

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL**

**“ANÁLISE ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE -  
ESTUDO DE CASO”**

**MARCO ANTÔNIO PINHEIRO**

**SÃO CARLOS  
2008**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL**

**“ANÁLISE ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE -  
ESTUDO DE CASO”**

**Marco Antônio Pinheiro**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

**Área de Concentração:**  
Sistemas Construtivos de Edificações

**Orientador:**  
Prof. Dr. Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho

**São Carlos**

**2008**

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da  
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

P654ae

Pinheiro, Marco Antônio.

Análise estrutural de edificações de pequeno porte -  
estudo de caso / Marco Antônio Pinheiro. -- São Carlos :  
UFSCar, 2008.

147 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São  
Carlos, 2008.

1. Concreto armado. 2. Concreto armado - estruturas. 3.  
Edificações de pequeno porte. I. Título.

CDD: 690 (20<sup>a</sup>)



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil

**Programa de Pós-Graduação em Construção Civil**

Via Washington Luís, Km 235 - CEP: 13.565-905 - São Carlos/SP/Brasil

Fone(16) 3351-8262- Ramal: 232 - Fax (16) 3351-8259

Site: [www.ppgciv.ufscar.br](http://www.ppgciv.ufscar.br)

Email: [ppgciv@power.ufscar.br](mailto:ppgciv@power.ufscar.br)

**"ANÁLISE ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE – ESTUDO DE CASO"**

**MARCO ANTÔNIO PINHEIRO**

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 28 de agosto de 2008

Banca Examinadora constituída pelos membros:

---

**Prof. Dr. Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho**  
Departamento de Engenharia Civil/PPGCIV/UFSCar  
Orientador

---

**Prof. Dr. Sydney Furlan Junior**  
Departamento de Engenharia Civil/PPGCIV/UFSCar  
Examinador Interno

---

**Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro**  
Departamento de Estruturas da EESC – USP.  
Examinador Externo

*Dedico este trabalho à minha amada família.*

## ***Agradecimentos***

*Ao professor Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho,  
pelos ensinamentos, compreensão, atenção e amizade*

*Aos professores,  
Libânio Miranda Pinheiro e Sydney Furlan Junior,  
membros da banca examinadora,  
pelas valiosas correções e sugestões prestadas*

*Aos amigos e colegas de profissão,  
Eng. Ulisses Tavares Canini, Eng. Mário Alberto Ferriane  
e Arq. João Paulo Pinheiro (meu irmão),  
que muito me ajudaram para que eu me sinta  
orgulhoso e feliz em ser Engenheiro*

*A minha maravilhosa família  
e acima de tudo a Deus.*

## RESUMO

As vigas, pilares e lajes são elementos estruturais básicos que conformam a superestrutura da grande maioria das edificações, entre elas, as de pequeno porte, que constituem aproximadamente 90% delas. Existe uma lacuna nas publicações técnicas que abordam a estrutura destas edificações com exemplos numéricos, análise dos resultados, comentários e recomendações gerais. As estruturas se diferenciam em função da sua complexidade. A modelagem e análise de uma estrutura, buscando seu comportamento mais próximo possível do real, mesmo para estruturas mais simples, são geralmente complexas e difíceis. Com a constante evolução dos sistemas computacionais, a cada dia consegue-se uma aproximação maior do comportamento real das estruturas. Para uma mesma estrutura pode-se ter vários modelos estruturais, que resultam em diferentes consumos de materiais. Neste trabalho aborda-se o cálculo da superestrutura de um sobrado residencial, usualmente compostas por lajes pré-fabricadas e vigas e pilares de seção retangulares. Apresentam-se estes elementos estruturais através de uma introdução teórica geral, indicando as principais prescrições da NBR 6118:2003 e NBR 14859-1 (laje pré-fabricada - requisitos - parte 1: lajes unidirecionais) e as principais recomendações da Prática recomendada Ibracon para estruturas de pequeno porte. Através de exemplos numéricos, com variações da forma da superestrutura em função dos tipos de alvenarias adotadas, calculam-se os elementos utilizando-se um sistema computacional de cálculo estrutural, levando-se em consideração o cálculo por pórtico tridimensional e analogia de grelhas. São apresentados aspectos importantes do ponto de vista estrutural, analisados e comparados resultados, e apresentados comentários e recomendações gerais.

*Palavras-chave: concreto armado, superestrutura, edificações de pequeno porte, sobrado residencial..*

## ABSTRACT

The beams, pillars and slabs, are basic structural elements which compose the superstructure of the vast majority of buildings, including those of small size, which account for approximately 90% of them. There is a lacuna in the technical publications that address the structure of these buildings with numerical examples, analysis of the results, comments and general recommendations. The structures are differentiated according to their complexity. The modeling and analysis of a structure seeking their behavior closest to the real, even for simple structures are often complex and difficult. By the constant evolution of computer programs, each day it is getting a greater approximation of the real behavior of the structures. For the same structure it can be taken several structural models, resulting in different consumption of materials. This paper deals with the calculation of the superstructure of a two-story house usually composed by prefabricated slabs, rectangular beams and rectangular pillars which are presented through a general theoretical introduction with the main prescriptions of NBR 6118: 2003 and NBR 14859-1 (prefabricated slab – requirements – Part 1: unidirectional slabs) and the main recommendations of the Recommended Practice Ibracon for structures of small size. Through numerical examples with variations in the shape of the superstructure on the basis of two types of masonry adopted, these elements are calculated using the software for structural calculation, taking into account the calculation by tridimensional portico and grillage analogy. Important aspects of the structural point of view are presented. The results were analysed and compared also general comments and recommendation are presented.

*Key words: reinforced concrete, superstructure, buildings of small size, two-story house.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Considerações para determinação do vão efetivo utilizado para vigas e lajes.....	24
Figura 2.2 – Aproximação em apoios extremos.....	30
Figura 2.3 – Distância $l_0$ e $l_e$ .....	36
Figura 2.4 – Classificação quanto às solicitações iniciais.....	37
Figura 3.1 – Planta baixa do pavimento térreo.....	43
Figura 3.2 – Planta baixa do pavimento superior.....	43
Figura 3.3 – Corte esquemático da arquitetura e estrutura.....	44
Figura 3.4 – Detalhe da elevação do embasamento.....	54
Figura 3.5 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A1.....	57
Figura 3.6 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A1.....	57
Figura 3.7 – Fôrma do pavimento fundação do exemplo A1.....	58
Figura 3.8 – Legenda de vigas e pilares representados nas fôrmas de todos os exemplos.....	58
Figura 3.9 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A1.....	60
Figura 3.10 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A2.....	70
Figura 3.11 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A2.....	70
Figura 3.12 – Fôrma do pavimento fundação do exemplo A2.....	71
Figura 3.13 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A2.....	72
Figura 3.14 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A3.....	80
Figura 3.15 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A3.....	80
Figura 3.16 – Fôrma do pavimento fundação do exemplo A3.....	81
Figura 3.17 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A3.....	82
Figura 3.18 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A4.....	89
Figura 3.19 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A4.....	89
Figura 3.20 – Fôrma do pavimento fundação do exemplo A4.....	90
Figura 3.21 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A4.....	91
Figura 3.22 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A5.....	98
Figura 3.23 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A5.....	98
Figura 3.24 – Fôrma do pavimento fundação do exemplo A5.....	99
Figura 3.25 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A5.....	100
Figura 3.26 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A6.....	108
Figura 3.27 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A6.....	108

Figura 3.28 – Fôrma do pavimento fundação do exemplo A6.....	109
Figura 3.29 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A6.....	110
Figura 4.1 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A1, mostrando as paredes sobre as lajes L201 e L202 , que variam a carga para cada exemplo.....	123
Figura 4.2 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A1, mostrando a posição das caixas d'água nas lajes L303 e L307.....	123
Figura A1 - Vigotas treliçadas do pavimento laje piso do exemplo A1.....	144
Figura A2 - Armação das vigotas treliçadas do pavimento laje piso do exemplo A1.....	144
Figura A3 - Detalhe de armação da viga V206 do pavimento laje piso do exemplo A1.....	146
Figura A4 - Detalhe de armação do pilar P1 do exemplo A1.....	146

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Propriedades do concreto em função da classe de resistência.....	16
Tabela 2.2 – Classes de agressividade ambiental em função das condições de exposição.....	18
Tabela 2.3 – Correspondência entre classes de agressividade e qualidade do concreto.....	18
Tabela 2.4 – Correspondência entre o cobrimento nominal e a classe de agressividade.....	18
Tabela 2.5 – Coeficientes de Ponderação da Segurança.....	19
Tabela 2.6 – Limites para deslocamento.....	20
Tabela 2.7 – Altura total da laje em função da altura do elemento de enchimento.....	25
Tabela 2.8 – Dimensões padronizadas dos elementos de enchimento.....	26
Tabela 2.9 – Capa mínima resistente para as alturas totais padronizadas.....	26
Tabela 2.10 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	28
Tabela 2.11 – Valores de $\rho_{sw,min}$ (%)......	33
Tabela 2.12 – Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ .....	35
Tabela 2.13 – Relação entre o índice de esbeltez e os processos de dimensionamento indicados pela NBR 6118:2003.....	39
Tabela 3.1 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas por $m^2$ atuantes nas lajes tipo piso.....	49
Tabela 3.2 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas por $m^2$ atuantes nas lajes tipo forro.....	49
Tabela 3.3 – Planilha eletrônica utilizada para calcular as cargas das lajes nas vigas paralelas às nervuras por processo racional.....	50
Tabela 3.4 – Planilha eletrônica “universal”, utilizada para composição das cargas de todas as paredes consideradas nos exemplos.....	51
Tabela 3.5 – Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes para todos os exemplos.....	52
Tabela 3.6 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas da escada nas vigas V202, V204 e V104 (viga baldrame).....	53
Tabela 3.7 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas decorrentes do embasamento nas vigas baldrame.....	54
Tabela 3.8 – Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A1.....	56

Tabela 3.9 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes externas do exemplo A1, com 23 cm de espessura acabada.....	59
Tabela 3.10 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas do exemplo A1, com 18 cm de espessura acabada.....	60
Tabela 3.11 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A1.....	62
Tabela 3.12 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A1.....	63
Tabela 3.13 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A1.....	65
Tabela 3.14 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A1.....	66
Tabela 3.15 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A1.....	68
Tabela 3.16 – Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A2.....	69
Tabela 3.17 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes externas do exemplo A2, com 18 cm de espessura acabada.....	72
Tabela 3.18 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas do exemplo A2, com 15,5 cm de espessura acabada.....	73
Tabela 3.19 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A2.....	74
Tabela 3.20 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A2.....	75
Tabela 3.21 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A2.....	76
Tabela 3.22 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A2.....	76
Tabela 3.23 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A2.....	78
Tabela 3.24 – Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A3.....	79
Tabela 3.25 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes externas do exemplo A3, com 25 cm de espessura acabada.....	82
Tabela 3.26 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas do exemplo A3, com 16 cm de espessura acabada.....	83
Tabela 3.27 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A3.....	84
Tabela 3.28 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A3.....	84
Tabela 3.29 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A3.....	86
Tabela 3.30 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A3.....	86
Tabela 3.31 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A3.....	87
Tabela 3.32 – Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A4.....	88

Tabela 3.33 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas e externas do exemplo A4, com 18 cm de espessura acabada.....	91
Tabela 3.34 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A4.....	92
Tabela 3.35 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A4.....	93
Tabela 3.36 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A4.....	94
Tabela 3.37 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A4.....	95
Tabela 3.38 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A4.....	96
Tabela 3.39 - Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A5.....	97
Tabela 3.40 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas e externas do exemplo A5, com 15,5 cm de espessura acabada.....	100
Tabela 3.41 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A5.....	101
Tabela 3.42 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A5.....	102
Tabela 3.43 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A5.....	103
Tabela 3.44 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A5.....	104
Tabela 3.45 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A5.....	106
Tabela 3.46 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A5 com alteração do $\ell_e$ .....	106
Tabela 3.47 – Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A6.....	107
Tabela 3.48 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas e externas do exemplo A6, com 16 cm de espessura acabada.....	110
Tabela 3.49 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A6.....	111
Tabela 3.50 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A6.....	112
Tabela 3.51 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A6.....	113
Tabela 3.52 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A6.....	114
Tabela 3.53 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A6.....	116
Tabela 3.54 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A6 com alteração do $\ell_e$ .....	116
Tabela 4.1 – Comparativo de consumos nas lajes do pavimento laje piso.....	121
Tabela 4.2 – Comparativo de consumos nas lajes do pavimento laje forro.....	121
Tabela 4.3 – Comparativo de consumos e custos totais nas lajes para cada exemplo.....	122
Tabela 4.4 – Comparativo de consumos nas vigas do pavimento laje piso.....	124
Tabela 4.5 – Comparativo de consumos nas vigas do pavimento laje forro.....	125
Tabela 4.6 – Comparativo de consumos e custos totais nas vigas dos exemplos.....	126

Tabela 4.7 – Comparativo de consumos totais e custos dos pilares dos exemplos.....	127
Tabela 4.8 – Comparativo das cargas nos elementos da fundação e carga total dos exemplos.....	128
Tabela 4.9 – Comparativo de consumos e custos totais dos exemplos.....	129
Tabela 5.1 - Critérios adotados para a composição das paredes dos exemplos analisados e pesos absolutos e relativos das paredes.....	131
Tabela 5.2 – Peso específico dos materiais de construção (Parte da tabela 1 da NBR 6120:1980).....	132
Tabela 5.3 - Tabela 13.1 de “Prática recomendada Ibracon para estruturas de edifícios de pequeno porte”, valores de $\ell/d$ máximos para dispensa de verificação de flechas.....	136
Tabela A1 - Tabela de especificações das treliças Gerdau em aço CA-60.....	145
Tabela A2 - Tabela de aço, com área em função do número de barras.....	145
Tabela A3 - Sistema de unidades.....	147

## LISTA DE FOTOS

Foto 3.1 – Bloco cerâmico 14x19x29 cm.....	45
Foto 3.2 – Bloco cerâmico 11,5x14x24 cm.....	45
Foto 3.3 – Tijolo maciço 5x10x19 cm.....	46
Foto 3.4 – Bloco cerâmico adotado para as paredes do exemplo A1.....	59
Foto 3.5 – Bloco cerâmico adotado para as paredes do exemplo A2.....	71
Foto 3.6 – Tijolo maciço adotado para as paredes do exemplo A3.....	81
Foto 3.7 – Bloco cerâmico adotado para as paredes do exemplo A4.....	90
Foto 3.8 – Bloco cerâmico adotado para as paredes do exemplo A5.....	99
Foto 3.9 – Tijolo maciço adotado para as paredes do exemplo A6.....	109

