobertura			
Vigas	Vigas simétricas	Vigas	Vigas simétricas
V1	V7-V15-V20	V13	
V2	V6-V16-V19	V22	V29-V34-V39
V3	V5-V17-V18	V23	V28-V35-V38
V4		V24	V27-V36-V37
V8	V9-V12-V14	V25	V26
V10	V11	V30	V31-V32-V33

**Anexo VI - Diagramas dos esforços atuantes nas vigas  
(pode ser visto no CD)**

## **Anexo VII - Cálculo das armaduras longitudinais nas vigas**

Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas - Tipo (maciça)																				
	Viga	bw (m)	h (m)	d (m)	Msd (kNm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	E (MPa)	Esy	x <sub>34</sub>	x (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Análise	As min (cm <sup>2</sup> )	As adotado (cm <sup>2</sup> )	As' adotado (cm <sup>2</sup> )	Φ (mm)	AΦ (cm <sup>2</sup> )	n° barras	As real (cm <sup>2</sup> )
Viga 1	1(-)	0,12	0,3	0,26	12,4	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0346	1,16	Arm. Simples	0,54	1,16	-----	6,3	0,31	4	1,25
	1(+)	0,12	0,3	0,26	18,6	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0535	1,79	Arm. Simples	0,54	1,79	-----	8	0,50	4	2,01
	1(-)	0,12	0,3	0,26	12,4	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0346	1,16	Arm. Simples	0,54	1,16	-----	6,3	0,31	4	1,25
Viga 2	2(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	2(+)	0,12	0,3	0,26	11,2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0310	1,04	Arm. Simples	0,54	1,04	-----	6,3	0,31	4	1,25
	2(-)	0,12	0,3	0,26	11,2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0310	1,04	Arm. Simples	0,54	1,04	-----	6,3	0,31	4	1,25
Viga 3	3(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	3(+)	0,12	0,3	0,26	2,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0061	0,21	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	3(-)	0,12	0,3	0,26	2,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0061	0,21	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 4	4(-)	0,14	0,35	0,31	12	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0235	0,92	Arm. Simples	0,74	0,92	-----	8	0,50	2	1,00
	4(+)	0,14	0,35	0,31	18	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0358	1,40	Arm. Simples	0,74	1,40	-----	10	0,79	2	1,57
	4(-)	0,14	0,35	0,31	12	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0235	0,92	Arm. Simples	0,74	0,92	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 8	8a(-)	0,12	0,4	0,36	37,72	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,0788	2,64	Arm. Simples	0,72	2,64	-----	10	0,79	4	3,14
	8a(+)	0,12	0,4	0,36	63,2	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,1433	4,80	Arm. Simples	0,72	4,80	-----	12,5	1,23	4	4,91
	8ab(-)	0,12	0,4	0,36	85,4	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,2134	7,15	Arm. Simples	0,72	7,15	-----	12,5	1,23	6	7,5
	8b(+)	0,12	0,4	0,36	53,3	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,1168	3,91	Arm. Simples	0,72	3,91	-----	10	0,79	5	4,0
	8b(-)	0,12	0,4	0,36	0	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,72	0,72	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 10	10(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	10(+)	0,12	0,3	0,26	20,2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0586	1,96	Arm. Simples	0,54	1,96	-----	8	0,50	4	2,01
	10(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 11	11a(-)	0,14	0,35	0,31	59,9	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1384	5,41	Arm. Simples	0,74	5,41	-----	16	2,01	3	6,03
	11a(+)	0,14	0,35	0,31	51,1	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1136	4,44	Arm. Simples	0,74	4,44	-----	12,5	1,23	4	4,91
	11ab(-)	0,14	0,35	0,31	80,2	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,2080	7,90	Arm. Dupla	0,74	7,90	0,290	16	2,01	4	8,04

	11b(+)	0,14	0,35	0,31	38,6	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0819	3,20	Arm. Simples	0,74	3,20	-----	12,5	1,23	3	3,68
	11b(-)	0,14	0,35	0,31	46,5	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1015	3,97	Arm. Simples	0,74	3,97	-----	16	2,01	2	4,02
Viga 18	18(-)	0,12	0,3	0,26	5,9	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0160	0,54	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	18(+)	0,12	0,3	0,26	8,8	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0241	0,81	Arm. Simples	0,54	0,81	-----	8	0,50	2	1,00
	18(-)	0,12	0,3	0,26	5,9	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0160	0,54	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 22	22(-)	0,12	0,35	0,31	28,7	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0698	2,34	Arm. Simples	0,63	2,34	-----	10	0,79	3	2,36
	22(+)	0,12	0,35	0,31	28,7	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0698	2,34	Arm. Simples	0,63	2,34	-----	10	0,79	3	2,36
	22(-)	0,12	0,35	0,31	0	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 23	23(-)	0,12	0,35	0,31	41,1	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1053	3,53	Arm. Simples	0,63	3,53	-----	12,5	1,23	3	3,68
	23(+)	0,12	0,35	0,31	57,5	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1606	5,38	Arm. Simples	0,63	5,38	-----	12,5	1,23	5	6,13
	23(-)	0,12	0,35	0,31	36,5	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0916	3,07	Arm. Simples	0,63	3,07	-----	10	0,79	4	3,14
Viga 24	24(-)	0,12	0,3	0,26	17,4	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0497	1,67	Arm. Simples	0,54	1,67	-----	8	0,50	4	2,01
	24(+)	0,12	0,3	0,26	18,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0526	1,76	Arm. Simples	0,54	1,76	-----	8	0,50	4	2,01
	24(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 25	25a(-)	0,14	0,4	0,36	62,4	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,1172	4,58	Arm. Simples	0,84	4,58	-----	12,5	1,23	4	4,91
	25a(+)	0,14	0,4	0,36	57,8	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,1072	4,19	Arm. Simples	0,84	4,19	-----	12,5	1,23	4	4,91
	25ab(-)	0,14	0,4	0,36	51,2	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,0933	3,65	Arm. Simples	0,84	3,65	-----	12,5	1,23	3	3,68
	25b(+)	0,14	0,4	0,36	0	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,84	0,84	-----	8	0,50	2	1,00
	25bc(-)	0,12	0,4	0,36	13,3	25	500	210000	0,00207	0,32028	0,0182	0,88	Arm. Simples	0,72	0,88	-----	8	0,50	2	1,00
	25c(+)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	25c(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 30	30(-)	0,12	0,3	0,26	5,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0143	0,48	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	30(+)	0,12	0,3	0,26	4,5	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0121	0,41	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	30(-)	0,12	0,3	0,26	5,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0143	0,48	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62

Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas - Tipo (treliça)																				
	Viga	bw (m)	h (m)	d (m)	Msd (kNm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	E (MPa)	Esy	x <sub>34</sub>	x (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Análise	As min (cm <sup>2</sup> )	As adotado (cm <sup>2</sup> )	As' adotado (cm <sup>2</sup> )	Φ (mm)	AΦ (cm <sup>2</sup> )	n° barras	As real (cm <sup>2</sup> )
Viga 1	1(-)	0,12	0,3	0,26	7,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0199	0,67	Arm. Simples	0,54	0,67	-----	8	0,50	2	1,00
	1(+)	0,12	0,3	0,26	10,9	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0302	1,01	Arm. Simples	0,54	1,01	-----	8	0,50	3	1,51
	1(-)	0,12	0,3	0,26	7,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0199	0,67	Arm. Simples	0,54	0,67	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 2	2(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	2(+)	0,12	0,3	0,26	7,7	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0210	0,70	Arm. Simples	0,54	0,70	-----	8	0,50	2	1,00
	2(-)	0,12	0,3	0,26	7,7	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0210	0,70	Arm. Simples	0,54	0,70	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 3	3(-)	0,12	0,3	0,26	2,9	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0077	0,26	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	3(+)	0,12	0,3	0,26	7,43	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0202	0,68	Arm. Simples	0,54	0,68	-----	8	0,50	2	1,00
	3(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 4	4(-)	0,14	0,35	0,31	12	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0235	0,92	Arm. Simples	0,74	0,92	-----	8	0,50	2	1,00
	4(-)	0,14	0,35	0,31	18	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0358	1,40	Arm. Simples	0,74	1,40	-----	8	0,50	3	1,51
	4(-)	0,14	0,35	0,31	12	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0235	0,92	Arm. Simples	0,74	0,92	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 8	8a(-)	0,12	0,4	0,36	31,7	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,0651	2,18	Arm. Simples	0,72	2,18	-----	10	0,79	3	2,36
	8a(+)	0,12	0,4	0,36	57,4	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,1275	4,27	Arm. Simples	0,72	4,27	-----	12,5	1,23	4	4,91
	8ab(-)	0,12	0,4	0,36	69,1	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,1603	5,37	Arm. Simples	0,72	5,37	-----	12,5	1,23	5	6,13
	8b(+)	0,12	0,4	0,36	51,6	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,1124	3,77	Arm. Simples	0,72	3,77	-----	12,5	1,23	3	3,75
	8b(-)	0,12	0,4	0,36	0	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,72	0,72	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 10	10(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	10(+)	0,12	0,3	0,26	17,5	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0500	1,68	Arm. Simples	0,54	1,68	-----	10	0,79	3	2,36
	10(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 11	11a(-)	0,14	0,35	0,31	53,9	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1212	4,74	Arm. Simples	0,74	4,74	-----	16	2,01	3	6,03
	11a(+)	0,14	0,35	0,31	46,1	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1005	3,93	Arm. Simples	0,74	3,93	-----	12,5	1,23	4	4,91
	11ab(-)	0,14	0,35	0,31	72,2	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1778	6,95	Arm. Simples	0,74	6,95	-----	16	2,01	4	8,04

	11b(+)	0,14	0,35	0,31	34,8	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0729	2,85	Arm. Simples	0,74	2,85	-----	10	0,79	4	3,14
	11b(-)	0,14	0,35	0,31	41,9	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0899	3,52	Arm. Simples	0,74	3,52	-----	10	0,79	5	3,93
Viga 18	18(-)	0,12	0,3	0,26	4,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0110	0,37	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	18(+)	0,12	0,3	0,26	6,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0165	0,55	Arm. Simples	0,54	0,55	-----	6,3	0,31	2	0,62
	18(-)	0,12	0,3	0,26	4,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0110	0,37	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 22	22(-)	0,12	0,35	0,31	37,7	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0951	3,19	Arm. Simples	0,63	3,19	-----	10	0,79	5	3,93
	22(+)	0,12	0,35	0,31	37,7	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0951	3,19	Arm. Simples	0,63	3,19	-----	10	0,79	5	3,93
	22(-)	0,12	0,35	0,31	0	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 23	23(-)	0,12	0,35	0,31	39,8	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1014	3,40	Arm. Simples	0,63	3,40	-----	10	0,79	5	3,93
	23(+)	0,12	0,35	0,31	57,6	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1609	5,39	Arm. Simples	0,63	5,39	-----	12,5	1,23	5	6,13
	23(-)	0,12	0,35	0,31	37,5	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0946	3,17	Arm. Simples	0,63	3,17	-----	10	0,79	5	3,93
Viga 24	24(-)	0,12	0,3	0,26	22,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0655	2,19	Arm. Simples	0,54	2,19	-----	8	0,50	5	2,51
	24(+)	0,12	0,3	0,26	23,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0681	2,28	Arm. Simples	0,54	2,28	-----	10	0,79	3	2,36
	24(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 25	25a(-)	0,14	0,4	0,36	58,8	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,1094	4,28	Arm. Simples	0,84	4,28	-----	12,5	1,23	4	4,91
	25a(+)	0,14	0,4	0,36	54,8	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,1008	3,94	Arm. Simples	0,84	3,94	-----	12,5	1,23	4	4,91
	25ab(-)	0,14	0,4	0,36	49	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,0888	3,47	Arm. Simples	0,84	3,47	-----	10	0,79	5	3,93
	25b(+)	0,14	0,4	0,36	0	25	500	210000	0,00207	0,22608	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,84	0,84	-----	8	0,50	2	1,00
	25bc(-)	0,12	0,40	0,36	13,8	25	500	210000	0,00207	0,32028	0,0188	0,91	Arm. Simples	0,72	0,91	-----	8	0,50	2	1,00
	25c(+)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	25c(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 30	30(-)	0,12	0,3	0,26	5,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0143	0,48	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	30(+)	0,12	0,3	0,26	4,5	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0121	0,41	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	30(-)	0,12	0,3	0,26	5,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0143	0,48	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62

Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas - Cobertura (maciça)																				
	Viga	bw (m)	h (m)	d (m)	Msd (kNm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	E (MPa)	Esy	x <sub>34</sub>	x (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Análise	As min (cm <sup>2</sup> )	As adotado (cm <sup>2</sup> )	As' adotado (cm <sup>2</sup> )	Φ (mm)	AΦ (cm <sup>2</sup> )	n° barras	As real (cm <sup>2</sup> )
Viga 1	1(-)	0,12	0,3	0,26	7,4	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0202	0,68	Arm. Simples	0,54	0,68	-----	8,0	0,50	2	1,00
	1(+)	0,12	0,3	0,26	11,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0308	1,03	Arm. Simples	0,54	1,03	-----	8	0,50	3	1,51
	1(-)	0,12	0,3	0,26	7,4	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0202	0,68	Arm. Simples	0,54	0,68	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 2	2(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	2(+)	0,12	0,3	0,26	7,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0193	0,65	Arm. Simples	0,54	0,65	-----	8	0,50	2	1,00
	2(-)	0,12	0,3	0,26	7,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0193	0,65	Arm. Simples	0,54	0,65	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 3	3(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	3(+)	0,12	0,3	0,26	2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0053	0,18	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	3(-)	0,12	0,3	0,26	2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0053	0,18	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 4	4(-)	0,14	0,3	0,26	1,8	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0041	0,16	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00
	4(-)	0,14	0,3	0,26	2,8	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0064	0,25	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00
	4(-)	0,14	0,3	0,26	1,8	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0041	0,16	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 8	8a(-)	0,12	0,3	0,26	41,7	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,1404	4,71	Arm. Simples	0,54	4,71	-----	12,5	1,23	4	4,91
	8a(+)	0,12	0,3	0,26	41,2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,1381	4,63	Arm. Simples	0,54	4,63	-----	12,5	1,23	4	4,91
	8ab(-)	0,12	0,3	0,26	57,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,2395	6,62	Arm. Dupla	0,54	6,62	1,400	12,5	1,23	6	7,36
	8b(+)	0,12	0,3	0,26	31,5	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0979	3,28	Arm. Simples	0,54	3,28	-----	10	0,79	5	3,93
	8b(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 10	10a(-)	0,14	0,3	0,26	43,4	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,1205	4,71	Arm. Simples	0,63	4,71	-----	16	2,01	3	6,03
	10a(+)	0,14	0,3	0,26	37,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0990	3,87	Arm. Simples	0,63	3,87	-----	12,5	1,23	4	4,91
	10ab(-)	0,14	0,3	0,26	58,2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,1834	6,82	Arm. Dupla	0,63	6,82	0,530	16	2,01	4	8,04
	10b(+)	0,14	0,3	0,26	28	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0711	2,78	Arm. Simples	0,63	2,78	-----	12,5	1,23	3	3,68
	10b(-)	0,14	0,3	0,26	33,7	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0882	3,45	Arm. Simples	0,63	3,45	-----	10	0,79	5	3,93