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CD	Carga linearmente distribuída da parede sobre a laje
CDC	Código de Defesa do Consumidor
E	Elemento de enchimento
IBRACON	Instituto Brasileiro do Concreto
LN	Linha neutra
LT	Lajes treliçadas
NL	Nervuras principais longitudinais de lajes nervuradas pré-fabricadas
NT	Nervuras transversais perpendiculares às nervuras principais
VT	Vigotas treliçadas

# LISTA DE SÍMBOLOS

$a_{tot, \infty}$	flecha total (flecha imediata + flecha diferida)
$a_{tot, \infty, adm}$	flecha total limite admissível
$b_w$	largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção
$d_{m\acute{a}x}$	diâmetro máximo do agregado
$\epsilon_{cs, \infty}$	deformação específica de retração do concreto
$f_{cd}$	resistência de cálculo do concreto à compressão
$f_{ctk}$	resistência de característica do concreto à tração
$f_{ck}$	resistência característica do concreto à compressão
$f_d$	resistência de cálculo do material
$f_k$	resistência característica do material
$f_{k, inf}$	resistência característica inferior
$f_{k, sup}$	resistência característica superior
$f_m$	resistência média
$f_{yd}$	resistência de cálculo do aço à tração
$f_{yk}$	resistência característica do aço à tração
$g$	carga permanente
$h$	altura total da laje, altura da seção transversal do pilar
$h_e$	altura do elemento de enchimento
$h_{est}$	altura estimada
$h_v$	altura da vigota
$i$	raio de giração, intoreixo de vigotas pré-fabricadas
$\ell$	vão do elemento estrutural (tabela 13.2, NBR 6118:2003 - limites para deslocamentos)
$\ell_0$	distância entre faces internas de dois apoios consecutivos
$\ell_{0, x}$	vão livre entre faces internas dos apoios (no menor vão - direção paralela às nervuras)
$\ell_e$	comprimento equivalente do pilar (item 15.6 da NBR 6118:2003)
$\ell_{ef}$	vão efetivo da viga (item 14.6.2.4 da NBR 6118:2003)
$\ell_x$	vão efetivo, adotado entre eixos dos apoios (no menor vão - direção paralela às nervuras)
$q$	carga acidental
$s$	espaçamento dos estribos
$s_{t, m\acute{a}x}$	espaçamento transversal máximo entre ramos sucessivos de armadura constituída por estribos

A	área da seção transversal cheia
$A_c$	área da seção transversal de concreto
Aço	quantidade de aço
$A_{\text{ço}_{\text{tot}}}$	quantidade de aço total
$A_s$ ,	área da seção de armadura longitudinal de tração
$A_s$	área da seção da armadura longitudinal de compressão
$A_s$ , apoio	área da seção de armadura longitudinal de tração no apoio (armadura negativa)
$A_s$ , Adicional	área adicional da seção de armadura longitudinal de tração na nervura
$A_s$ , nec	área da seção de armadura longitudinal de tração necessária
$A_s$ , min	área da seção de armadura longitudinal de tração mínima
$A_s$ , tot	$A_s$ , Treliça + $A_s$ , Adicional
$A_s$ , Treliça	área da seção de armadura longitudinal de tração da treliça
$A_s$ , vão	área da seção de armadura longitudinal de tração no vão (armadura positiva)
$A_{sw}$	área da seção transversal dos estribos de força cortante
Concreto	quantidade de concreto
$\text{Concreto}_{\text{tot}}$	quantidade de concreto total
$E_{cs}$	módulo de deformação longitudinal secante
$F_d$	valor de cálculo da ação
$F_K$	valor característico da ação
I	momento de inércia da seção transversal
Lance	lance considerado do pilar, com maiores solicitações
M	momento fletor
$M_{dx}$	momento fletor de cálculo na direção x
$M_{dy}$	momento fletor de cálculo na direção y
$M_{\text{máx}}$ , apoio	momento fletor máximo no apoio (momento negativo)
$M_{\text{máx}}$ , nervura	momento fletor máximo na nervura mais solicitada
$M_{\text{máx}}$ , vão	momento fletor máximo no vão (momento positivo)
N	força normal
$N_d$	força normal solicitante de cálculo
Seção	dimensões da seção
Taxa	taxa de armadura (Aço/Concreto)
$\text{Taxa}_m$	taxa de armadura média (Aço/Concreto)
Tramo	tramo considerado da viga, de maiores esforços
V	força cortante
$V_c$	parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça
$V_{Rd1}$	força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante
$V_{Rd2}$	força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto
$V_{Rd3}$	força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
$V_{Sd}$	força cortante solicitante de cálculo
$V_{sw}$	parcela de força cortante resistida pela armadura transversal

$\gamma_c$	coeficiente de ponderação da resistência do concreto
$\gamma_f$	coeficiente de ponderação das ações (coeficiente de ponderação da segurança)
$\gamma_s$	coeficiente de ponderação da resistência do aço
$\gamma_m$	coeficiente de ponderação da resistência do material (coeficiente de ponderação da segurança)
$\gamma_n$	coeficiente majorador de esforços solicitantes finais de cálculo de pilares
$\lambda$	índice de esbeltez dos pilares
$\lambda$ (maior)	maior índice de esbeltez do pilar
$\lambda_1$	valor limite para índice de esbeltez (contempla excentricidade acidental do pilar)
$\rho$	taxa geométrica da armadura longitudinal
$\rho_m$	taxa geométrica média da armadura longitudinal
$\rho_{\min}$	taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares ( $A_{s,\min}/A_c$ )
$\rho_{sw,\min}$	taxa geométrica mínima da armadura transversal
$\varphi_\infty$	coeficiente de fluência
$\omega_{\min}$	taxa mecânica mínima de armadura longitudinal de flexão para vigas
$\Delta c$	tolerância de execução considerada para cobrimento mínimo
$\phi$	diâmetro da barra da armadura

# SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES.....	1
1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	3
1.3 OBJETIVOS.....	5
1.4 METODOLOGIA DA PESQUISA.....	6
1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	7
<b>CAPÍTULO 2 - ASPECTOS GERAIS DA SUPERESTRUTURA</b> .....	8
2.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES.....	8
2.2 ANÁLISE ESTRUTURAL.....	8
2.3 MODELOS ESTRUTURAIS.....	9
2.3.1 MODELOS APROXIMADOS.....	9
2.3.2 MODELO DAS VIGAS E PILARES POR PÓRTICO “H”.....	10
2.3.3 MODELO DAS GRELHAS DE VIGAS.....	10
2.3.4 MODELO DAS GRELHAS DE VIGAS E LAJES.....	11
2.3.5 MODELO DO PÓRTICO PLANO.....	11
2.3.6 MODELO DO PÓRTICO TRIDIMENSIONAL.....	12
2.4 ESTADOS LIMITES.....	13
2.4.1 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	13
2.4.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	13
2.5 RIGIDEZ.....	14
2.6 AÇÕES.....	14
2.7 PRESCRIÇÕES GERAIS.....	15
2.7.1 CONCRETO.....	16
2.7.2 AÇO.....	17
2.7.3 VIDA ÚTIL E DURABILIDADE.....	17
2.7.4 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DA SEGURANÇA.....	19
2.7.5 DESLOCAMENTOS LIMITES (FLECHAS).....	20
2.8 ELEMENTOS DA SUPERESTRUTURA.....	20
2.8.1 LAJES NERVURADAS COM VIGOTAS PRÉ-FABRICADAS.....	20

2.8.2 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS.....	23
2.8.3 VIGAS RETANGULARES.....	28
2.8.4 PILARES RETANGULARES.....	33
<b>CAPÍTULO 3 – EXEMPLO.....</b>	<b>41</b>
3.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES.....	41
3.2 PROJETO ARQUITETÔNICO.....	42
3.3 ESPECIFICAÇÕES DAS ALVENARIAS.....	44
3.4 DEFINIÇÕES PRELIMINARES DAS FÔRMAS.....	46
3.5 CARGAS ATUANTES CONSIDERADAS.....	48
3.5.1 CARGAS NAS LAJES PISO E FORRO.....	48
3.5.2 CARGAS DAS PAREDES.....	50
3.5.3 CARGAS DA ESCADA NAS VIGAS DE APOIO.....	53
3.5.4 CARGAS NAS VIGAS BALDRAME.....	53
3.6 EXEMPLO A1.....	56
3.6.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A1.....	61
3.6.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A1.....	64
3.6.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A1.....	67
3.7 EXEMPLO A2.....	69
3.7.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A2.....	73
3.7.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A2.....	75
3.7.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A2.....	77
3.8 EXEMPLO A3.....	79
3.8.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A3.....	83
3.8.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A3.....	85
3.8.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A3.....	87
3.9 EXEMPLO A4.....	88
3.9.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A4.....	92
3.9.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A4.....	93
3.9.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A4.....	96
3.10 EXEMPLO A5.....	97
3.10.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A5.....	101
3.10.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A5.....	102
3.10.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A5.....	105

3.11 EXEMPLO A6.....	107
3.11.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A6.....	111
3.11.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A6.....	112
3.11.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A6.....	115
3.12 FUNDAÇÃO.....	117
<b>CAPÍTULO 4 - ANÁLISE DOS RESULTADOS DO EXEMPLOS.....</b>	<b>119</b>
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	119
4.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS LAJES.....	120
4.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS VIGAS.....	124
4.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS PILARES.....	126
4.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS CARGAS NA FUNDAÇÃO.....	127
4.6 COMPARATIVOS DE CONSUMOS TOTAIS E CUSTOS.....	128
<b>CAPÍTULO 5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....</b>	<b>130</b>
5.1 SOBRE AS CARGAS ATUANTES.....	130
5.2 SOBRE AS LAJES.....	132
5.3 SOBRE AS VIGAS.....	135
5.4 SOBRE OS PILARES.....	137
5.5 CONCLUSÕES.....	138
<b>FONTES BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>141</b>
<b>ANEXO.....</b>	<b>144</b>

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

O uso do concreto armado como material de construção, mais precisamente como material destinado à execução de elementos estruturais, tornou-se conhecido e difundido a partir do início do século passado (XX), sendo, portanto, um material de uso recente, se comparado com o aço (século XVIII) e a madeira (período neolítico). As estruturas são a parte da construção que resiste às diversas ações e garantem o equilíbrio das edificações. Elementos estruturais são peças que compõem uma estrutura, geralmente com uma ou duas dimensões preponderantes sobre as demais (vigas, lajes, pilares etc.). O modo como são arrançados pode ser chamado de sistema estrutural (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007).

As normas visam padronizar a confecção de projetos, a execução e o controle das obras, garantindo a segurança adequada e a qualidade do produto final. A Associação Brasileira de Normas Técnicas regulamenta os procedimentos a serem empregados por meio de normas específicas.

As vigas, os pilares e as lajes são elementos estruturais básicos que conformam a superestrutura da grande maioria das edificações, entre elas as de pequeno porte, que constituem aproximadamente 90% delas.

As estruturas se diferenciam em função da sua complexidade. Estruturas mais arrojadas possuem um grau de dificuldade, para interpretação de seu comportamento estrutural, que necessitam um conjunto amplo de métodos de cálculo e normas para sua análise. Por outro lado, estruturas mais simples, com um grau de complexidade menor, possuem uma facilidade bem maior para interpretação de seu funcionamento.

Como exemplo de edificações com estruturas geralmente mais simples, têm-se as residências assobradadas e as edificações até quatro pavimentos, que são edificações consideradas de pequeno porte.

A interpretação e análise do comportamento real de uma estrutura são geralmente complexas e difíceis. Para montagem de modelos físicos e matemáticos na análise de estruturas de concreto armado, utilizam-se recursos em função da complexidade da estrutura.

Para se projetar uma estrutura composta de lajes, vigas e pilares é necessário definir inicialmente o tipo de pavimento que será empregado.

Para as edificações de pequeno porte utilizam-se amplamente as lajes pré-fabricadas treliçadas. A NBR 14859-1 (laje pré-fabricada - requisitos - parte 1: lajes unidirecionais) fixa os requisitos para o recebimento e utilização de componentes de lajes pré-fabricadas (vigotas, elementos de enchimento e demais complementos adicionados na obra) a serem empregados na execução de estruturas laminares nervuradas unidirecionais, para qualquer tipo de edificação, de acordo com as NBR 6118:2003 e NBR 9062:2001 (projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado) e normas complementares.

Um método utilizado para análise dos esforços nas lajes dos pavimentos é a discretização em grelhas equivalentes, que consiste em desmembrar a estrutura em elementos cujos comportamentos sejam de estudo mais fácil (barras). Essa técnica possibilita que se consiga, de maneira mais simples, analisar uma estrutura com resultados satisfatórios, onde as vigas podem fazer parte da malha da grelha com adoção de barras diferenciadas em relação às da laje, alterando-se a rigidez da barra.

A partir dos esforços nas lajes e vigas, pode-se analisar os pilares como pórtico tridimensional, recebendo os esforços das vigas, onde avalia-se os esforços verticais e horizontais.

As normas técnicas, principalmente as destinadas ao cálculo e dimensionamento de estruturas, estão se tornando a cada dia mais complexas. Isto se dá devido à crescente evolução dos sistemas computacionais, capazes de efetuar cálculos extremamente complexos em poucos minutos, aliadas também aos projetos arquitetônicos cada vez mais arrojados.

Daí, a necessidade de se classificar as estruturas de acordo com sua *complexidade*.

O IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto), através do comitê técnico CT-301, elaborou material técnico intitulado “Prática recomendada para estruturas de edifícios de nível 1 – Estruturas de pequeno porte”, com o objetivo de fornecer subsídios para o projeto de edifícios de pequeno porte e apresentar uma classificação de acordo com sua complexidade, de modo a excluir os pormenores da NBR 6118:2003, de maneira satisfatória.

Estas recomendações aplicam-se exclusivamente às estruturas de edifícios habitacionais (edificações em geral). Cabe lembrar que a NBR 6118:2003 não menciona esta classificação das estruturas, porém em inúmeras considerações de cálculo fica subentendida uma distinção entre as estruturas.

As estruturas consideradas de nível 1 são estruturas muito simples, até 4 pavimentos, regulares, sem protensão, submetidas a sobrecargas nunca superiores a  $3 \text{ kN/m}^2$ , com altura

de pilares até 4 m e vãos não excedendo 6 m. Consideram-se vãos máximos de lajes até 4 m (menor vão) ou 2 m para balanços (os valores aqui estabelecidos devem ser considerados com tolerância de aproximadamente 10%). Não devem existir empuxos não equilibrados de terra em faces opostas da estrutura. A consideração do efeito do vento poderá ser omitida. Para que isto seja possível é indispensável existência de contraventamentos em duas direções no conjunto estrutural. Estruturas situadas em ambientes quimicamente agressivos não devem ser enquadradas no nível 1.

Nas estruturas consideradas de nível 2, pode existir protensão e é obrigatória a consideração do efeito do vento. A grandeza dos vãos é levada em consideração, para efeito desta recomendação, de forma simplificada, de tal forma que um vão é considerado grande quando a flecha elástica no estágio I, sob carga total, superar  $1/250$  do vão, como condição preliminar, sem considerar o efeito ao longo do tempo e sem considerar a existência de engastamentos favoráveis. São consideradas "Estruturas de Porte Intermediário ou Médio Porte".

As estruturas consideradas de nível 3 não se encaixam em nenhum dos dois níveis anteriormente descritos; a elas não poderá ser aplicada qualquer simplificação e deverá ser aplicada integralmente a norma brasileira NBR 6118:2003.

## **1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA**

Existe uma lacuna nas publicações técnicas que abordam estruturas em concreto armado para edificações de pequeno porte, com exemplos numéricos, análise dos resultados, comentários e recomendações gerais. As edificações de pequeno porte ocupam lugar de destaque, sendo consideradas responsáveis por 90% das edificações (entre pequeno, médio e grande portes).

A Prática recomendada IBRACON para estruturas de pequeno porte apresenta uma série de colaborações e subsídios na rotina do cálculo e dimensionamento deste tipo de estrutura, mas é uma obra praticamente isolada sobre o assunto.

Para uma mesma edificação podem-se ter vários modelos estruturais, que resultam em diferentes consumos de material. Os consumos de aço e concreto em um projeto estrutural servem como uma avaliação da solução estrutural adotada. Praticamente não existem publicações que cite índices e consumos de concreto e aço para estruturas de edificações de pequeno porte. As referências são poucas; cada escritório de cálculo estrutural, de maneira

geral, possui seus próprios índices e consumos referenciais, o que geralmente é ocultado por razões comerciais. Obter um parâmetro ideal e valores de referência para avaliação de consumos de materiais é extremamente complexo, em função da diversidade de parâmetros que influenciam nos resultados. As taxas de armadura são indicativos referenciais de consumo. Na falta de referências, uma alternativa é recorrer a uma comparação com os valores mínimos e máximos prescritos na NBR 6118:2003.

A determinação e quantificação das cargas atuantes na estrutura são extremamente importantes. Quanto mais precisas forem as considerações, mais próximo da situação real será calculada a estrutura, e mais precisos serão os resultados alcançados.

O uso de planilhas eletrônicas para estas quantificações, além de tornar o trabalho mais rápido para as mais diversas variações e situações, condiciona o levantamento e a determinação de valores mais precisos, de maneira mais fácil e com uma grande diversidade de parâmetros. O mesmo levantamento sem o uso de planilhas eletrônicas, de maneira manual e usual, pode tornar-se justificável em situações isoladas e esporádicas, sem grandes diversidades de informações a serem consideradas.

Para consideração de cargas atuantes, a própria NBR 6120:1980 (cargas para o cálculo de estruturas de edificações, item 2.1.3) enfatiza que na “*falta de determinação experimental*” deve ser utilizada a tabela 1 (peso específico dos materiais de construção). Sempre que possível é importante fazer ensaios para se comparar os resultados obtidos com valores normativos, que geralmente são conservadores.

Para edificações de pequeno porte, as lajes nervuradas treliçadas unidirecionais são uma excelente solução, largamente utilizadas há algum tempo. De maneira geral, as lajes são responsáveis pelos maiores consumos de concreto e aço dos elementos usuais da superestrutura (lajes, vigas e pilares). As lajotas cerâmicas, o enchimento mais utilizado para lajes pré-moldadas em edificações de pequeno porte, em função do menor custo, costumam apresentar irregularidades em relação à NBR 14859-1:2002 (laje pré-fabricada - requisitos - parte 1: lajes unidirecionais). Um estudo destas lajes, visando a otimização de consumos de aço e concreto é sempre oportuno.

A adoção das larguras das vigas e pilares em função da largura da alvenaria adotada é prática comum, principalmente em edificações de pequeno porte. Torna-se importante uma avaliação das medidas que viabilizam esta prática.

Os índices de esbeltez ( $\lambda$ ) dos pilares estão diretamente relacionados às seções transversais adotadas e refletem grandes diferenças nos resultados do dimensionamento e conseqüentemente nos consumos dos materiais.

São práticas usuais nos projetos arquitetônicos, adotar-se espessuras acabadas das paredes da ordem de 15 cm, que direcionam adoção de larguras de 12 cm para os pilares e vigas. Avaliar esta situação, demonstrando os altos consumos de materiais, pode justificar uma reavaliação das espessuras adotadas nos projetos arquitetônicos.

Com uma observação crítica e verificações simples é possível identificar pontos críticos em um projeto arquitetônico e propor alguns ajustes a partir de parâmetros alcançados em outros projetos, otimizando-se uma estrutura sem comprometer a concepção principal do projeto arquitetônico.

### **1.3 OBJETIVOS**

O objetivo principal deste trabalho é analisar e comparar os resultados do cálculo dos elementos usuais da superestrutura (lajes pré-fabricadas, vigas e pilares) de um edifício de pequeno porte, através do exemplo de um sobrado residencial, com variações da fôrma da superestrutura em função dos tipos e espessuras das alvenarias adotadas.

A partir dos tipos mais comuns de blocos cerâmicos e tijolos maciços usualmente utilizados em sobrados residenciais, avaliar a influência destes na composição das cargas atuantes das alvenarias e adoção das larguras de pilares e vigas.

Elaborar planilhas eletrônicas para composição das cargas das paredes e comparar os resultados com a NBR 6120:1980 (cargas para o cálculo de estruturas de edificações).

Avaliar o comportamento estrutural das lajes nervuradas pré-moldadas com vigotas treliçadas unidirecionais e elementos de enchimento cerâmicos nos estados limites último e de serviço, levando-se em consideração a variação das cargas das alvenarias.

Analisar a influência nos resultados do cálculo e custos, das dimensões adotadas nas vigas e pilares, em função das alvenarias, variação do pé-direito dos pavimentos e as considerações utilizadas para estimativas iniciais das dimensões destes elementos.

Fazer uma avaliação geral das taxas de armaduras para cada elemento estrutural. Comparar os consumos de concreto e aço com os poucos referenciais existentes. Comparar o custo do aço e do concreto, e consumos de cada elemento estrutural com o custo e consumos da superestrutura (laje, viga e pilar).

Apresentar as considerações finais e conclusões, comentários e recomendações gerais para elaboração de projetos estruturais (superestrutura) de sobrados residenciais.

## **1.4 METODOLOGIA DA PESQUISA**

O trabalho foi desenvolvido com pesquisa bibliográfica, com utilização de livros e normas técnicas, teses, dissertações, artigos, revistas científicas, resoluções de exemplos, elaboração de planilhas, vivência e experiência profissional etc.

São as seguintes as etapas em que o trabalho foi desenvolvido:

### **1.4.1 Pesquisa e revisão bibliográfica**

Por meio de uma ampla pesquisa e revisão bibliográfica, envolvendo normas atuais, livros e artigos técnicos, teses, dissertações, boletins e recomendações técnicas.

### **1.4.2 Elaboração de um projeto arquitetônico e estrutural**

Foi elaborado um projeto arquitetônico de um sobrado residencial e posterior modelagem da estrutura, de modo a envolver todos os elementos estruturais a serem estudados (lajes pré-moldadas, vigas e pilares). A partir do projeto inicial do sobrado, elaboraram-se outros exemplos com variações da forma da superestrutura em função dos tipos de alvenarias adotadas, em função dos blocos cerâmicos e tijolos maciços usualmente utilizados em sobrados residenciais na região de Ribeirão Preto, SP.

### **1.4.3 Revisão de conceitos fundamentais**

Revisão geral dos conceitos teóricos das estruturas e prescrições normativas dos elementos estruturais usuais da superestrutura (lajes, vigas e pilares).

### **1.4.4 Cálculo dos elementos estruturais**

Cálculo e dimensionamento dos elementos estruturais envolvidos no projeto, com o uso de sistema computacional (TQS), comparando-se os resultados dos exemplos.

### **1.4.5 Análise de resultados e conclusões**

A partir dos resultados e conclusões, foram organizadas indicações gerais sobre o projeto desses elementos estruturais.

## 1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No *capítulo 1* apresenta-se uma introdução sobre estruturas, um breve estudo bibliográfico, os objetivos, justificativa e metodologia empregada, bem como a estruturação do trabalho.

No *capítulo 2* apresentam-se os aspectos gerais da superestrutura: análise estrutural, os modelos estruturais que simulam o comportamento da estrutura, uma abordagem sobre os estados limites último e de serviço, conceitos de rigidez e ações na estrutura. Apresentam-se as prescrições gerais da NBR 6118:2003 e demais normas, e recomendações gerais da Prática recomendada Ibracon. Faz-se uma breve abordagem teórica das lajes nervuradas com vigotas treliçadas pré-fabricadas unidirecionais, vigas retangulares e pilares retangulares, e as prescrições normativas destes elementos estruturais.

No *capítulo 3* apresentam-se os exemplos a serem analisados: o projeto arquitetônico do sobrado residencial, a especificação das alvenarias em função dos blocos e tijolos adotados, as formas de cada um dos seis exemplos a serem analisados, as cargas consideradas, as planilhas com os resultados do cálculo de cada exemplo, referente às lajes, vigas, pilares e cargas na fundação.

No *capítulo 4* apresentam-se os resultados dos exemplos analisados através de tabelas, considerações a respeito de índices de consumo de materiais e taxas de armaduras, os valores considerados para o aço e o concreto na composição dos custos, considerações e resultados dos consumos de aço e concreto das lajes pré-moldadas, vigas, pilares e superestrutura, e os valores das cargas nos elementos de fundação para cada exemplo analisado.

No *capítulo 5* apresentam-se as considerações finais sobre as cargas atuantes no sobrado, principalmente referente às alvenarias, sobre as lajes, sobre as vigas e pilares, e conclusões, bem como sugestões para prosseguimento da pesquisa.

## **CAPÍTULO 2**

### **ASPECTOS GERAIS DA SUPERESTRUTURA**

#### **2.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES**

As vigas, os pilares e as lajes, são elementos estruturais básicos que conformam a superestrutura da maioria das edificações, entre elas, as de pequeno porte, que são responsáveis por aproximadamente 90% das edificações.

O concreto é um material de qualidades plásticas bem conhecidas, pois se amolda praticamente a qualquer forma. Suas origens, na sua forma primitiva, remontam ao império egípcio e romano, sendo hoje o segundo material mais consumido pelo homem, superado apenas pela água. Tem boa resistência à compressão, no entanto, sua resistência à tração é extremamente baixa, da ordem de um décimo da sua resistência à compressão, sendo por isso seu ponto fraco. O concreto armado encontra no aço as resistências necessárias para suprir as deficiências do concreto em regiões tracionadas. Neste capítulo procura-se apresentar alguns conceitos importantes para o entendimento do comportamento das estruturas, as principais recomendações normativas sobre as lajes pré-moldadas com nervuras treliçadas unidirecionais, as vigas retangulares e os pilares retangulares, sem a intenção de se aprofundar nas formulações de cálculo destes elementos.

#### **2.2 ANÁLISE ESTRUTURAL**

O dimensionamento de uma estrutura deve garantir que ela suporte, de forma segura, estável e sem deformações excessivas, todas as solicitações a que está submetida durante sua execução e utilização (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007).

De acordo com o item 14.2.1 e 14.2.2 da NBR 6118:2003, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limite últimos e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos em uma parte ou em toda a estrutura. A análise deve ser feita com um modelo realista, que permita representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura e que permita também representar a resposta não linear dos materiais.

Uma análise estrutural bem feita e precisa é fundamental para um projeto seguro e com qualidade. O engenheiro precisa procurar definir o modelo ideal para aquele determinado projeto, buscando a chamada “sensibilidade estrutural”, analisando o comportamento de um edifício da forma mais realista possível (KIMURA, 2007).

A análise estrutural consiste na obtenção e avaliação da resposta da estrutura perante as ações que lhe foram aplicadas. Significa calcular e analisar os deslocamentos e os esforços solicitantes nos elementos estruturais que compõem a estrutura. Os esforços solicitantes devem traduzir a realidade à qual a estrutura estará sujeita.

Com o auxílio de programa de computador faz-se a adoção de um modelo estrutural ou modelo numérico, protótipo que procura simular o edifício real no computador. Quando não existiam computadores ou programas, os cálculos eram efetuados manualmente, adotando-se modelos mais simples, onde utilizavam-se calculadoras manuais e réguas de cálculo.

Conforme prescrições da NBR 6118:2003 – item 14.3, as condições de equilíbrio devem ser necessariamente respeitadas. As equações de equilíbrio podem ser estabelecidas com base na geometria indeformada da estrutura (teoria de primeira ordem), exceto nos casos em que os deslocamentos alterem de maneira significativa os esforços internos (teoria de segunda ordem). A análise de esforços em pilares e outros elementos estruturais predominantemente comprimidos deve também obedecer às recomendações da seção 15 (instabilidade e efeitos de 2ª ordem).

Mesmo quando for admitida análise linear, o cálculo da flecha de elementos lineares deve levar em conta os efeitos da fissuração e da fluência. Deslocamentos e deformações na estrutura devem ser calculados com base em valores médios das propriedades dos materiais.

## **2.3 MODELOS ESTRUTURAIS**

São modelos (protótipos) que procuram simular o comportamento estrutural de um edifício real. Existem inúmeros modelos estruturais que podem ser empregados na análise de edifícios de concreto armado, que variam em função do grau de complexidade adotado (KIMURA, 2007). A seguir, abordam-se alguns destes modelos e um breve relato da evolução e combinação entre eles.

### **2.3.1 MODELOS APROXIMADOS**

Os esforços e flechas na laje são calculados por tabelas, baseadas em métodos aproximados e consagrados, como as tabelas de Marcus, Czerny etc. A cargas na laje são transferidas para as

vigas por área de influência. Os esforços e flechas nas vigas são obtidos por modelo clássico de viga contínua, com apoios simples que simulam os pilares. As reações verticais nos apoios das vigas são transferidas como carga concentrada para os pilares.