Viga 13	13(-)	0,12	0,3	0,26	1,7	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0045	0,15	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	13(+)	0,12	0,3	0,26	2,6	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0069	0,23	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	13(-)	0,12	0,3	0,26	1,7	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0045	0,15	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 22	22(-)	0,12	0,3	0,26	17,2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0491	1,65	Arm. Siples	0,54	1,65	-----	10	0,79	3	2,36
	22(+)	0,12	0,3	0,26	17,2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0491	1,65	Arm. Siples	0,54	1,65	-----	10	0,79	3	2,36
	22(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 23	23(-)	0,12	0,35	0,31	26,6	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0642	2,15	Arm. Siples	0,63	2,15	-----	12,5	1,23	2	2,45
	23(+)	0,12	0,35	0,31	37,2	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0937	3,14	Arm. Siples	0,63	3,14	-----	10	0,79	4	3,14
	23(-)	0,12	0,35	0,31	23,6	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0563	1,89	Arm. Siples	0,63	1,89	-----	8	0,50	4	2,01
Viga 24	24(-)	0,12	0,3	0,26	11,4	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0316	1,06	Arm. Siples	0,54	1,06	-----	8	0,50	3	1,51
	24(+)	0,12	0,3	0,26	12,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0337	1,13	Arm. Siples	0,54	1,13	-----	8	0,50	3	1,51
	24(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 25	25a(-)	0,14	0,35	0,31	72,1	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1774	6,94	Arm. Siples	0,74	6,94	-----	16	2,01	4	8,04
	25a(+)	0,14	0,35	0,31	63,2	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1483	5,80	Arm. Siples	0,74	5,80	-----	12,5	1,23	5	6,13
	25ab(-)	0,14	0,35	0,31	70,9	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1733	6,78	Arm. Siples	0,74	6,78	-----	16	2,01	4	8,04
	25b(+)	0,14	0,35	0,31	0	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0000	0,00	Arm. Siples	0,74	0,74	-----	8	0,50	2	1,00
	25bc(-)	0,12	0,35	0,31	9,5	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0216	0,73	Arm. Siples	0,63	0,73	-----	8	0,50	2	1,00
	25c(+)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	25c(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 30	30(-)	0,12	0,3	0,26	2,5	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0067	0,22	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	30(+)	0,12	0,3	0,26	2,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0056	0,19	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	30(-)	0,12	0,3	0,26	2,5	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0067	0,22	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62

Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas - Cobertura (treliça)																				
	Viga	bw (m)	h (m)	d (m)	Msd (kNm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	E (MPa)	Esy	x <sub>34</sub>	x (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Análise	As min (cm <sup>2</sup> )	As adotado (cm <sup>2</sup> )	As' adotado (cm <sup>2</sup> )	Φ (mm)	AΦ (cm <sup>2</sup> )	n° barras	As real (cm <sup>2</sup> )
Viga 1	1(-)	0,12	0,3	0,26	3,5	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0094	0,31	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	1(+)	0,12	0,3	0,26	5,2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0140	0,47	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	1(-)	0,12	0,3	0,26	3,5	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0094	0,31	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 2	2(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	2(+)	0,12	0,3	0,26	3,6	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0096	0,32	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	2(-)	0,12	0,3	0,26	3,6	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0096	0,32	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 3	3(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	3(+)	0,12	0,3	0,26	2,6	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0069	0,23	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	3(-)	0,12	0,3	0,26	2,6	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0069	0,23	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 4	4(-)	0,14	0,3	0,26	1,8	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0041	0,16	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00
	4(-)	0,14	0,3	0,26	2,8	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0064	0,25	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00
	4(-)	0,14	0,3	0,26	1,8	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0041	0,16	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 8	8a(-)	0,12	0,3	0,26	34,7	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,1103	3,70	Arm. Simples	0,54	3,70	-----	10	0,79	5	3,93
	8a(+)	0,12	0,3	0,26	37,9	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,1235	4,14	Arm. Simples	0,54	4,14	-----	12,5	1,23	4	4,91
	8ab(-)	0,12	0,3	0,26	42,8	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,1456	4,88	Arm. Simples	0,54	4,88	-----	12,5	1,23	4	4,91
	8b(+)	0,12	0,3	0,26	29,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0890	2,98	Arm. Simples	0,54	2,98	-----	10	0,79	4	3,14
	8b(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Simples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 10	10a(-)	0,14	0,3	0,26	36,6	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0974	3,81	Arm. Simples	0,63	3,81	-----	12,5	1,23	4	4,91
	10a(+)	0,14	0,3	0,26	31,2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0806	3,15	Arm. Simples	0,63	3,15	-----	10	0,79	5	3,93
	10ab(-)	0,14	0,3	0,26	49	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,1418	5,54	Arm. Simples	0,63	5,54	-----	12,5	1,23	5	6,13
	10b(+)	0,14	0,3	0,26	23,6	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0587	2,29	Arm. Simples	0,63	2,29	-----	10	0,79	3	2,36
	10b(-)	0,14	0,3	0,26	28,4	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0723	2,83	Arm. Simples	0,63	2,83	-----	10	0,79	4	3,14

Viga 13	13(-)	0,12	0,3	0,26	1,7	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0045	0,15	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	13(+)	0,12	0,3	0,26	2,6	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0069	0,23	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	13(-)	0,12	0,3	0,26	1,7	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0045	0,15	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 22	22(-)	0,12	0,3	0,26	26,2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0787	2,64	Arm. Siples	0,54	2,64	-----	10	0,79	4	3,14
	22(+)	0,12	0,3	0,26	26,2	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0787	2,64	Arm. Siples	0,54	2,64	-----	10	0,79	4	3,14
	22(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 23	23(-)	0,12	0,35	0,31	26,5	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0639	2,14	Arm. Siples	0,63	2,14	-----	8	0,50	5	2,51
	23(+)	0,12	0,35	0,31	39,1	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0993	3,33	Arm. Siples	0,63	3,33	-----	10	0,79	5	3,93
	23(-)	0,12	0,35	0,31	25,8	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0621	2,08	Arm. Siples	0,63	2,08	-----	8	0,50	5	2,51
Viga 24	24(-)	0,12	0,3	0,26	15,9	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0451	1,51	Arm. Siples	0,54	1,51	-----	10	0,79	2	1,57
	24(+)	0,12	0,3	0,26	16,5	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0469	1,57	Arm. Siples	0,54	1,57	-----	10	0,79	3	2,36
	24(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 25	25a(-)	0,14	0,35	0,31	67,6	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1622	6,34	Arm. Siples	0,74	6,34	-----	16	2,01	4	8,04
	25a(+)	0,14	0,35	0,31	60,2	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1393	5,44	Arm. Siples	0,74	5,44	-----	12,5	1,23	5	6,13
	25ab(-)	0,14	0,35	0,31	67,5	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,1619	6,33	Arm. Siples	0,74	6,33	-----	16	2,01	4	8,04
	25b(+)	0,14	0,35	0,31	0	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0000	0,00	Arm. Siples	0,74	0,74	-----	8	0,50	2	1,00
	25bc(-)	0,12	0,35	0,31	9,9	25	500	210000	0,00207	0,19468	0,0226	0,76	Arm. Siples	0,63	0,76	-----	8	0,50	2	1,00
	25c(+)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	25c(-)	0,12	0,3	0,26	0	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0000	0,00	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
Viga 30	30(-)	0,12	0,3	0,26	2,5	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0067	0,22	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	30(+)	0,12	0,3	0,26	2,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0056	0,19	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62
	30(-)	0,12	0,3	0,26	2,5	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0067	0,22	Arm. Siples	0,54	0,54	-----	6,3	0,31	2	0,62

Dimensionamento da armadura longitudinal das vigas - Cx d'água																				
	Viga	bw (m)	h (m)	d (m)	Msd (kNm)	fck (MPa)	fyk (MPa)	E (MPa)	Esy	$x_{34}$	x (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Análise	As min (cm <sup>2</sup> )	As adotado (cm <sup>2</sup> )	As' adotado (cm <sup>2</sup> )	Φ (mm)	AΦ (cm <sup>2</sup> )	n° barras	As real (cm <sup>2</sup> )
Viga 1	1(-)	0,14	0,3	0,26	7,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0170	0,66	Arm. Simples	0,63	0,66	-----	8	0,50	2	1,00
	1(+)	0,14	0,3	0,26	11	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0259	1,01	Arm. Simples	0,63	1,01	-----	8	0,50	3	1,51
	1(-)	0,14	0,3	0,26	7,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0170	0,66	Arm. Simples	0,63	0,66	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 2	2(-)	0,14	0,3	0,26	20,6	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0505	1,98	Arm. Simples	0,63	1,98	-----	8	0,50	4	2,01
	2(+)	0,14	0,3	0,26	31	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0800	3,13	Arm. Simples	0,63	3,13	-----	10	0,79	4	3,14
	2(-)	0,14	0,3	0,26	20,6	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0505	1,98	Arm. Simples	0,63	1,98	-----	8	0,50	4	2,01
Viga 3	3(-)	0,14	0,3	0,26	6,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0146	0,57	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00
	3(+)	0,14	0,3	0,26	9,4	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0220	0,86	Arm. Simples	0,63	0,86	-----	8	0,50	2	1,00
	3(-)	0,14	0,3	0,26	6,3	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0146	0,57	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 4	4(-)	0,14	0,3	0,26	8	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0186	0,73	Arm. Simples	0,63	0,73	-----	8	0,50	2	1,00
	4(-)	0,14	0,3	0,26	12	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0284	1,11	Arm. Simples	0,63	1,11	-----	10	0,79	2	1,57
	4(-)	0,14	0,3	0,26	8	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0186	0,73	Arm. Simples	0,63	0,73	-----	8	0,50	2	1,00
Viga 6	6(-)	0,14	0,3	0,26	6,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0141	0,55	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00
	6(+)	0,14	0,3	0,26	9,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0213	0,83	Arm. Simples	0,63	0,83	-----	8	0,50	2	1,00
	6(-)	0,14	0,3	0,26	6,1	25	500	210000	0,00207	0,16328	0,0141	0,55	Arm. Simples	0,63	0,63	-----	8	0,50	2	1,00

## **Anexo VIII - Escalonamento Viga V8**

Decalagem viga V8 (maciça e treliça)							
	$b_w$	$d$	$f_{ctd}(kN/m^2)$	$cot\theta$	$cot\alpha$	$0,5d$	$a(m)$
<b>V8</b>	0,12	0,36	1282	1	0	0,18	0,18

	$b_{pilar}$	$h_{pilar}$	$l_{pilar}$	$I_{pilar}(cm^4)$	$b_{viga}$	$h_{viga}$	$l_{viga}$	$I_{viga}(cm^4)$	$M_{eng.perf.}$	$r_{inf}$	$r_{sup}$	$r_{viga}$	$M_{eng.elast.}(kNm)$
<b>Viga 8 (laje maciça)</b>	12	30	285	27000	12	40	498	64000	63,3	94,74	94,74	128,51	37,72
<b>Viga 8 (laje treliçada)</b>	12	30	285	27000	12	40	498	64000	53,2	94,74	94,74	128,51	31,70

Ancoragem												
		M (knm)	As,cal	As,ef	$\phi$	$l_b$	$l_{b,nec}$	0,3 <b>l</b> <sub>b</sub>	10 $\phi$	10cm	$l_{badot}$	nº barras
Viga 8 (maciça)	8a(-)	37,72	2,64	3,14	10	54	45	16,2	10	10	45	4
	8a(+)	63,2	4,8	4,91	12,5	48	46	14,25	12,5	10	46	4
	8ab(-)	85,4	7,15	7,36	12,5	68	66	20,25	12,5	10	66	6
	8b(+)	53,3	3,91	3,93	10	38	38	11,4	10	10	38	5
	8b(-)	0	0,72	1	8	43	31	12,96	8	10	31	2
Viga 8 (treliça)	8a(-)	31,7	2,180	2,360	10	54	50	16,2	10	10	50	3
	8a(+)	57,4	4,270	4,910	12,5	48	41	14,25	12,5	10	41	4
	8ab(-)	69,1	5,370	6,130	12,5	68	59	20,25	12,5	10	59	5
	8b(+)	51,6	3,770	3,770	12,5	48	48	14,25	12,5	10	48	3
	8b(-)	0	0,720	1,000	8	43	31	12,96	8	10	31	2

Viga 8 (laje maciça)			
Resumo Aço CA 50-60			
Aço	Bit (mm)	Comp. (m)	Peso(kg)
60B	5	78	13
50A	8	5	2
50A	10	25	15
50A	12,5	39	39

Viga 8 (laje treliçada)			
Resumo Aço CA 50-60			
Aço	Bit (mm)	Comp. (m)	Peso(kg)
60B	5	48	8
50A	8	5	2
50A	10	5	3
50A	12,5	48	48

## **Anexo IX - Cálculo das armaduras transversais nas vigas**



Dimensionamento da armadura transversal das vigas - Tipo (maciça)																	
Vigas	b (cm)	h(cm)	fck (Mpa)	Vdmáx (kN)	Vrd2 (kN)	Análise	Vc (kN)	Vsw (kN)	Asw (cm <sup>2</sup> /m)	Aswmin (cm <sup>2</sup> /m)	As adotado (cm <sup>2</sup> /m)	Smáx (cm)	Scalc. (cm)	S adotado (cm)	Φ (mm)	nº estribos/m	Asreal (cm <sup>2</sup> /m)
V1	0,12	0,3	25	21,4	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V2	0,12	0,3	25	15,5	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V3	0,12	0,3	25	5,2	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V4	0,14	0,35	25	29,3	188,3	OK!	33,4	0,0	0,00	1,40	1,40	19	28	19	5	6	2,4
V8a	0,12	0,4	25	88	187,5	OK!	33,2	54,8	3,89	1,20	3,89	22	10	10	5	10	4
V8b	0,12	0,4	25	79,5	187,5	OK!	33,2	46,3	3,29	1,20	3,29	22	12	12	5	9	3,6
V10	0,12	0,3	25	31,1	135,4	OK!	24,0	7,1	0,70	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V11a	0,14	0,35	25	82,6	188,3	OK!	33,4	49,2	4,06	1,40	4,06	19	10	10	5	11	4,4
V11b	0,14	0,35	25	78,6	188,3	OK!	33,4	45,2	3,73	1,40	3,73	19	11	11	5	10	4
V18	0,12	0,3	25	13,5	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V22	0,12	0,35	25	27,4	161,4	OK!	28,6	0,0	0,00	1,20	1,20	19	33	19	5	6	2,4
V23	0,12	0,35	25	57,2	161,4	OK!	28,6	28,6	2,36	1,20	2,36	19	17	17	5	7	2,8
V24	0,12	0,3	25	23	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V25a	0,14	0,4	25	76	218,7	OK!	38,8	37,2	2,65	1,40	2,65	22	15	15	5	7	2,8
V25b	0,14	0,4	25	39,9	218,7	OK!	38,8	1,1	0,08	1,40	1,40	22	28	22	5	5	2
V25c	0,12	0,3	25	16,1	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V30	0,12	0,3	25	13,4	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8