Trata-se de um modelo estrutural muito simples, onde não é considerada a interação dos elementos para efeito de cálculo, a estrutura é desmembrada - discretizada - em seus elementos componentes (lajes, vigas e pilares, que são calculados de forma independente). Na realidade um edifício real é monolítico, onde seus elementos estruturais trabalham de forma conjunta. Em função das limitações, utilizam-se para estruturas mais simples, onde são feitas as seguintes simplificações:

- As ligações entre vigas e pilares são consideradas articuladas, não havendo assim, transferência de momentos fletores entre eles (na realidade uma estrutura de concreto armado é monolítica, e os seus elementos trabalham de forma conjunta);
- Este modelo serve para lajes simples, com geometria regular e apoios bem definidos (as cargas das lajes são distribuídas para os apoios por área de influência, formada pelas linhas de plastificação);
- As ações horizontais (vento e empuxo) não são consideradas, somente as cargas verticais.

Este modelo possibilita efetuar os cálculos manualmente sem o uso de programas computacionais específicos.

### **2.3.2 MODELO DAS VIGAS E PILARES POR PÓRTICO “H”**

Neste método há uma evolução em relação ao anterior. Ao invés da consideração de apoio simples, os lances inferiores e superiores dos pilares são analisados juntamente com as vigas, formando-se, assim, um pórtico plano. A mais importante vantagem quanto ao modelo anterior é a consideração da interação de vigas e pilares, havendo, portanto, transferência de momentos fletores entre eles. Esta situação possibilita a consideração de engastamento em todos os apoios da viga, situação mais próxima da real.

### **2.3.3 MODELO DAS GRELHAS DE VIGAS**

Trata-se de um método direcionado para análise estrutural mais refinada das vigas de um pavimento, onde é levada em conta a interação de todas as vigas do pavimento. Com este método,

as ligações entre as vigas passam a transmitir momentos fletores (não são mais tratadas como simples reações de apoio).

O pavimento é composto por elementos lineares (barras) que simulam as vigas, dispostas no plano horizontal da laje e submetidas a cargas perpendiculares (cargas verticais) oriundas das lajes por área de influência. As lajes, neste modelo, geralmente são calculadas por processo aproximado. Os pilares são considerados apoios simples.

Cada barra das vigas tem uma seção (área, inércia, módulo de elasticidade longitudinal e transversal). Em cada intersecção de barras é definido um nó com três graus de liberdade (duas rotações, momento fletor e tissor e uma translação, força cortante), oriundos das ações verticais. A carga nos pilares é considerada por reação de apoio, e os esforços das ações horizontais não são analisados. Este método geralmente necessita do uso de programa computacional.

### **2.3.4 MODELO DAS GRELHAS DE VIGAS E LAJES**

Assim como o anterior, este modelo é direcionado para a análise estrutural de um pavimento. O método também é denominado como análise de pavimentos por “analogia de grelhas”. Neste método, as vigas e as lajes do pavimento são discretizadas em grelhas.

O pavimento é composto por elementos lineares (barras) no plano horizontal, que simulam as vigas e lajes através de uma malha de barras submetidas a cargas verticais. Cada painel de laje é subdividido em diversos alinhamentos de barras, chamados de discretização (cada barra representa um trecho do pavimento). Geralmente considera-se em torno de 50 cm o comprimento de cada barra de laje.

Os pilares são considerados como apoios simples e recebem as cargas por reação de apoio. A interação de todas as lajes e vigas do pavimento é considerada de forma bastante precisa. A distribuição dos esforços nas lajes e vigas é feita automaticamente de acordo com a rigidez de cada barra. O esforço migrará automaticamente para as regiões de maior rigidez.

Os efeitos das ações horizontais não são considerados. Em função da complexidade em resolver a grelha, este método geralmente necessita do uso de programa computacional.

### **2.3.5 MODELO DO PÓRTICO PLANO**

É feita a análise do comportamento global do edifício, e não apenas de um único pavimento. As ações verticais e horizontais (vento) são consideradas, porém a laje não faz parte do modelo.

Uma parte da estrutura é analisada por barras dispostas num mesmo plano vertical, onde representam um conjunto de vigas e pilares presentes num mesmo alinhamento do edifício. Cada nó possui 3 graus de liberdade, sendo duas translações (força cortante e força normal) e uma rotação (momento fletor) em todas as vigas e pilares.

Este método foi muito utilizado na análise dos efeitos do vento, quando não existiam os recursos dos computadores. Foi substituído pelo modelo do pórtico tridimensional, visto a seguir.

### **2.3.6 MODELO DO PÓRTICO TRIDIMENSIONAL**

A avaliação por este método é bastante completa e eficiente, possibilitando um comportamento global da estrutura no que diz respeito aos pilares e vigas.

Trata-se de um modelo tridimensional composto por barras que representam todos os pilares e vigas do edifício.

As lajes usualmente não estão presentes no modelo, sendo tratadas como elementos que possuem elevada rigidez no plano horizontal, capazes de compatibilizar o comportamento em todos os pontos do mesmo pavimento de uma forma equivalente. Esse tratamento é chamado de diafragma rígido e pode ser simulado enrijecendo-se lateralmente as vigas ou por manipulação interna nos cálculos matriciais. Geralmente, quando utiliza-se este modelo, as lajes são calculadas através do modelo de grelhas equivalentes, podendo também ser calculadas por processos aproximados.

As ações verticais e horizontais são consideradas simultaneamente, analisando-se o comportamento do edifício em todas as direções e sentidos. Cada nó possui seis graus de liberdade, sendo três translações e três rotações. Para cada grau de liberdade de um nó, é definida uma equação que descreve o comportamento naquele ponto em questão, gerando um sistema de equações.

Não existe modelo estrutural perfeito. Todos possuem limitações. É necessário conhecer profundamente as aproximações inerentes de cada modelo. Nem sempre o modelo mais sofisticado e abrangente é o mais indicado para ser utilizado em todos os projetos de uma forma geral.

Hoje em dia, as análises estruturais são basicamente feitas com o uso de sistemas computacionais, onde se utiliza o modelo composto por grelhas de vigas e lajes e pórtico tridimensional, métodos onde se consideram os elementos trabalhando de forma conjunta. Para uma análise sem o uso de computadores, ainda é comum utilizar-se métodos aproximados

para as lajes, vigas contínuas e pilares sem interação com vigas (ligações articuladas). Os elementos são calculados de forma totalmente independente.

## **2.4 ESTADOS LIMITES**

Os estados limites são situações em que uma estrutura deixa de atender requisitos necessários para o seu uso de forma plena e adequada (KIMURA, 2007). Os estados limites considerados no cálculo das estruturas de concreto são: estado limite último e estado limite de serviço, conforme descrito nos itens 3.2 e 10.2 da NBR 6118:2003.

### **2.4.1 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO**

Estão relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos utilizados (NBR 6118:2003 – item 10.4).

Corresponde à comprovação de que a estrutura em análise atenderá minimamente às condições de serviço e de durabilidade, mantendo, pelo tempo de vida útil previsto, as condições esperadas de desempenho. Aborda-se as situações de deformabilidade das estruturas e a perda de capacidade desta de neutralizar os agentes agressores que atuam no ambiente que as envolve. Devem ser analisadas de forma mais global do que pontual (GRAZIANO, 2005).

A estrutura deixa de ter seu uso pleno e adequado em função do mau comportamento da estrutura, que não seja a ruína da mesma, propriamente dita (KIMURA, 2007).

### **2.4.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO**

Está relacionado ao colapso (parcial ou total), ou a qualquer forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura (NBR 6118:2003 – item 3.2.1).

Concentra o seu foco sobre as situações normais que podem conduzir as estruturas ao esgotamento de sua capacidade portante (ruína). Devem ser tratados de forma mais rigorosa, pois basta um evento isolado para que todo o sistema venha a colapsar. Interessam valores

mínimos de resistência e máximos das solicitações, para que seja estabelecida uma relação de segurança adequada (GRAZIANO, 2005).

## **2.5 RIGIDEZ**

Em projetos estruturais de edifícios de concreto armado, o termo “rigidez” é utilizado com muita frequência. Um elemento mais rígido tem a propriedade de resistir mais a um determinado esforço sem se deformar, que um elemento menos rígido. Para cada tipo de esforço, pode-se associar um tipo de rigidez:

- Rigidez à flexão - rigidez perante a atuação do momento fletor;
- Rigidez axial - rigidez perante a atuação da força normal;
- Rigidez à torção - rigidez perante a atuação do momento torçor.

Os esforços solicitantes oriundos da aplicação das ações em um edifício tendem a ser distribuídos de acordo com a rigidez entre os elementos que compõem a estrutura. O esforço sempre tenderá a migrar para as regiões que possuem maior rigidez. Os esforços totais são distribuídos ao longo da estrutura, de tal forma que cada elemento seja responsável em absorver uma parcela do esforço total solicitante, mantendo-se a estrutura final em equilíbrio.

## **2.6 AÇÕES**

Esse assunto é abordado pela NBR 8681:2003, ações e segurança nas estruturas, e na NBR 6118:2003, seção 11 (ações). Qualquer influência, ou conjunto de influências capazes de produzir estado de tensão ou de deformação em uma estrutura é chamado de ação (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007).

As ações provocam esforços e deformações nas estruturas, que se denominam solicitações. Estas podem ser geradas a partir de cargas externas aplicadas à estrutura, ao peso próprio da estrutura ou a partir de deformações impostas indiretas (recalques de apoio, retração dos materiais, fluência, variações de temperatura, imperfeições geométricas etc.).

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviços (NBR 6118:2003, item 11.2.1).

Para o caso de construções usuais, as ações podem ser basicamente classificadas em dois principais grupos: ações permanentes e ações variáveis.

As *ações permanentes* são aquelas que acompanham a utilização do edifício desde o início ao fim, ou seja, são aquelas que “entram e ficam para sempre” (KIMURA, 2007). Segundo a NBR 6118:2003, item 11.3.1, são ações que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança. O peso próprio da estrutura, peso dos elementos construtivos (alvenarias, revestimentos etc.) e o empuxo são classificados como ações permanentes diretas. As deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoios, imperfeições geométricas (globais e locais) e protensão são classificadas como ações permanentes indiretas.

As *ações variáveis* são aquelas que atuam somente durante um período da vida do edifício, ou seja, são aquelas que “entram e depois saem” (KIMURA, 2007). Segundo a NBR 8681:2003, item 3.6, são ações que ocorrem com valores que representam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção. Considera-se como ações variáveis as cargas acidentais que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos etc.) (NBR 8681:2003, item 3.6), bem como efeitos, tais como forças de frenagem, de impacto e centrífugas, os efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas (NBR 8681:2003, item 4.2.1.2). As cargas acidentais são classificadas como ações variáveis diretas. A variação de temperatura e ações dinâmicas (choques, vibrações) são classificadas como ações variáveis indiretas.

## **2.7 PRESCRIÇÕES GERAIS**

As prescrições gerais são diretrizes para consideração no projeto de estruturas de concreto armado de maneira ampla para todos os elementos estruturais. Serão abordadas as prescrições da NBR 6118:2003, as recomendações da Prática recomendada Ibracon para estruturas de pequeno porte e demais normas relacionadas.

## 2.7.1 CONCRETO

Com o objetivo de atender às condições de durabilidade, devem-se utilizar concretos com resistência característica à compressão mínima de 20 MPa (C20) conforme NBR 8953:1992 (concreto para fins estruturais – classificação por grupos de resistência).

A NBR 6118:2003, item 12.2, considera que os valores característicos  $f_k$  das resistências são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança.

Usualmente é de interesse a resistência característica inferior  $f_{k,inf}$ , cujo valor é menor que a resistência média  $f_m$ , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior  $f_{k,sup}$ , cujo valor é maior que  $f_m$ . Para efeitos da NBR 6118:2003, a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material.

Segundo considerações da Prática recomendada IBRACON para estruturas de nível 1 (estruturas de pequeno porte), comentada no capítulo 1, dadas às características das Estruturas de Nível 1, admite-se que as classes de resistência estarão compreendidas entre 20 e 30 MPa (C20 a C30). Na NBR 6118:2003, item 8.2, considera-se concreto com resistência até 50 MPa, podendo-se utilizar concreto C15 para as fundações (conforme NBR 8953:1992).

Tabela 2.1 - Propriedades do concreto em função da classe de resistência (extraído da Prática Ibracon)

Classe de resistência	C20	C25	C30
$f_{ck}$ (MPa)	20	25	30
$f_{ctk}$ (MPa)	1,5	1,8	2,0
$E_{cs}$ (GPa)	21	23	25

- Coeficiente de Fluência:  $\Phi_{\infty} = 2,5$  - para concreto armado ao ar livre (prática Ibracon), na NBR 6118:2003 utiliza-se a tabela 8.1 ou o anexo A, em função da umidade ambiental e da espessura fictícia;
- Retração → Deformação Específica de Retração (práticas Ibracon):
- $\epsilon_{cs,\infty} = -0,25 \text{ ‰}$  (ou mm/m) – concreto simples;
- $\epsilon_{cs,\infty} = -0,15 \text{ ‰}$  (ou mm/m) – concreto armado com armadura  $\geq 1\%$ .

Na NBR 6118:2003, para retração, utiliza-se a tabela 8.1 ou o anexo A, em função da umidade ambiental e da espessura fictícia.

## **2.7.2 AÇO**

Pressupõe-se a utilização dos aços admitidos nas Normas Brasileiras (NBR 7480:2007, aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação; NBR 14862:2002, armaduras eletrosoldadas etc.).

Nos projetos de estruturas de concreto armado deve ser utilizado aço com o valor característico da resistência de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60, as barras podem ser lisas (CA-25), entalhadas (CA-60) ou de alta aderência (CA-50). A massa específica para armadura passiva é de  $7850 \text{ kg/m}^3$  (itens 8.3.3, da NBR 6118:2003). O módulo de elasticidade pode ser admitido igual a 210 GPa, na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante (item 8.3.5, NBR 6118:2003).

## **2.7.3 VIDA ÚTIL E DURABILIDADE**

Por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, conforme 7.8 e 25.4, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais. O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo (NBR 6118:2003, item 6.2).

A agressividade do meio está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto. Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade deve ser classificada de acordo com o apresentado na tabela 6.1 e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes (item 6.4 da NBR 6118:2003).

Tabela 2.2 - Classes de agressividade ambiental em função das condições de exposição (tabela 5.1 da Prática Ibracon, extraída da tabela 6.1 da NBR 6118:2003)

Macro clima	Micro clima			
	Interior das edificações		Exterior das edificações	
	Seco, umidade relativa $\leq 65\%$	Úmido ou ciclos de molhagem e secagem	Seco, umidade relativa $\leq 65\%$	Úmido ou ciclos de molhagem e secagem
Rural	I	I	I	II
Urbana	I	II	I	II

Tabela 2.3 - Correspondência entre classes de agressividade e qualidade do concreto (tabela 5.2.1 da Prática Ibracon, extraída da tabela 7.1 da NBR 6118:2003)

	Classe de agressividade I	Classe de agressividade II
Relação a/c em massa	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$
Classe do concreto (NBR 8953)	$\geq C20$	$\geq C25$

A NBR 6118:2003 utiliza a Tabela 7.1, considerando quatro classes de agressividade.