Dimensionamento da armadura transversal das vigas - Tipo (treliça)																	
Vigas	b (cm)	h(cm)	fck (Mpa)	Vdmáx (kN)	Vrd2 (kN)	Análise	Vc (kN)	Vsw (kN)	Asw (cm <sup>2</sup> /m)	Aswmin (cm <sup>2</sup> /m)	As adotado (cm <sup>2</sup> /m)	Smáx (cm)	Scalc. (cm)	S adotado (cm)	Φ (mm)	nº estribos/m	Asreal (cm <sup>2</sup> /m)
V1	0,12	0,3	25	12,6	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V2	0,12	0,3	25	10,6	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V3	0,12	0,3	25	6,5	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V4	0,14	0,35	25	29,3	188,3	OK!	33,4	0,0	0,00	1,40	1,40	19	28	19	5	6	2,4
V8a	0,12	0,4	25	63,9	187,5	OK!	33,2	30,7	2,18	1,20	2,18	22	18	18	5	6	2,4
V8b	0,12	0,4	25	63,3	187,5	OK!	33,2	30,1	2,14	1,20	2,14	22	18	18	5	6	2,4
V10	0,12	0,3	25	27	135,4	OK!	24,0	3,0	0,30	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V11a	0,14	0,35	25	77,2	188,3	OK!	33,4	43,8	3,62	1,40	3,62	19	11	11	5	10	4
V11b	0,14	0,35	25	73,4	188,3	OK!	33,4	40,0	3,30	1,40	3,30	19	12	12	5	9	3,6
V18	0,12	0,3	25	9,5	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V22	0,12	0,35	25	36,8	161,4	OK!	28,6	8,2	0,68	1,20	1,20	19	33	19	5	6	2,4
V23	0,12	0,35	25	54,9	161,4	OK!	28,6	26,3	2,17	1,20	2,17	19	18	18	5	6	2,4
V24	0,12	0,3	25	27,8	135,4	OK!	24,0	3,8	0,37	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V25a	0,14	0,4	25	72,8	218,7	OK!	38,8	34,0	2,42	1,40	2,42	22	16	16	5	7	2,8
V25b	0,14	0,4	25	40,1	218,7	OK!	38,8	1,3	0,09	1,40	1,40	22	28	22	5	5	2
V25c	0,12	0,3	25	15,6	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V30	0,12	0,3	25	15,6	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8

**Dimensionamento da armadura transversal das vigas - Cobertura (maciça)**

Vigas	b (cm)	h(cm)	fck (Mpa)	Vdmáx (kN)	Vrd2 (kN)	Análise	Vc (kN)	Vsw (kN)	Asw (cm <sup>2</sup> /m)	Aswmin (cm <sup>2</sup> /m)	As adotado (cm <sup>2</sup> /m)	Smáx (cm)	Scalc. (cm)	S adotado (cm)	Φ (mm)	nº estribos/m	Asreal (cm <sup>2</sup> /m)
V1	0,12	0,3	25	12,8	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V2	0,12	0,3	25	9,8	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V3	0,12	0,3	25	4,6	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V4	0,14	0,3	25	4,5	158,0	OK!	28,0	0,0	0,00	1,40	1,40	16	28	16	5	7	2,8
V8a	0,12	0,3	25	58,7	135,4	OK!	24,0	34,7	3,42	1,20	3,42	16	11	11	5	9	3,6
V8b	0,12	0,3	25	54,5	135,4	OK!	24,0	30,5	3,00	1,20	3,00	16	13	13	5	8	3,2
V10a	0,14	0,3	25	62,1	158,0	OK!	28,0	34,1	3,36	1,40	3,36	16	12	12	5	9	3,6
V10b	0,14	0,3	25	59,1	158,0	OK!	28,0	31,1	3,06	1,40	3,06	16	13	13	5	8	3,2
V13	0,12	0,3	25	4,2	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V22	0,12	0,3	25	16,7	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V23	0,12	0,35	25	37	161,4	OK!	28,6	8,4	0,69	1,20	1,20	19	33	19	5	6	2,4
V24	0,12	0,3	25	14,2	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V25a	0,14	0,35	25	101,1	188,3	OK!	33,4	67,7	5,59	1,40	5,59	19	7	7	5	15	6
V25b	0,14	0,35	25	54,2	188,3	OK!	33,4	20,8	1,72	1,40	1,72	19	23	19	5	6	2,4
V25c	0,12	0,3	25	10,7	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V30	0,12	0,3	25	6,4	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8

Dimensionamento da armadura transversal das vigas - Cobertura (treliça)																	
Vigas	b (cm)	h(cm)	fck (Mpa)	Vdmáx (kN)	Vrd2 (kN)	Análise	Vc (kN)	Vsw (kN)	Asw (cm <sup>2</sup> /m)	Aswmin (cm <sup>2</sup> /m)	As adotado (cm <sup>2</sup> /m)	Smáx (cm)	Scalc. (cm)	S adotado (cm)	Φ (mm)	nº estribos/m	Asreal (cm <sup>2</sup> /m)
V1	0,12	0,3	25	6	135,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V2	0,12	0,3	25	5	150,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V3	0,12	0,3	25	5,8	150,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V4	0,14	0,3	25	4,5	175,5	OK!	28,0	0,0	0,00	1,40	1,40	16	28	16	5	7	2,8
V8a	0,12	0,3	25	38,8	150,4	OK!	24,0	14,8	1,46	1,20	1,46	16	27	16	5	7	2,8
V8b	0,12	0,3	25	38,3	150,4	OK!	24,0	14,3	1,41	1,20	1,41	16	28	16	5	7	2,8
V10a	0,14	0,3	25	52,3	175,5	OK!	28,0	24,3	2,39	1,40	2,39	16	16	16	5	7	2,8
V10b	0,14	0,3	25	49,8	175,5	OK!	28,0	21,8	2,15	1,40	2,15	16	18	16	5	7	2,8
V13	0,12	0,3	25	4,2	150,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V22	0,12	0,3	25	25,4	150,4	OK!	24,0	1,4	0,14	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V23	0,12	0,35	25	37,3	179,4	OK!	28,6	8,7	0,72	1,20	1,20	19	33	19	5	6	2,4
V24	0,12	0,3	25	18,9	150,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V25a	0,14	0,35	25	96,8	209,3	OK!	33,4	63,4	5,24	1,40	5,24	19	7	7	5	14	5,6
V25b	0,14	0,35	25	51,2	209,3	OK!	33,4	17,8	1,47	1,40	1,47	19	27	19	5	6	2,4
V25c	0,12	0,3	25	10,1	150,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8
V30	0,12	0,3	25	6,4	150,4	OK!	24,0	0,0	0,00	1,20	1,20	16	33	16	5	7	2,8

**Dimensionamento da armadura transversal das vigas - Cx d'água**

<b>Vigas</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h(cm)</b>	<b>fck (Mpa)</b>	<b>Vdmáx (kN)</b>	<b>Vrd2 (kN)</b>	<b>Análise</b>	<b>Vc (kN)</b>	<b>Vsw (kN)</b>	<b>Asw (cm<sup>2</sup>/m)</b>	<b>ASWmin (cm<sup>2</sup>/m)</b>	<b>As adotado (cm<sup>2</sup>/m)</b>	<b>Smáx (cm)</b>	<b>Scalc. (cm)</b>	<b>S adotado (cm)</b>	<b>Φ (mm)</b>	<b>nº estribos/m</b>	<b>Asreal (cm<sup>2</sup>/m)</b>
<b>V1</b>	0,14	0,3	25	17	158,0	OK!	28,0	0,0	0,00	1,40	1,40	16	28	16	5	7	2,8
<b>V2</b>	0,14	0,3	25	47,6	158,0	OK!	28,0	19,6	1,93	1,40	1,93	16	20	16	5	7	2,8
<b>V3</b>	0,14	0,3	25	14,5	158,0	OK!	28,0	0,0	0,00	1,40	1,40	16	28	16	5	7	2,8
<b>V4</b>	0,14	0,3	25	16,6	158,0	OK!	28,0	0,0	0,00	1,40	1,40	16	28	16	5	7	2,8
<b>V6</b>	0,14	0,3	25	14,3	158,0	OK!	28,0	0,0	0,00	1,40	1,40	16	28	16	5	7	2,8

## **Anexo X - Cálculo das flechas nas vigas**

Cálculo de flechas nas vigas - Tipo (laje maciça)																				
Vigas	Yt (cm)	IC (cm <sup>4</sup> )	Mr (kN)	Reações lajes acid. (kN/m)	Reações lajes perm. (kN/m)	p próprio (kN/m)	p alv. (kN/m)	Carga quase permanente (kN/m)	Ma (kN)	Análise	XII (cm)	III (cm <sup>4</sup> )	Ei	I eq (cm <sup>4</sup> )	Eieq	Elutilizado	fo (mm)	f inf. (cm)	f adm (cm)	Resultado
V1	15	27000	693	1,09	2,53	0,90	4,29	8,16	1230	Utilizar Eieq	8	9693	64260000	12782	30422083	30422083	4,82	1,04	1,39	OK!
V2	15	27000	693	0,72	1,68	0,90	4,29	7,16	760	Utilizar Eieq	6	6152	64260000	21927	52185207	52185207	1,52	0,33	1,16	OK!
V3	15	27000	693	0,40	0,93	0,90	2,00	3,99	150	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	0,07	0,02	0,70	OK!
V4	17,5	50021	1100	3,24	7,55	1,23	5,01	15,07	1140	Utilizar Eieq	7	11287	119049583	46059	109620775	109620775	0,62	0,13	0,98	OK!
V8a	20	64000	1231	3,94	9,19	1,20	4,29	16,26	4140	Utilizar Eieq	14	39594	152320000	40236	95762491	95762491	7,81	1,69	1,99	OK!
V8b	20	64000	1231	3,99	9,32	1,20	4,29	16,41	3120	Utilizar Eieq	13	33922	152320000	35770	85132084	85132084	4,68	1,01	1,83	OK!
V10	15	27000	693	4,85	11,32	0,90	-	14,16	1200	Utilizar Eieq	8	10435	64260000	13619	32414006	32414006	2,48	0,54	1,04	OK!
V11a	17,5	50021	1100	4,12	9,61	1,23	5,01	17,48	3200	Utilizar Eieq	11	28745	119049583	29609	70469002	70469002	8,72	1,88	1,99	OK!
V11b	17,5	50021	1100	4,12	9,61	1,23	5,01	17,48	2420	Utilizar Eieq	10	22326	119049583	24925	59321638	59321638	5,92	1,28	1,83	OK!
V18	15	27000	693	0,67	1,57	0,90	4,29	7,03	590	Utilizar EI	5	4947	64260000	-	-	64260000	0,62	0,13	1,04	OK!
V22	17,5	42875	943	1,28	3,00	1,05	4,29	8,85	1890	Utilizar Eieq	9	16855	102042500	20083	47797129	47797129	6,74	1,46	1,65	OK!
V23	17,5	42875	943	3,60	8,39	1,05	4,29	15,17	3660	Utilizar Eieq	13	31763	102042500	31953	76047510	76047510	8,23	1,78	1,65	Contra-flecha de 2mm
V24	15	27000	693	1,33	3,11	0,90	4,29	8,83	1230	Utilizar Eieq	8	9553	64260000	12667	30148642	30148642	3,95	0,85	1,26	OK!
V25a	20	74667	1436	2,25	5,25	1,40	5,01	12,56	3740	Utilizar Eieq	12	37060	177706667	39191	93273991	93273991	5,97	1,29	1,72	OK!
V25b	20	74667	1436	1,94	4,53	1,40	5,01	11,71	0	Utilizar EI	26	88923	177706667	-	-	177706667	0,09	0,02	1,22	OK!
V25c	15	27000	693	0,31	0,72	0,90	4,29	6,03	0	Utilizar EI	10	8730	64260000	-	-	64260000	1,77	0,38	0,50	OK!
V30	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	4,29	5,19	320	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	3,2	0,69	1,18	OK!

Cálculo de flechas nas vigas - Tipo (laje treliçada)																				
Vigas	Yt (cm)	IC (cm <sup>4</sup> )	Mr (kN)	Reações lajes acid. (kN/m)	Reações lajes perm. (kN/m)	p próprio (kN/m)	p alv. (kN/m)	Carga quase permanente (kN/m)	Ma (kN)	Análise	XII (cm)	III (cm <sup>4</sup> )	Ei	I eq (cm <sup>4</sup> )	Eieq	Elutilizado	fo (mm)	f inf. (cm)	f adm (cm)	Resultado
V1	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	4,29	5,19	780	Utilizar Eieq	6	6003	64260000	20699	49264418	49264418	1,89	0,41	1,39	OK!
V2	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	4,29	5,19	550	Utilizar EI	5	4381	64260000	-	-	64260000	0,72	0,16	1,16	OK!
V3	15	27000	693	0,72	1,68	0,90	2,00	4,87	190	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	0,09	0,02	0,70	OK!
V4	17,5	50021	1100	3,24	7,55	1,23	5,01	15,07	1140	Utilizar Eieq	7	11287	119049583	46059	109620775	109620775	0,62	0,13	0,98	OK!
V8a	20	64000	1231	1,76	4,11	1,20	4,29	10,30	3930	Utilizar Eieq	13	36269	152320000	37122	88350293	88350293	7,05	1,52	1,99	OK!
V8b	20	64000	1231	2,48	5,79	1,20	4,29	12,28	3130	Utilizar Eieq	12	32947	152320000	34837	82911826	82911826	5,24	1,13	1,83	OK!
V10	15	27000	693	4,18	9,75	0,90	-	12,32	1040	Utilizar Eieq	7	9179	64260000	14441	34370459	34370459	2,03	0,44	1,04	OK!
V11a	17,5	50021	1100	3,52	8,22	1,23	5,01	15,86	2910	Utilizar Eieq	11	26184	119049583	27470	65379709	65379709	8,51	1,84	1,99	OK!
V11b	17,5	50021	1100	3,52	8,22	1,23	5,01	15,86	2200	Utilizar Eieq	10	20352	119049583	24058	57258254	57258254	5,55	1,20	1,83	OK!
V18	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	4,29	5,19	440	Utilizar EI	5	3541	64260000	-	-	64260000	0,46	0,10	1,04	OK!
V22	17,5	42875	943	2,19	5,10	1,05	4,29	11,32	2410	Utilizar Eieq	11	21513	102042500	22791	54242996	54242996	7,53	1,63	1,65	OK!
V23	17,5	42875	943	3,87	9,02	1,05	4,29	15,91	3640	Utilizar Eieq	13	31816	102042500	32008	76179846	76179846	8,14	1,76	1,65	Contra-flecha de 2mm
V24	15	27000	693	1,68	3,92	0,90	4,29	9,78	1530	Utilizar Eieq	8	11767	64260000	13179	31366956	31366956	4,72	1,02	1,26	OK!
V25a	20	74667	1436	2,09	4,87	1,40	5,01	12,11	3940	Utilizar Eieq	12	35334	177706667	37240	88630421	88630421	5,89	1,27	1,72	OK!
V25b	20	74667	1436	2,09	4,87	1,40	5,01	12,11	0	Utilizar EI	11	31977	177706667	-	-	177706667	0,08	0,02	1,22	OK!
V25c	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	4,29	5,19	0	Utilizar EI	7	7421	64260000	-	-	64260000	1,77	0,38	0,50	OK!
V30	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	4,29	5,19	320	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	0,32	0,07	1,18	OK!