Para atender aos requisitos estabelecidos na NBR 6118:2003, o cobrimento mínimo da armadura é o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado e que se constitui num critério de aceitação (item 7.4.7.1).

Tabela 2.4 - Correspondência entre o cobrimento nominal em cm e a classe de agressividade (tabela 5.2.2 da Prática Ibracon, extraído da tabela 7.2 da NBR 6118:2003)

Tipo de elemento da estrutura	Classe de agressividade I	Classe de agressividade II
Lajes	2,0	2,5
Vigas e Pilares	2,5	3,0

O cobrimento nominal é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução, considerada  $\Delta c = 10$  mm e deverá sempre atender:

- $\geq \phi$  da barra da armadura;
- $1,2 \times \phi_{\text{máx}} (d_{\text{máx}})$  do agregado;
- $\geq 1,5$  cm.

## 2.7.4 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DA SEGURANÇA

Os valores de cálculo  $F_d$  das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-se pelos respectivos coeficientes de ponderação  $\gamma_f$ . As resistências de cálculo  $f_d$  dos materiais são obtidas a partir dos valores representativos, dividindo-se pelos respectivos coeficientes de ponderação.

### Ações (majoração dos esforços)

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k$$

$F_d$  → valor de cálculo da ação;

$\gamma_f$  → coeficiente de ponderação das ações (coeficiente de ponderação da segurança);

$F_k$  → valor característico da ação (com base em uma distribuição normal);

### Resistências dos Materiais (minoração das resistências)

(item 12.3 da NBR 6118:2003)

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

$f_d$  → resistência de cálculo do material;

$f_k$  → resistência característica do material (com base em uma distribuição normal);

$\gamma_m$  → coeficiente de ponderação da resistência do material (coeficiente de ponderação da segurança);

Tabela 2.5 - Coeficientes de Ponderação da Segurança  
(tabela 6.1 da Prática Ibracon)

	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>Ações (<math>\gamma_f</math>)</b>	1,4	1,0
<b>Concreto (<math>\gamma_c</math>)</b>	1,4	1,0
<b>Aço (<math>\gamma_s</math>)</b>	1,15	1,0

A NBR 6118:2003 utiliza as Tabelas 11.1, 11.2 e 12.1.

## 2.7.5 DESLOCAMENTOS LIMITES (FLECHAS)

Deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura (item 13.3 da NBR 6118:2003). Os deslocamentos obtidos devem ser comparados com os valores limites dados na tabela 2.6, a seguir (extraída da tabela 13.2 da NBR 6118:2003).

Para compensar parte das deformações, pode-se especificar contraflechas; estas, contudo, não devem ser superiores a  $\ell/350$  ( $\ell$  é o vão do elemento estrutural, porém a NBR 6118:2003 não especifica se  $\ell$  é vão efetivo ou vão livre entre apoios).

Tabela 2.6 - Limites para deslocamento (Parte da tabela 13.2 da NBR 6118:2003)

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250^{1)}$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350+$ contraflecha <sup>2)</sup>
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	

## 2.8 ELEMENTOS DA SUPERESTRUTURA

Neste item serão apresentados os elementos estruturais básicos que compõem as superestruturas mais comuns das edificações. Para as edificações de pequeno porte residenciais, usualmente utiliza-se: lajes pré-fabricadas, vigas retangulares e pilares retangulares. No presente trabalho não serão tratados os elementos da fundação (blocos, sapatas, vigas baldrame, tubulões curtos, estacas), bem como, as escadas.

### 2.8.1 LAJES NERVURADAS COM VIGOTAS PRÉ-FABRICADAS

Considera-se, sob o ponto de vista estrutural, que o elemento laje é aquele que tem espessura pequena quando comparado às demais (largura e comprimento), e está submetido a

um carregamento perpendicular ao plano que contém sua largura e o seu comprimento.

As lajes geralmente respondem a maior parcela do consumo do concreto dos elementos da superestrutura. As maciças chegam a consumir até dois terços do volume total da estrutura (FRANCA; FUSCO, 2001). Logo, torna-se oportuno uma escolha do tipo de laje a ser utilizada tendo em vista a obtenção de soluções técnicas viáveis ao porte e uso da edificação e economicamente otimizadas. Quando projetadas com elementos moldados no local, podem ser maciças ou nervuradas.

As lajes nervuradas constituíram-se em uma evolução natural da laje maciça, resultante da eliminação de grande parte do concreto localizado abaixo da linha neutra. Foram idealizadas para se ter um alívio do peso próprio da estrutura e um aproveitamento mais eficiente do aço e do concreto (FRANCA; FUSCO, 2001).

As lajes nervuradas pré-fabricadas constituem-se em um avanço tecnológico em relação às lajes nervuradas. “A pré-fabricação é um método industrial de construção em que os elementos fabricados, em grandes séries, por métodos de produção em massa, são montados na obra, mediante equipamentos e dispositivos de elevação” (KONCZ<sup>1</sup>, citado por EL DEBS, 2000).

Pré-moldados são elementos de produção especializada, de uso intensivo na construção civil, disponíveis facilmente no mercado, chegando, em alguns casos, a ser encontrados para pronta entrega. A execução destes elementos é bastante específica, de forma que na maior parte das vezes as empresas se especializam em sua produção (EL DEBS, 2000).

As lajes formadas por nervuras pré-moldadas, também chamadas de vigotas pré-moldadas são constituídas por:

- Elementos lineares pré-moldados, que são as nervuras, dispostas espaçadamente em uma direção;
- Elementos de enchimento, colocados sobre os elementos pré-moldados;
- Concreto moldado no local.

As lajes com vigotas treliças possuem uma grande aplicação em edificações de pequeno porte, são utilizadas para vencerem pequenos e médios vãos e cargas pequenas.

---

<sup>1</sup> KONCZ, T. (1966). *Handbuch der fertigteilbauweise*. 2.ed. Berlim, Bauverlag GmbH. 3v. (*Manual de la construcción prefabricada*. 2. ed. Madrid, Hermann Blume, 1975. 3v.)

Nestas condições, possuem grandes vantagens em relação às maciças, como: custo e facilidade de execução, tornando-as as mais usadas em construções residenciais e comerciais de pequeno e médio porte (casas térreas, sobrados e pequenos edifícios).

Em virtude do seu processo construtivo, as lajes pré-moldadas têm como característica principal a disposição dos elementos estruturais (trilhos ou treliças) segundo uma só direção, geralmente a de menor vão, e simplesmente apoiado nas extremidades. A armadura do elemento “tipo trilho” é composta de barras retas colocadas na parte inferior. A do elemento “tipo treliça”, é uma treliça espacial de aço composta por três banzos paralelos e diagonais de forma sinusoidal, soldadas por processo eletrônico aos banzos (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007).

Em função da disposição das vigotas, as vigas em que esses elementos se apóiam é que recebem a maior parte da carga. Podem assim, ser consideradas lajes armadas em uma direção, o que se configura numa desvantagem, pois além de ter um esforço de flexão maior quando comparadas às placas maciças, concentram quase toda a carga em uma só direção (em que as nervuras se apóiam).

Carvalho e Figueiredo Filho (2007) sugerem para consideração das cargas provenientes das lajes pré-moldadas unidirecionais nas vigas de contorno, *o processo racional*, onde se admite que as ações nas vigas de apoio (contorno) dependam fundamentalmente das dimensões da laje (relação entre o vão maior e o vão menor). Assim, como valores limites (extremos) definidos em função dos resultados encontrados em estudos realizados, quando a relação entre os vãos for um (vão maior dividido pelo vão menor), considera-se 75% da carga da laje nas vigas perpendiculares às nervuras e 25% das carga nas vigas paralelas. Quando a relação entre os vãos for dois (ou maior), os valores serão 92% (para as vigas perpendiculares às nervuras) e 8% (para as vigas paralelas às nervuras). A partir destas considerações elaborou-se planilha eletrônica para utilização na consideração das cargas nas vigas paralelas às vigotas, nos exemplos do capítulo 3.

Um dos métodos de análise dos esforços destas lajes é o modelo de analogia de grelhas, que consiste em substituir a placa (laje) por uma malha de vigas (grelha equivalente).

O modelo matemático para o cálculo da laje é o de um conjunto de vigas paralelas que trabalham praticamente independentes, podendo ser adotada a seção transversal em forma de “T”. Os elementos pré-moldados são os elementos resistentes do sistema, e têm capacidade de suportar, além do seu peso próprio, a ação das lajotas, a do escoramento da capa e de uma pequena carga accidental.

O escoramento necessário para executar uma laje deste tipo não requer um grande número de pontaletes ou escoras. Além disso, para se executar a concretagem da capa não é necessário o uso de fôrmas, como é o caso das lajes maciças de concreto, pois o elemento pré-moldado e a lajota fazem este papel.

## 2.8.2 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

Neste item serão apresentados os principais requisitos da NBR 14859-1:2002 (laje pré-fabricada - requisitos - parte 1: lajes unidirecionais) e demais normas relacionadas:

- NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;
- NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Procedimento;
- NBR 7480:2007 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação;
- NBR 8953:1992 - Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência - Classificação;
- NBR 9062:2006 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado - Procedimento;
- NBR 12655:1996 - Concreto - Preparo, controle e recebimento;
- NBR 14862:2002 - Armaduras treliçadas eletrossoldadas - Requisitos.

As *lajes nervuradas pré-fabricadas unidirecionais* são constituídas por nervuras principais longitudinais (NL) dispostas em uma única direção. Podem ser empregadas algumas nervuras transversais (NT) perpendiculares às nervuras principais.

As *vigotas pré-fabricadas* são constituídas por concreto estrutural, executadas industrialmente fora do local de utilização definitivo da estrutura, ou mesmo em canteiros de obra, sob rigorosas condições de controle de qualidade. Englobam, total ou parcialmente, a armadura inferior de tração, integrando parcialmente a seção de concreto da nervura longitudinal.

As *vigotas treliçadas (VT)* possuem seção de concreto formando uma placa, com armadura treliçada (conforme NBR 14862:2002), parcialmente englobada pelo concreto da vigota; utilizadas para compor as lajes treliçadas (LT).

Os *elementos de enchimento (E)* são componentes pré-fabricados com materiais inertes diversos, sendo maciços ou vazados, intercalados entre as vigotas em geral, com função de reduzir o volume de concreto, o peso próprio da laje e servir como fôrma para o concreto complementar. São desconsiderados como colaboradores nos cálculos de resistência e rigidez da laje.

A *capa (C)* é a placa superior da laje, cuja espessura é medida a partir da face superior do elemento de enchimento, formada por concreto complementar.

O *intereixo (i)* é a distância entre eixos de vigotas pré-fabricadas, entre as quais serão montados os elementos de enchimento (E).

A *altura total da laje (h)* é a distância entre o plano inferior e o plano superior da laje, já com o concreto complementar lançado, adensado e regularizado (nervuras e capa).

A *altura da vigota ( $h_v$ )* é a distância entre o plano inferior e o plano superior da vigota. No caso de vigota treliçada, o topo do banzo superior determina o plano superior.

O *vão teórico* é a distância para efeito de cálculo e dimensionamento da laje, obtida a partir do vão livre ( $\ell_0$  - distância entre faces internas de dois apoios consecutivos), de acordo com o disposto na NBR 6118:2003, no seu item 14.7.2.2, atribui-se *vão efetivo*. E considera, quando os apoios puderem ser considerados, suficientemente rígidos quanto à translação vertical, o vão efetivo de ser calculado pela seguinte expressão:

$$\ell_{ef} = \ell_0 + a_1 + a_2;$$

Onde os valores de  $a_1$  e  $a_2$ , em cada extremidade do vão, podem ser determinados pelos valores apropriados de  $a_i$  na figura 14.5, item 14.6.2.4 da NBR 6118:2003, que determina o vão efetivo de vigas (mesma consideração das lajes), com  $a_1$  igual ao menor valor entre ( $t_1/2$  e  $0,3h$ ) e  $a_2$  igual ao menor valor entre ( $t_2/2$  e  $0,3h$ ).

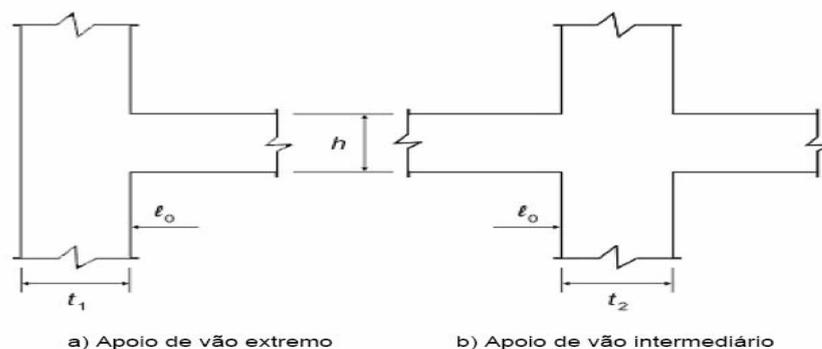


Figura 2.1 – Considerações para determinação do vão efetivo utilizado para vigas e lajes (Figura 14.5 - da NBR 6118:2003)

Em função das alturas padronizadas dos elementos de enchimento, as alturas totais das lajes pré-fabricadas estão prescritas na tabela 1 (NBR 14859-1:2002), onde outras alturas podem ser utilizadas, mediante acordo prévio e expresso entre fornecedor e comprador, desde que atendidas todas as demais disposições desta norma.

Tabela 2.7 - Altura total da laje em função da altura do elemento de enchimento (em centímetros) - (Tabela 1 da NBR 14859-1:2002)

Altura do elemento de enchimento ( $h_e$ )	Altura total da laje (h)
7	10; 11; 12
8	11; 12; 13
10	14; 15
12	16; 17
16	20; 21
20	24; 25
24	29; 30
29	34; 35

Os intereixos (i) mínimos entre as vigotas variam em função do tipo da vigota e das dimensões do elemento de enchimento, sendo que, para vigotas treliçadas (VT) o *intereixo mínimo padronizado é de 42 cm*, podendo ser adotado 40 cm, se  $h \leq 13$  cm.

A resistência característica mínima à compressão aos 28 dias, para o *concreto das vigotas pré-fabricadas e para o concreto complementar é de 20 MPa* (C20 - NBR 8953:1992, concreto para fins estruturais). Mesma prescrição da NBR 6118:2003, item 8.2.1, onde a classe C20 ou superior (até C50) se aplica a concreto com armadura passiva, podendo ser utilizado C15 apenas em fundações e obras provisórias. No caso concomitante do concreto complementar e do concreto da estrutura, prevalece o de classe mais alta especificado no projeto.

O *diâmetro nominais* para as barras (CA 25 e 50) e fios (CA 60) de aço na utilização em lajes pré-fabricadas, seguem as especificações da NBR 7480:2007, aço destinado a armadura para estruturas de concreto armado (tabelas B.1 e B.2) e a NBR 14859-1:2002 (laje pré-fabricada - requisitos - parte 1: lajes unidirecionais), tabela 4.

As armaduras treliçadas eletrossoldadas devem seguir as prescrições da NBR 14862:2002, armaduras treliçadas eletrossoldadas, e terem bitolas mínimas: diagonal



As vigotas devem ter uma largura mínima tal que permita, quando montadas em conjunto com os elementos de enchimento, a execução das nervuras de concreto complementar com *largura mínima equivalente de 4 cm* e atender ao disposto em NBR 6118:2003, que no seu item 13.2.4.2, especifica que a espessura das nervuras *não deve ser inferior a 5 cm* para lajes nervuradas.

De acordo com o item 5.6 da NBR 14859-1:2002, deve haver uma *armadura de distribuição* colocada na capa de concreto complementar, com seção de no mínimo  $0,6 \text{ cm}^2/\text{m}$  para os aços CA 50 e CA 60, contendo pelo menos três barras por metro. Para  $3 \phi 5 \text{ mm}$  (CA 60) encontra-se um  $A_s = 0,6 \text{ cm}^2$  e considerando-se três barras em cada direção com 1 m cada (6 barras de 1m) têm-se  $0,96 \text{ kg/m}^2$  de laje.

Os critérios de projeto dependem do espaçamento entre os eixos das nervuras. Para lajes com espaçamento entre eixos menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje (item 13.2.4.2 da NBR 6118:2003). As lajes maciças ou nervuradas podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão (item 19.4.1 da NBR 6118:2003):

- $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$  ; onde a força cortante solicitante de cálculo (na seção) deve ser menor ou igual a ( $\hat{A}$ ) força cortante resistente de cálculo.

Em caso de necessidade de armadura transversal, ou seja, quando não se verifica a condição estabelecida acima, aplicam-se os critérios estabelecidos nos itens 17.4.2 e 19.4.2 da NBR 6118:2003.

Nervuras com espessura menor que 8 cm não devem conter armadura de compressão.

Para verificação das armaduras mínimas de flexão nas nervuras, a NBR 6118:2003 estabelece os mesmos critérios das vigas e apresenta a tabela 17.3, onde as taxas mínimas de armadura variam em função da forma da seção e do  $f_{ck}$  do concreto (item 17.3.5.1 da NBR 6118:2003 - armadura de tração).

Tabela 2.10 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas  
(Tabela 17.3 da NBR 6118:2003)

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^{1)}$ ( $A_{s,\min}/A_c$ )							
	$\omega_{\min}$ \diagdown $f_{ck}$	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575

<sup>1)</sup> Os valores de  $\rho_{\min}$  estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50,  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $\rho_{\min}$  deve ser recalculado com base no valor de  $\omega_{\min}$  dado.

NOTA Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.

Na verificação da flecha em lajes, segundo a NBR 6118:2003, item 19.3.1, devem ser usados os critérios dados em 17.3.2, considerando a possibilidade de fissuração (estádio II), levando-se em consideração a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo dessa armadura e as deformações diferidas no tempo. O cálculo da flecha é feito utilizando-se processos analíticos estabelecidos pela própria norma, que divide o cálculo em duas parcelas: flecha imediata (item 17.3.2.1.1 da NBR 6118:2003) e flecha diferida (item 17.3.2.1.2 da NBR 6118:2003).

De acordo com o item 11.8.3.1 da NBR 6118:2003, as combinações de serviço classificadas como quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas. A tabela 11.4 da NBR 6118:2003 apresenta as combinações de serviço usuais. Os deslocamentos limites devem obedecer aos limites estabelecidos pela tabela 13.2, do item 13.3 dessa norma.

### 2.8.3 VIGAS RETANGULARES

Vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante (item 14.4.1.1 da NBR 6118:2003). Também estão solicitadas a tensões tangenciais oriundas da ação da força

cortante e geralmente servem de apoio para lajes e paredes, conduzindo suas cargas até os pilares.

Sempre que possível, é conveniente adotar a largura das vigas de modo que elas fiquem embutidas nas paredes. Para simplificar o cimbramento, procura-se padronizar as alturas das vigas, embora alguns autores questionem esta prática. Geralmente procura-se adotar até duas alturas diferentes para o mesmo pavimento. Essa prática poderá gerar a necessidade de armadura dupla.

Além das vigas dos pavimentos, têm-se as vigas baldrame, descarregando-se diretamente nas fundações. Embora estejam em contato direto com o solo, estes não são considerados no cálculo e dimensionamento destas vigas. Calculam-se, considerando-se um posicionamento das estacas, de modo que os esforços nestas vigas originem uma armadura praticamente constante. Tal consideração deve-se ao fato de proporcionar uma facilidade na execução das fôrmas e armação destas vigas. Na maioria das vezes são executadas abrindo-se valas nos terrenos e considerando-se as laterais das valas como fôrma, com lastro de brita ou concreto magro no fundo.

Comumente as cargas atuantes nas vigas são: o peso próprio, as reações de apoio das lajes e as cargas das paredes, podendo-se também receber as cargas de outras vigas. As cargas atuantes geralmente são distribuídas, exceto as concentradas de outras vigas e pilares (caso de vigas de transição).

Um aspecto importante no cálculo das reações das lajes e de outras vigas é a discriminação das cargas permanentes e variáveis, de modo a estabelecer as combinações das ações, verificação dos deslocamentos e fissuração do elemento.

Usualmente para o cálculo das ações das paredes não se descontam vãos pequenos de portas e janelas.

Dependendo do tipo de análise podem ser admitidas como simplesmente apoiadas nos pilares ou outras vigas, mas é comum utilizar-se da discretização de grelhas e engastamentos junto aos apoios em função da rigidez e consideração do comprimento da barra da grelha nestes apoios. Para uso deste processo necessita-se de software de cálculo estrutural ou de análise estrutural.

Quando o plano de carregamento ou de sua resultante é perpendicular à linha neutra, as vigas estão sujeitas à flexão normal, geralmente a situação mais comum.

No item 14.6.7.1 da NBR 6118:2003, as vigas podem ser consideradas como contínuas, utilizando-se o modelo clássico de vigas contínuas, simplesmente apoiadas nos

pilares, para o estudo das cargas verticais, observando-se a necessidade das seguintes correções:

- Não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- Quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerada momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- Quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes relações:

$$M_{\text{vig}} = M_{\text{eng}} \cdot \frac{r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}{r_{\text{vig}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}$$

(extraído do item 14.6.7.1 da NBR 6118:2003)

Onde:  $r = I / \ell$  → rigidez do elemento, avaliada conforme indicado na figura 14.8 da NBR 6118:2003; inf, sup, vig → índices referentes ao pilar inferior, ao pilar superior e às vigas, respectivamente.

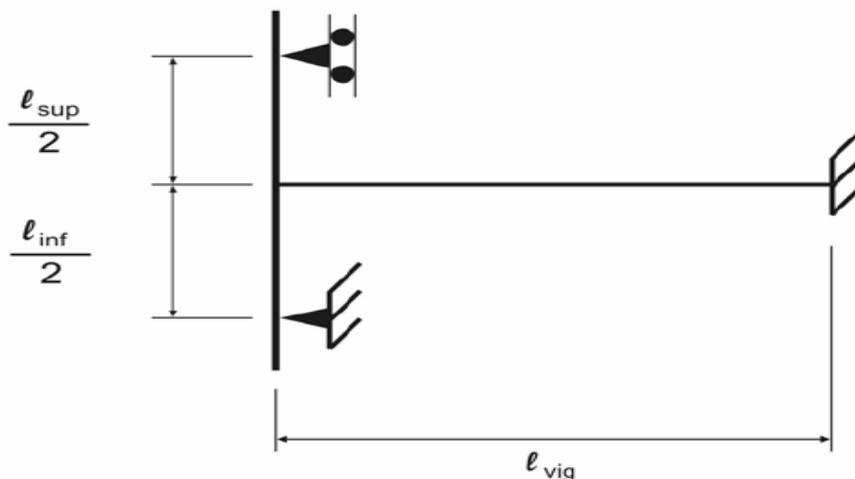


Figura 2.2 – Aproximação em apoios extremos (Figura 14.8 da NBR 6118:2003)

Alternativamente, o modelo de viga contínua pode ser melhorado, considerando-se a solidariedade dos pilares com a viga, mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares

extremos e intermediários. Cuidados devem ser tomados para garantir o equilíbrio de momentos nos nós viga-pilar, especialmente nos modelos mais simples, como o de vigas contínuas (item 14.6.7.1 da NBR 6118:2003).

O item 14.6.7.2 da norma, grelhas e pórticos espaciais, considera que os pavimentos dos edifícios podem ser modelados como grelhas, para estudo das cargas verticais, considerando-se a rigidez à flexão dos pilares de maneira análoga à que foi prescrita para as vigas contínuas. De maneira aproximada, nas grelhas e nos pórticos espaciais, pode-se reduzir a rigidez à torção das vigas por fissuração utilizando-se 15% da rigidez elástica.

O item 14.6.7.3 da norma considera para estruturas de edifícios, em que a carga variável seja no máximo igual a 20% da carga total, a análise estrutural pode ser realizada sem a consideração de alternância de cargas. É prática comum no projeto de edifícios usuais considerar-se todos os tramos totalmente carregados. Esse procedimento, em geral, não compromete a segurança, dada a pequena magnitude das cargas variáveis nesses edifícios em relação à carga total (PINHEIRO, 2003).

O item 14.6.2.4, da norma, especifica o vão efetivo das vigas que devem ser utilizados para o cálculo deste elemento. Este critério, conforme já mencionado, é o mesmo para determinação do vão efetivo das lajes:

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

Onde os valores de  $a_1$  e  $a_2$ , em cada extremidade do vão, podem ser determinados pelos valores apropriados de  $a_i$  na figura 2.1, anteriormente apresentada, com  $a_1$  igual ao menor valor entre  $(t_1/2$  e  $0,3h)$  e  $a_2$  igual ao menor valor entre  $(t_2/2$  e  $0,3h)$ .

A seção transversal das vigas não deve apresentar largura menor que 12 cm (item 13.2.2 da norma). Esse limite pode ser reduzido, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes condições:

- Alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e coberturas estabelecidos na NBR 6118:2003;
- Lançamento e vibração do concreto de acordo com a NBR 14931:2003, execução de estruturas de concreto - procedimento.

As taxas mínimas de armadura de flexão para vigas devem atender o disposto na tabela 17.3 da NBR 6118:2003, conforme tabela 2.10, anteriormente apresentada.

Pode ser dispensado o uso da armadura de pele, em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm. A função da armadura de pele é, principalmente, minimizar os problemas decorrentes da fissuração, retração e variação de temperatura. Serve também para diminuir a abertura de fissuras de flexão na alma das vigas (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007). Para vigas com altura superior a 60 cm deve-se atender ao item 17.3.5.2.3 da norma, respeitando o disposto em 17.3.3.2, sobre controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras.

A soma das armaduras de tração e de compressão ( $A_s + A_s'$ ) não deve ter valor maior que 4%.  $A_c$ , calculada na região fora da zona de emendas.

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

a) na direção horizontal ( $a_h$ ):

- 20 mm;
- Diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

b) na direção vertical ( $a_v$ ):

- 20 mm;
- Diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 0,5 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

Esses valores se aplicam também às regiões de emendas por traspasse das barras e referem-se a vigas isostáticas com relação  $\ell/h \geq 3$  e a vigas contínuas com relação  $\ell/h \geq 2$ , em que  $\ell$  é o comprimento do vão teórico (ou o dobro do comprimento teórico, no caso de balanço) e  $h$  a altura total da viga (item 18.3.1 da NBR 6118:2003). Vigas com relações  $\ell/h$  menores devem ser tratadas como vigas-parede, de acordo com a seção 22 da NBR 6118:2003.

Segundo o item 17.4.2.1 da NBR 6118:2003, a resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal (resistência à força cortante), deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

- $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$
- $V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$

A NBR 6118:2003, item 17.4.1, admite dois modelos de cálculo, que pressupõem analogia com modelo de treliça de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares. O modelo I (item 17.4.2.2 da NBR 6118:2003) com bielas à 45° e o modelo II com bielas entre 30° e 45°.

A armadura transversal mínima deve ser constituída por estribos, com taxa geométrica indicada no item 17.4.1.1.1 da NBR 6118:2003 e variam em função das resistências do concreto e do aço. Os valores de  $\rho_{sw,min}$  são dados na tabela 2.11, a seguir:

Tabela 2.11 – Valores de  $\rho_{sw,min}$  (%) (extraído de PINHEIRO, 2007)

AÇO	CONCRETO						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA-25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA-50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA-60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

A armadura mínima é calculada por:  $a_{sw,min} = A_{sw}/s = \rho_{sw,min} \cdot b_w$

O diâmetro das barras do estribo deve ser maior ou igual a 5 mm, sem exceder 1/10 da largura da alma da viga. O espaçamento mínimo e máximo dos estribos deve atender ao item 18.3.3.2 da NBR 6118:2003.

## 2.8.4 PILARES RETANGULARES

Pilar é um elemento estrutural geralmente vertical (em algumas situações pode ser inclinado) e recebe ações predominantemente de compressão. Pode estar submetido à compressão simples, flexão normal ou flexão oblíqua. São elementos de grande importância estrutural, pois recebem cargas das vigas ou lajes e as conduzem para as fundações.

Junto com as vigas, os pilares formam os pórticos, que na maior parte dos edifícios são os responsáveis por resistirem às ações verticais e horizontais e garantir estabilidade global da

estrutura. As ações verticais são transferidas aos pórticos pelas estruturas dos andares, e as ações horizontais decorrentes do vento são levadas aos pórticos pelas paredes externas (PINHEIRO, 2005).

Os esforços predominantes em pilares são esforços axiais (Força Normal), mas geralmente, também estão sujeitos à flexão. Em vários casos onde ocorrem momentos fletores devidos às excentricidades ou a ligação viga-pilar, surgem situações de Flexão Normal Composta ou Flexão Oblíqua.