Cálculo de flechas nas vigas - Cobertura (laje maciça)																				
Vigas	Yt (cm)	IC (cm <sup>4</sup> )	Mr (kN)	Reações lajes acid. (kN/m)	Reações lajes perm. (kN/m)	p próprio (kN/m)	p alv. (kN/m)	Carga quase permanente (kN/m)	Ma (kN)	Análise	XII (cm)	III (cm <sup>4</sup> )	Ei	I eq (cm <sup>4</sup> )	Eieq	Elutilizado	fo (mm)	f inf. (cm)	f adm (cm)	Resultado
V1	15	27000	693	0,84	1,96	0,90	1,56	4,75	710	Utilizar Eieq	6	6102	64260000	25496	60680244	60680244	1,41	0,30	1,39	OK!
V2	15	27000	693	0,70	1,64	0,90	1,56	4,38	460	Utilizar EI	5	4069	64260000	-	-	64260000	0,61	0,13	1,16	OK!
V3	15	27000	693	0,39	0,91	0,90	1,56	3,52	140	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	0,07	0,02	0,70	OK!
V4	15	31500	808	0,00	0,00	1,05	1,56	2,61	200	Utilizar EI	5	4040	74970000	-	-	74970000	0,18	0,04	0,98	OK!
V8a	15	27000	693	3,46	8,08	0,90	1,56	11,93	3030	Utilizar Eieq	11	20050	64260000	20133	47917141	47917141	1,08	0,23	1,99	OK!
V8b	15	27000	693	3,91	9,11	0,90	-	11,58	2330	Utilizar Eieq	10	15575	64260000	15875	37783645	37783645	0,61	0,13	1,83	OK!
V10a	15	31500	808	4,03	9,39	1,05	-	12,05	2210	Utilizar Eieq	10	18330	74970000	18974	45157172	45157172	0,94	0,20	1,99	OK!
V10b	15	31500	808	4,03	9,39	1,05	-	12,05	1670	Utilizar Eieq	9	14207	74970000	16165	38472751	38472751	0,63	0,14	1,83	OK!
V13	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	1,56	2,46	190	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	0,18	0,04	1,04	OK!
V22	15	27000	693	0,99	2,31	0,90	1,56	5,17	1100	Utilizar Eieq	7	9038	64260000	13521	32179379	32179379	4,30	0,93	1,65	OK!
V23	17,5	42875	943	3,06	7,14	1,05	1,56	10,98	2280	Utilizar Eieq	11	21256	102042500	22784	54225845	54225845	7,13	1,54	1,65	OK!
V24	15	27000	693	1,30	3,04	0,90	1,56	6,02	790	Utilizar Eieq	6	6595	64260000	20341	48412631	48412631	1,57	0,34	1,26	OK!
V25a	17,5	50021	1100	2,25	5,25	1,23		7,38	4370	Utilizar Eieq	13	35002	119049583	35242	83874800	83874800	8,73	1,89	1,72	Contra-flecha de 2mm
V25b	17,5	50021	1100	1,95	4,55	1,23		6,56	4880	Utilizar Eieq	14	39115	119049583	39240	93390593	93390593	1,56	0,34	1,22	OK!
V25c	15	27000	693	0,30	0,70	0,90	1,56	3,29	670	Utilizar EI	6	5302	64260000	-	-	64260000	2,27	0,49	0,50	OK!
V30	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	1,56	2,46	150	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	0,15	0,03	1,18	OK!

Cálculo de flechas nas vigas - Cobertura (laje treliçada)

Vigas	Yt (cm)	IC (cm <sup>4</sup> )	Mr (kN)	Reações lajes acid. (kN/m)	Reações lajes perm. (kN/m)	p próprio (kN/m)	p alv. (kN/m)	Carga quase permanente (kN/m)	Ma (kN)	Análise	XII (cm)	III (cm <sup>4</sup> )	Ei	I eq (cm <sup>4</sup> )	Eieq	Elutilizado	fo (mm)	f inf. (cm)	f adm (cm)	Resultado
V1	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	1,56	2,46	370	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	0,70	0,15	1,39	OK!
V2	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	1,56	2,46	260	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	0,34	0,07	1,16	OK!
V3	15	27000	693	0,68	1,60	0,90	1,56	4,33	170	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	0,08	0,02	0,70	OK!
V4	15	31500	808	0,00	0,00	1,05	1,56	2,61	200	Utilizar EI	5	4040	74970000	-	-	74970000	0,20	0,04	0,98	OK!
V8a	15	27000	693	1,67	3,90	0,90	1,56	7,02	2540	Utilizar Eieq	11	18502	64260000	18675	44445427	44445427	9,16	1,98	1,99	OK!
V8b	15	27000	693	2,35	5,49	0,90	-	7,33	1910	Utilizar Eieq	9	14489	64260000	15086	35903637	35903637	6,86	1,48	1,83	OK!
V10a	15	31500	808	3,34	7,79	1,05	-	10,18	1870	Utilizar Eieq	9	15660	74970000	16937	40310578	40310578	8,83	1,91	1,99	OK!
V10b	15	31500	808	3,34	7,79	1,05	-	10,18	1410	Utilizar Eieq	8	12190	74970000	15823	37659314	37659314	5,39	1,16	1,83	OK!
V13	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	1,56	2,46	190	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	0,18	0,04	1,04	OK!
V22	15	27000	693	1,90	4,43	0,90	1,56	7,65	1630	Utilizar Eieq	9	13176	64260000	14237	33883319	33883319	8,14	1,76	1,65	Contra-flecha de 2mm
V23	17,5	42875	943	3,49	8,15	1,05	1,56	12,16	2370	Utilizar Eieq	11	22231	102042500	23530	56001119	56001119	7,17	1,55	1,65	OK!
V24	15	27000	693	1,59	3,72	0,90	1,56	6,81	1060	Utilizar Eieq	7	8709	64260000	13810	32867504	32867504	3,10	0,67	1,26	OK!
V25a	17,5	50021	1100	1,66	3,87	1,23	-	5,76	4130	Utilizar Eieq	12	33435	119049583	33748	80320957	80320957	8,64	1,87	1,72	Contra-flecha de 2mm
V25b	17,5	50021	1100	1,66	3,87	1,23	-	5,76	4730	Utilizar Eieq	13	37279	119049583	37439	89105915	89105915	1,60	0,35	1,22	OK!
V25c	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	1,56	2,46	700	Utilizar Eieq	6	5504	64260000	26320	62641718	62641718	2,43	0,52	0,50	Contra-flecha de 1mm
V30	15	27000	693	0,00	0,00	0,90	1,56	2,46	150	Utilizar EI	5	3463	64260000	-	-	64260000	0,30	0,06	1,18	OK!