Os pilares têm forma prismática ou cilíndrica (usualmente têm seção transversal quadrada, retangular ou circular), com uma das dimensões (comprimento) bem maior que as outras duas, sendo tratados como elementos lineares. Foram os elementos estruturais que mais sofreram alterações no seu dimensionamento na NBR 6118:2003, se comparada à versão anterior, o que na ocasião era de se esperar, pois são elementos que provocam as maiores discussões no meio técnico. São elementos importantes para a estabilidade estrutural, devido ao fato de absorverem esforços horizontais e verticais.

Como os pilares são elementos delgados, sofrem um efeito devido ao esforço de compressão, denominado flambagem (perda da estabilidade lateral no eixo de menor inércia), que provoca o aparecimento de uma excentricidade de segunda ordem.

A ligação viga-pilar não promove uma verdadeira rótula, ou seja, a articulação determinada no cálculo das vigas não ocorre na prática, gerando um engastamento entre viga e pilar, e conseqüentemente o surgimento de um momento fletor, onde parte é transferido para o pilar. Isso ocorre em função da estrutura se comportar como um pórtico.

Os carregamentos verticais são, em geral, determinados pelas reações de apoio das vigas e em função da solicitação da estrutura. Parte são solicitações permanentes, como o peso da estrutura e elementos (alvenaria, revestimentos, pisos etc.), e solicitações acidentais, estas em função da utilização da estrutura.

Os carregamentos horizontais ocorrem geralmente em estruturas que recebem cargas de ventos (edifícios altos), carregamentos de muros de arrimos e paredes de reservatórios.

A determinação das solicitações nos pilares é condicionada ao dimensionamento dos elementos estruturais que direcionam as solicitações para eles.

Nos edifícios de múltiplos andares, em cada pilar e no nível de cada andar, obtém-se o subtotal de carga atuante, desde o pavimento de cobertura até os andares mais baixos. No nível de cada andar (de cada pavimento), obtém-se as cargas que são utilizadas para o dimensionamento dos tramos do pilar (andar por andar, delimitados pelo pavimento superior e

inferior). A carga total do edifício é usada no projeto de fundação, através dos esforços gerados na base (cargas verticais e momentos fletores).

A NBR 6118:2003, item 13.2, define valores limites mínimos para as dimensões de elementos estruturais de concreto, tendo como objetivo, evitar um desempenho inaceitável destes elementos e propiciar condições de execução adequadas.

O item 13.2.3 da NBR 6118:2003, diz que a seção transversal dos pilares, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar *dimensão menor que 19 cm*. Em casos especiais, permite-se a consideração *de dimensões entre 19 cm e 12 cm*, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , de acordo com o indicado na tabela 2.12, a seguir, e na seção 11 da NBR 6118:2003 (consideração das ações). Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a  $360 \text{ cm}^2$ .

Tabela 2.12 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  (Tabela 13.1, da NBR 6118:2003)

$b$ cm	$\geq 19$	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

Onde:  
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$ ;  
 $b$  é a menor dimensão da seção transversal do pilar.  
 NOTA O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares, quando de seu dimensionamento.

No caso de pilares cuja maior dimensão da seção transversal exceda em cinco vezes a menor dimensão, deverá ser tratado como pilar parede conforme item 18.5 da NBR 6118:2003, e serem atendidas as prescrições da seção 15, entre elas o efeito de 2ª ordem localizado, que além de aumentar a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar os estribos nessas regiões, que apresentam não retilinidade maior do que a do eixo do pilar como um todo (item 15.4.1 da NBR 6118:2003).

Segundo o item 15.6 da NBR 6118:2003, o *comprimento equivalente*  $\ell_e$  do elemento comprimido (pilar), que na versão anterior da norma era chamado de comprimento de flambagem, suposto vinculado em ambas extremidades, deve ser o menor dos seguintes valores:

- $\ell_e = \ell_0 + h$
- $\ell_e = \ell$

Onde:  $\ell_0$  é a distância entre 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 em estudo e  $\ell$  é a distância entre eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado. Para *pilares engastados na base e livres no topo*,  $\ell_e = 2\ell$ .

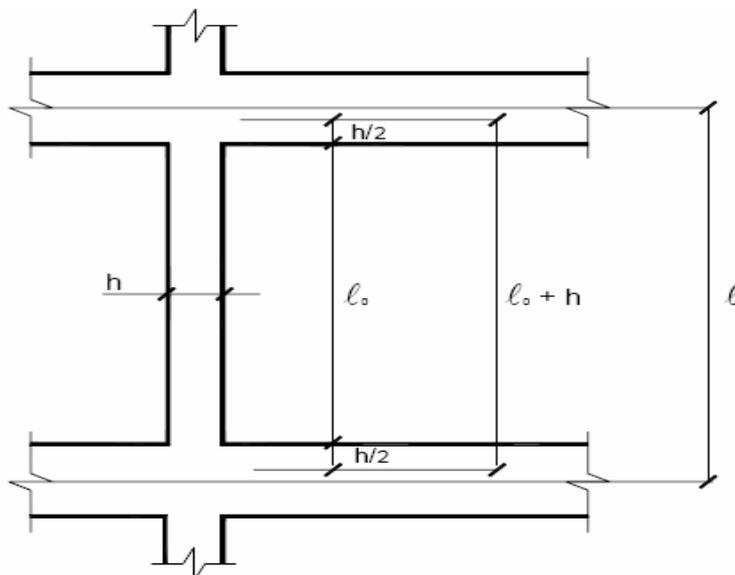


Figura 2.3 – Distância  $\ell_0$  e  $\ell_e$  (extraído de PINHEIRO, 2005)

O índice de esbeltez é o quociente entre o comprimento equivalente (antigo comprimento de flambagem) do pilar e o raio de giração. Este índice depende das condições dos apoios para a determinação do comprimento equivalente, e de sua seção geométrica. A equação abaixo determina o índice de esbeltez:

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

Onde

$\lambda_e$  – é o comprimento equivalente;

$i$  – é o raio de giração.

O raio de giração será determinado pela fórmula a seguir, onde  $I$  é o momento de inércia da seção transversal e  $A$  é a área da seção transversal.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}; \text{ para seções transversais retangulares, } I = (b \cdot h^3) / 12, \text{ como } A = b \cdot h,$$

$$\text{Tem-se: } i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Os pilares podem ser classificados conforme as solicitações iniciais e a esbeltez (esta classificação específica não consta na NBR 6118:2003).

Em função das solicitações iniciais podem ser classificados em:

- *Pilares internos* → (também chamados de pilares centrais) são os que se pode admitir compressão simples, ou seja, em que as excentricidades iniciais podem ser desprezadas. Seu travamento se dá nas quatro faces do pilar. É localizado frequentemente no interior do edifício.
- *Pilares de borda* → (também chamados por pilares de extremidade ou laterais) são aqueles em que as solicitações iniciais correspondem à flexão composta normal, ou seja, admite-se excentricidade inicial em uma direção. Para seção retangular, a excentricidade inicial é perpendicular à borda. Geralmente situam-se nas bordas dos edifícios, portanto há consideração de momento fletor devido à interrupção da viga perpendicular ao travamento de duas laterais (paralelas). Deve-se considerar neste caso a solicitação por força normal e o momento fletor transmitido pela ligação viga-pilar. Isso ocorre devido à rigidez da ligação que promove um engastamento entre a viga e o pilar gerando um momento entre as duas peças.
- *Pilares de canto* → são submetidos à flexão oblíqua. As excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas. Geralmente situam-se nos cantos do edifício. Como as vigas chegam em duas direções e são interrompidas, geram momento em duas direções. Devem-se calcular as excentricidades iniciais separadas (no eixo XX e YY). Estas excentricidades serão acrescidas às demais excentricidades a serem consideradas.

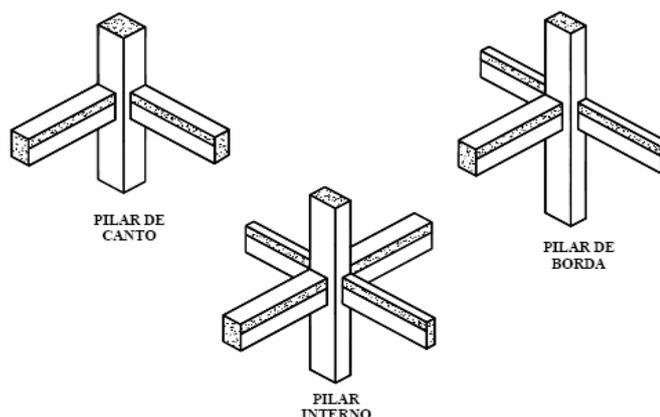


Figura 2.4 – Classificação quanto às solicitações iniciais (extraído de PINHEIRO, 2005)

Conforme descreve Carvalho e Figueiredo Filho (2007) existem diversos tipos de flexão, sendo preciso identificar cada uma delas para que seja possível determinar os esforços e calcular os elementos estruturais. Abaixo são apresentados os tipos de flexão e seus conceitos:

- *Flexão normal* (simples ou composta) - ocorre quando o plano de carregamento das cargas ou da resultante é perpendicular ao plano que contém a linha neutra (LN);
- *Flexão oblíqua* (simples ou composta) - ocorre quando o plano de carregamento das cargas não é perpendicular ao plano que contém a linha neutra;
- *Flexão simples* (normal ou oblíqua) - ocorre quando não há esforço normal atuando na seção ( $N=0$ );
- *Flexão composta* (normal ou oblíqua) - ocorre quando há esforço normal atuando na seção ( $N \neq 0$ );
- *Flexão pura*: flexão (simples ou composta, normal ou oblíqua) em que não há esforço cortante atuando na seção;
- *Flexão não pura*: ocorre quando há esforço cortante atuando na seção.

Com relação ao índice de esbeltez ( $\lambda$ ), os pilares podem ser classificados (esta classificação também não é apresentada na NBR 6118:2003):

- Pilares robustos ou pouco esbeltos (também chamados de curtos)  $\rightarrow \lambda \leq \lambda_1$ ;
- Pilares de esbeltez média  $\rightarrow \lambda_1 < \lambda \leq 90$ ;
- Pilares esbeltos ou muito esbeltos  $\rightarrow 90 < \lambda \leq 140$ ;
- Pilares excessivamente esbeltos  $\rightarrow 140 < \lambda \leq 200$ .

De acordo com 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 e considerado conforme o item 15.8.2 da norma.

O item 15.8.1, da NBR 6118:2003, estabelece que os pilares devem ter índice de esbeltez menor ou igual a 200 ( $\lambda \leq 200$ ). Apenas no caso de postes com força normal que  $0,10 \cdot f_{cd} \cdot A_c$ , o índice de esbeltez pode ser maior que 200.

Em função do índice de esbeltez ( $\lambda$ ) dos pilares, a NBR 6118:2003 relaciona como deve-se dimensionar os pilares, com ou sem consideração de efeitos de segunda ordem ou fluência e define também o processo de cálculo conforme tabela 2.13, a seguir:

Tabela 2.13 – Relação entre o índice de esbeltez e os processos de dimensionamento indicados pela NBR 6118:2003

$35 \leq \lambda \leq 90$	Robusto	Dispensa o uso de efeitos locais de 2ª ordem (item 15.8.2 da norma)
$\lambda < \lambda \leq 90$	Esbeltez Média	Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, por métodos aproximados: cálculo pelo <i>método do pilar-padrão com curvatura aproximada</i> (item 15.8.3.3.2) ou <i>método do pilar padrão com rigidez k (kapa) aproximada</i> (item 15.8.3.3.3), inclusive para pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua (item 15.8.3.3.5)
$90 < \lambda \leq 140$	Esbelto	É obrigatório o uso da fluência ↓
		Método do pilar padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r (item 15.8.3.3.4)
$140 < \lambda < 200$	Excessivamente esbeltos	Método geral é obrigatório (item 15.8.3.2)
$\lambda > 200$	_____	Não se pode dimensionar para índice de esbeltez superior a 200 (item 15.8.1)

Segundo o item 18.4.2.1 da NBR 6118:2003, o diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal. A taxa geométrica de armadura ( $\rho$ ) deve respeitar os valores máximos e mínimos especificados em 17.3.5.3 da NBR 6118:2003:

- $A_{s, \min} = (0,15.N_d / f_{yd}) \geq 0,004. A_c$  - (item 17.3.5.3.1);
- $A_{s, \max} = 8,0\%. A_c$  - (item 17.3.5.3.2).

A maior armadura possível em pilares deve ser 8% da seção real (item 17.3.5.3.2 da NBR 6118:2003), considerando-se inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda, respeitando o disposto em 18.4.2.2.

Segundo o item 18.4.2.2 da NBR 6118:2003, distribuição transversal, o espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, fora da região de emendas, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 20 mm;
- Diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

A armadura transversal de pilares, constituída por estribos e, quando for o caso, por grampos suplementares, deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e pilares.

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada. Para o espaçamento longitudinal entre estribos (item 18.4.3 da NBR 6118:2003), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm;
- Menor dimensão da seção;
- $24\phi$  para CA-25,  $12\phi$  para CA-50.

Pode ser adotado o valor  $\phi_t < \phi/4$ , desde que as armaduras sejam constituídas do mesmo tipo de aço, respeite o espaçamento e também a limitação:

- $S_{\text{máx}} = 90000 (\phi_\tau^2/\phi) \cdot (1/f_{yk})$ ; com  $f_{yk}$  em megapascal.

## CAPÍTULO 3 – EXEMPLOS

### 3.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Neste capítulo apresentam-se os exemplos a serem analisados, as cargas consideradas e os resultados dos cálculos dos elementos estruturais. Procurou-se organizá-lo com a mesma seqüência que um projeto estrutural para este tipo de edificação é geralmente desenvolvido.

Para concepção dos exemplos (seis), procurou-se elaborar um projeto arquitetônico simples e usual para o sobrado residencial, com características, onde de maneira menos complexa e repetitiva adaptasse a fôrma da superestrutura (laje pré-moldada, viga e pilar) para análise, com os elementos estruturais comumente envolvidos neste tipo de edificação. A partir do exemplo A1, variando-se as dimensões das paredes, em função dos blocos e tijolos usualmente utilizados para estas obras, criou-se os outros cinco exemplos.

A partir do projeto arquitetônico, base para a elaboração do projeto estrutural, de preferência acompanhado do relatório de sondagem do solo, e em comum acordo com o contratante, especifica-se o tipo de tijolo a ser considerado no projeto.

Com estes dados, iniciam-se os desenhos preliminares de fôrmas, com o lançamento da estrutura (ou modelagem), buscando atender às necessidades arquitetônicas, nem sempre possíveis.