Cálculo de flechas nas vigas - Cx. D'água																				
Vigas	Yt (cm)	IC (cm <sup>4</sup> )	Mr (kN)	Reações lajes acid. (kN/m)	Reações lajes perm. (kN/m)	p próprio (kN/m)	p alv. (kN/m)	Carga quase permanente (kN/m)	Ma (kN)	Análise	XII (cm)	III (cm <sup>4</sup> )	Ei	I eq (cm <sup>4</sup> )	Eieq	Elutilizado	fo (mm)	f inf. (cm)	f adm (cm)	Resultado
V1	15	31500	808	2,01	4,70	1,05	1,56	9,32	760	Utilizar EI	6	6144	74970000	-	-	74970000	0,68	0,15	1,04	OK!
V2	15	31500	808	7,07	16,50	1,05	1,56	26,18	2200	Utilizar Eieq	9	15569	74970000	16358	38932232	38932232	3,78	0,82	1,04	OK!
V3	15	31500	808	2,07	4,83	1,05	-	7,95	680	Utilizar EI	5	5327	74970000	-	-	74970000	0,61	0,13	1,04	OK!
V4	15	31500	808	1,69	3,94	1,05	1,56	8,24	830	Utilizar Eieq	6	6646	74970000	29573	70382591	70382591	0,97	0,21	0,98	OK!
V6	15	31500	808	1,62	3,77	1,05	1,56	8,00	650	Utilizar EI	5	5172	74970000	-	-	74970000	0,56	0,12	1,83	OK!

Valores utilizados para cálculo das flechas			
$\alpha_e$	8,82	Ecs (MPa)	23800
$\xi(t_0)$	0,84	Es (Mpa)	210000
$\xi(t)$	2	fctm (KN/cm <sup>2</sup> )	0,256
$\Delta\xi(t)$	1,16	$\alpha$	1,5
$\alpha_t$	1,16		

## **Anexo XI - Cálculo da armadura longitudinal dos pilares**

	Pilares do 2º Pav. da laje maciça				Pilares do 2º Pav. da laje treliçada			
	P10	P1x	P1y	P14	P10	P1x	P1y	P14
<b>h (cm)</b>	16	12	30	30	16	12	30	30
<b>b (cm)</b>	30	30	12	14	30	30	12	14
<b>PD est. (cm)</b>	285	285	285	285	285	285	285	285
<b>l (cm)</b>	413	347	413	458	413	347	413	458
<b>d' (cm)</b>	4,63	4,13	4,13	4,13	4,43	4,13	4,13	4,13
<b>Nsd (kN)</b>	952	257	257	777	779	262	262	713
<b>Ac (cm²)</b>	480	360	360	420	480	360	360	420
<b>fck (Mpa)</b>	25	25	25	25	25	25	25	25
<b>fyk (Mpa)</b>	500	500	500	500	500	500	500	500
<b>V</b>	1,11	0,40	0,40	1,04	0,91	0,41	0,41	0,95
<b>le (cm)</b>	266	267	280	280	266	267	280	280
<b>i</b>	4,62	3,46	8,66	8,66	4,62	3,46	8,66	8,66
<b>λ</b>	58	77	32	32	58	77	32	32
<b>a1</b>	8	6	15	15	8	6	15	15
<b>a2</b>	15	6	6	7	15	6	6	7
<b>t1</b>	16	12	30	30	16	12	30	30
<b>t2</b>	30	12	12	14	30	12	12	14
<b>b viga</b>	12	12	12	14	12	12	12	14
<b>h viga</b>	35	30	35	35	35	30	35	35
<b>lo viga</b>	392	335	392	436	392	335	392	436
<b>lef viga</b>	415	347	413	458	415	347	413	458
<b>rsup</b>	76,99	32,36	192,86	225,00	76,99	32,36	192,86	225,00
<b>rinf</b>	76,99	32,36	192,86	225,00	76,99	32,36	192,86	225,00
<b>rviga</b>	103,31	77,81	103,81	109,22	103,31	77,81	103,81	109,22
<b>Mengperf</b>	36,5	12,4	19,1	0	37,5	7,3	25,1	0
<b>Msup</b>	9,63	2,38	7,03	0,00	9,90	1,40	9,24	0,00
<b>Minf</b>	9,63	2,38	7,03	0,00	9,90	1,40	9,24	0,00
<b>Mviga</b>	19,27	4,76	14,06	0,00	19,79	2,80	18,47	0,00
<b>e1 (cm)</b>	1,01	0,93	2,73	0,00	1,27	0,54	3,53	0,00
<b>Mmín (kNm)</b>	18,85	4,78	6,17	18,65	15,42	4,87	6,29	17,11
<b>αb</b>	1	1	1	1	1	1	1	1
<b>λ1</b>	35	35	35	35	35	35	35	35
<b>Análise</b>	Considerar 2ª ordem	Considerar 2ª ordem	Desconsiderar 2ª ordem	Desconsiderar 2ª ordem	Considerar 2ª ordem	Considerar 2ª ordem	Desconsiderar 2ª ordem	Desconsiderar 2ª ordem
<b>M1dA</b>	18,85	4,78	7,03	18,65	15,42	4,87	9,24	17,11
<b>1/r</b>	0,0194	0,0417	0,0167	0,0109	0,0222	0,0417	0,0167	0,0115
<b>Mdtotal</b>	31,92	12,41	7,03	18,65	27,65	12,66	12,66	23,53
<b>etotal</b>	3,35	4,83	2,73	2,40	3,55	4,83	4,83	3,30
<b>μ</b>	0,23	0,16	0,04	0,08	0,20	0,16	0,07	0,10
<b>d'/h</b>	0,29	0,34	0,14	0,14	0,28	0,34	0,14	0,14
<b>V</b>	1,11	0,40	0,40	1,04	0,91	0,41	0,41	0,95

<b>Tabela</b>	A1.8	A2.1	A2.1	A1.7		A1.8	A2.1	A2.1	A1.3
<b>w</b>	1,0237	0,2000	0,2000	0,2600		0,6980	0,2194	0,2194	0,2050
<b>Ascalc.</b>	17,15	2,51	2,51	3,81		11,70	2,76	2,76	3,01
<b>Asmín.</b>	3,28	1,44	1,44	2,68		2,69	1,44	1,44	2,46
<b>Asutilizado (cm<sup>2</sup>/m)</b>	17,15	2,51	2,51	3,81		11,70	2,76	2,76	3,01
<b>p</b>	3,57%	0,70%	0,70%	0,91%		2,44%	0,77%	0,77%	0,72%
<b>Nº de barras</b>	6	4	4	6		6	4	4	4
<b>Bitola (mm)</b>	20	10	10	10		16	10	10	10

**Anexo XII – Tabelas utilizadas para o dimensionamento das escadas.**

Considerações iniciais		
H (m)	Pé direito estrutural	2,85
n	nº de degraus	15
e (m)	altura do espelho	0,19
a (m)	largura do degrau	0,26
$\alpha$	ângulo de inclinação	36,16
cos $\alpha$		0,807

Cargas na escada	1º lance	2º lance
hp (m)	0,09	0,09
Pp (KN/m²)	2,25	2,25
h1 (m)	0,11	0,11
hm (m)	0,21	0,21
Pp (KN/m²)	5,16	5,16
Prev (Kn/m²)	1,00	1,00
Qacid pp (KN/m²)	1,67	1,67
Qacid sob (KN/m²)	3,00	3,00
Ptotal. (KN/m²)	15,16	15,16
Pproj. (KN/m²)	11,16	11,16
Pproj. (KN/m²)	8,75	8,75
Mmáx (KNm)	12,6	12,6
Qmáx (KN)	15,1	15,1

	d (m)	Msd (kNm)	fcd (kn/m²)	x(m)	fyd (kn/m²)	Ascalc. (cm²/m)	S Cálculo (cm)	Asmín (cm²/m)	S máximo (cm)	$\phi$ barra (mm)	S utilizado (cm)	Nº de barras
1º lance	0,06	12,60	17857	0,02	434783	5,45	9	0,61	18	8	9	14

Armadura de DRT			
Asec	>=	0,2 Asp	1,09
	>=	0,9 cm²/m	0,90
	>=	0,5 Asmin	0,46
		S máx	33



**Anexo XIII**  
**(pode ser visto nas pranchas)**