Na seqüência, com as especificações dos materiais de construção a serem utilizados, inicia-se o levantamento das cargas atuantes e distribuição destas nos elementos estruturais definidos na pré-fôrma. Procede-se então ao cálculo da estrutura e análise dos resultados, de modo a atender às normas técnicas, relativas à capacidade resistente, ao desempenho em serviço, à durabilidade da estrutura e buscando resultados mais econômicos possíveis.

Com a pré-fôrma definida e o primeiro cálculo executado é feita a compatibilização com os demais projetos envolvidos e as adequações necessárias. Procede-se então ao cálculo final da estrutura e montagem das pranchas do projeto, contendo todas as informações necessárias à completa execução da estrutura.

### 3.2 PROJETO ARQUITETÔNICO

O projeto arquitetônico para este trabalho foi selecionado de maneira a possibilitar a adoção de uma estrutura simples, de pequeno porte, considerada de NÍVEL 1 conforme a classificação sugerida em prática recomendada - IBRACON - para estruturas de pequeno porte, citada e comentada no capítulo 1.

Trata-se de uma residência assobradada, com área de construção de aproximadamente 166 m<sup>2</sup>. Inicialmente adotou-se paredes externas com 25 cm de espessura acabadas e internas com 15 cm de espessura acabadas. Tal consideração, ainda comumente adotada pelos projetistas, embora exista uma tendência a cair em desuso, vem de uma época onde não havia uma diversidade de tipos de tijolos, sendo muito empregado o tijolo maciço com medidas em torno de 12 cm de largura e 22 cm de comprimento, e considerados os revestimentos da ordem de 1,5 cm para cada lado.

Para cobertura (telhado) considerou-se telhas cerâmicas portuguesas sobre estrutura de madeira de garapa Roraima pontaletada sobre a laje de cobertura. As linhas tracejadas mostradas na figura 3.2, indicam as linhas do telhado, com quatro águas e beirais de 80 cm em laje e em nível. Para laje de cobertura considerou-se a carga de duas caixas d'água de 1.000 litros cada, apoiadas sobre vigotas de madeira posicionadas transversalmente às vigotas treliçadas das lajes.

Em relação ao pé-direito acabado considerou-se 3 m, medidos do piso acabado até a parte inferior da laje rebocada. A escada foi considerada em concreto armado com dois lances, armada longitudinalmente, com patamar intermediário apoiado em uma viga de 30 cm de altura (V204).

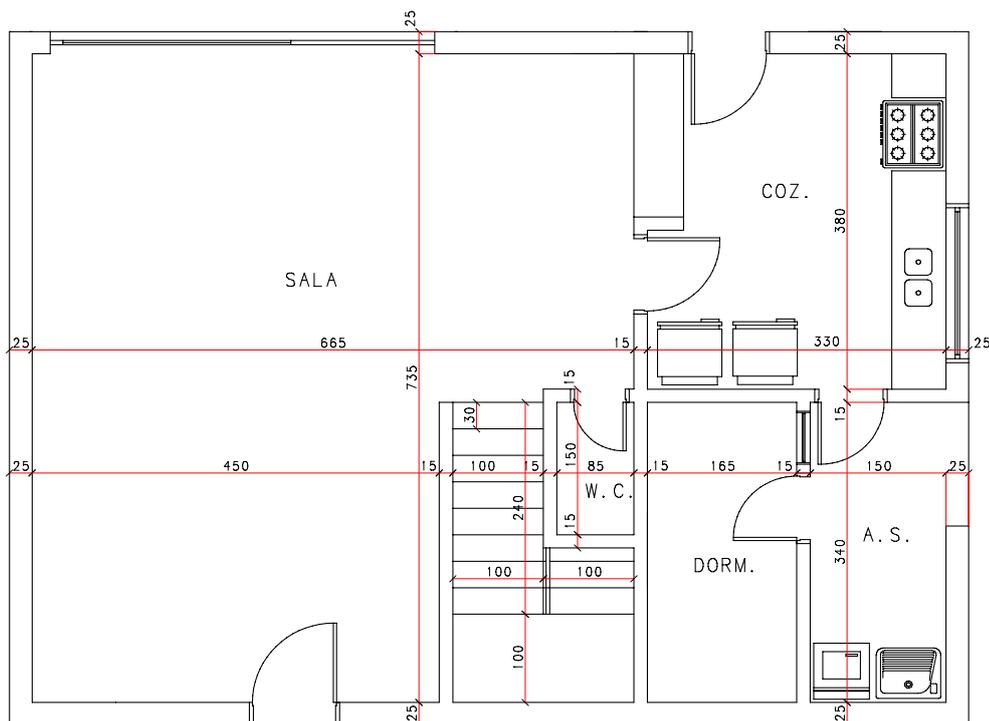


Figura 3.1 – Planta baixa do pavimento térreo (unidade de medida - centímetros)

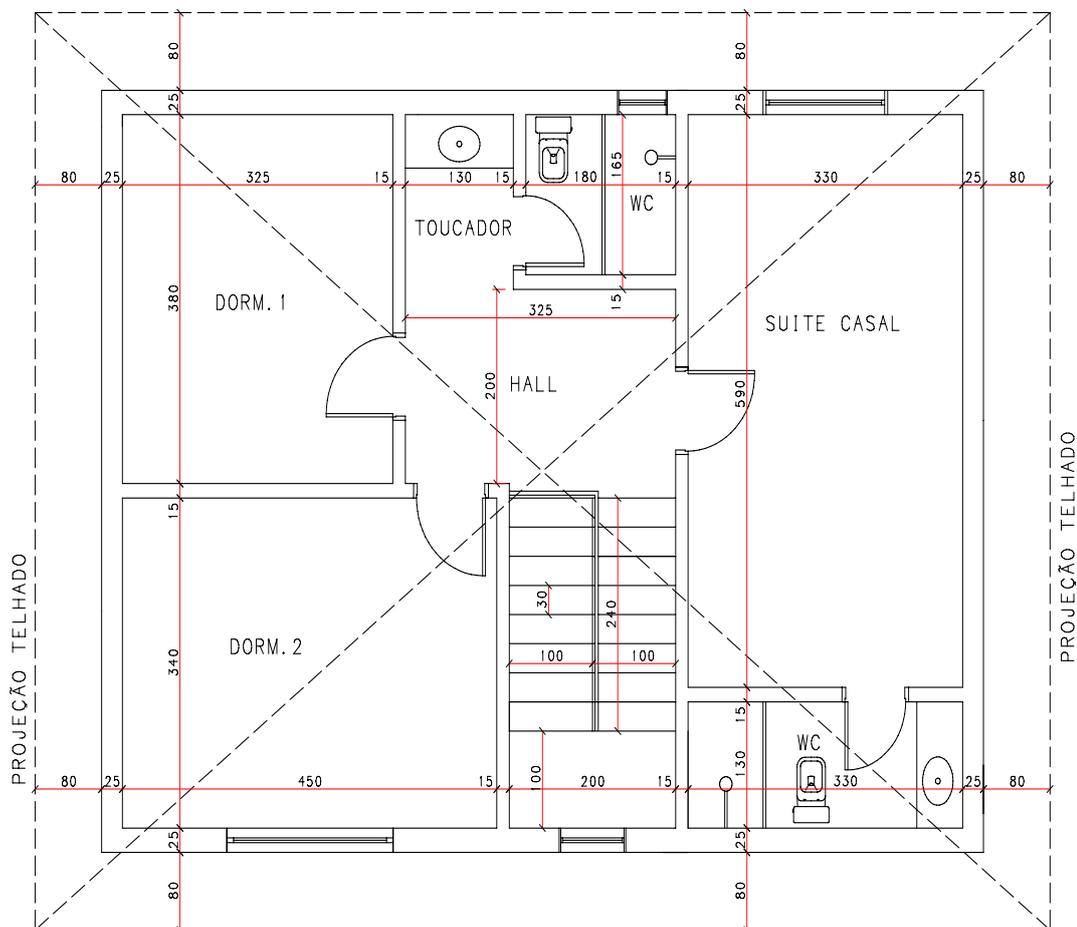


Figura 3.2 – Planta baixa do pavimento superior (unidade de medida - centímetros)

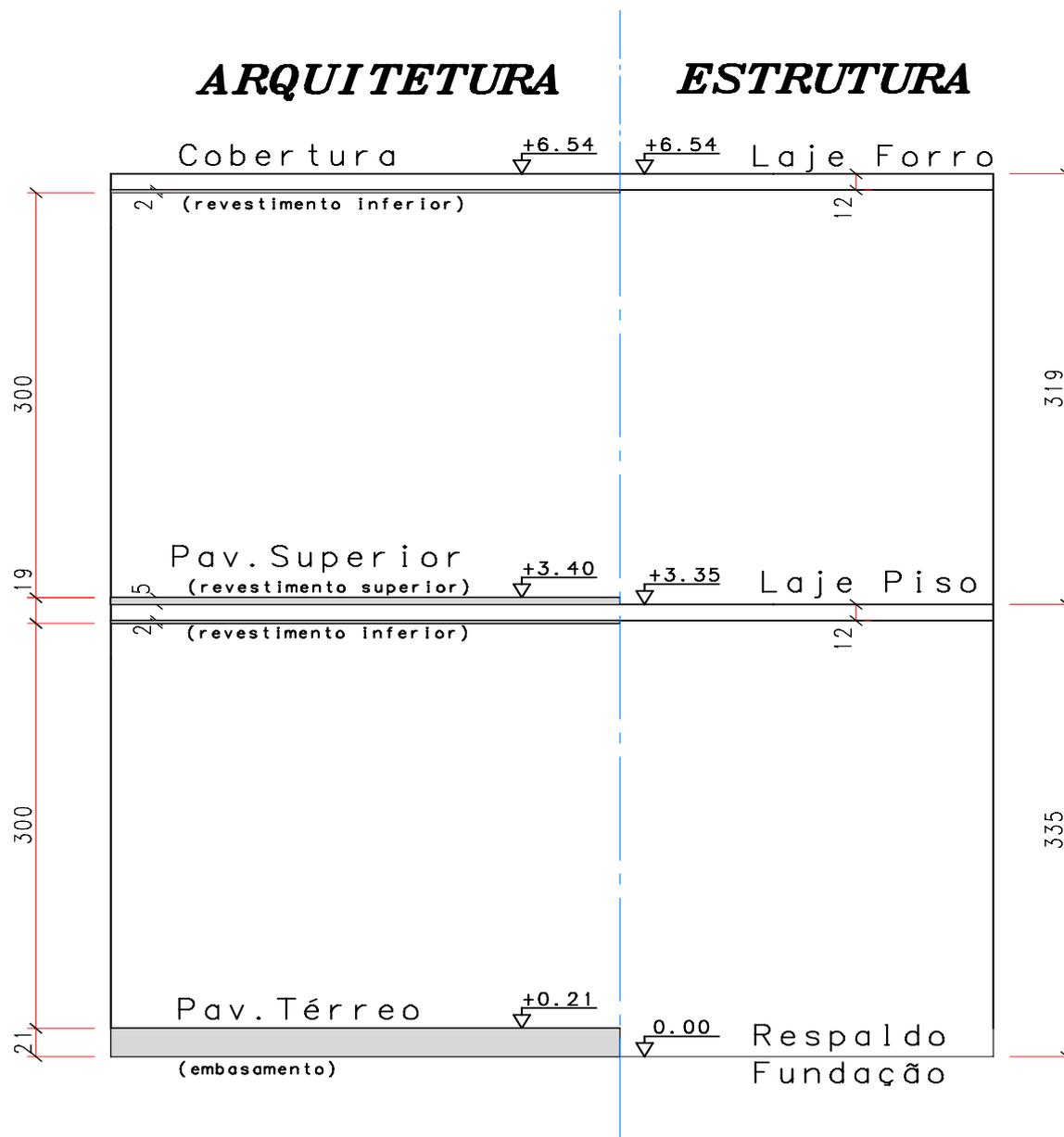


Figura 3.3 – Corte esquemático da arquitetura e estrutura (unidade de medida – metros para cotas de nível e centímetros para demais cotas)

### 3.3 ESPECIFICAÇÕES DAS ALVENARIAS

No presente trabalho, as alvenarias não terão função estrutural. Serão utilizadas como parte integrante das fôrmas da estrutura, direcionando adotar larguras de vigas e pilares em função da largura dos tijolos e blocos cerâmicos. Utiliza-se um único tipo de tijolo ou bloco cerâmico para cada exemplo, onde as paredes externas e internas têm sua largura alterada pela posição de assentamento do elemento de vedação. Não considerar-se-á sua influência no

comportamento estrutural das peças de concreto armado (interação) ou com a estrutura como um todo.

Hoje em dia, existe no mercado uma grande diversidade de tijolos e blocos de vedação, com as mais diversas resistências e dimensões. Para o trabalho procurou-se selecioná-los em função da intensidade de uso neste tipo de edificação específica, conforme fotos 3.1, 3.2 e 3.3 a seguir, tendo-se como região considerada, a cidade de Ribeirão Preto, SP.

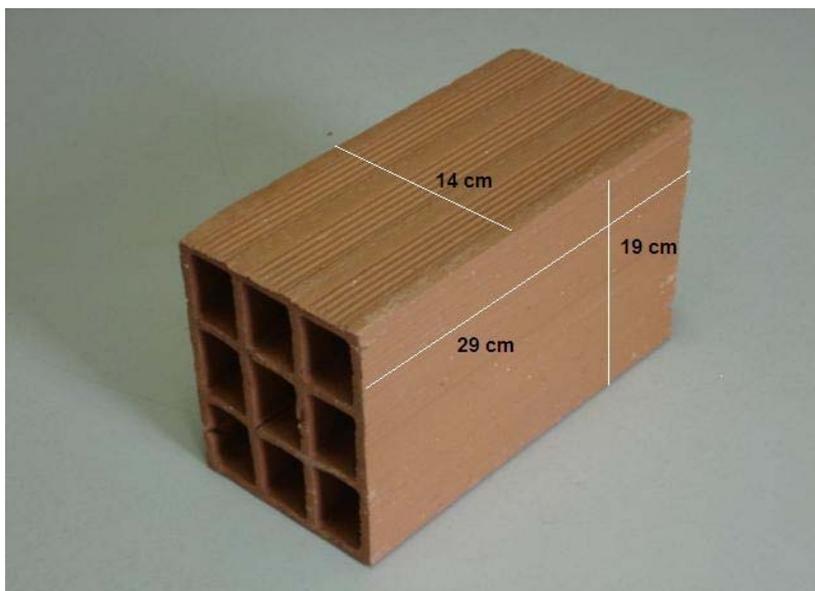


Foto 3.1 – Bloco cerâmico 14x19x29 cm

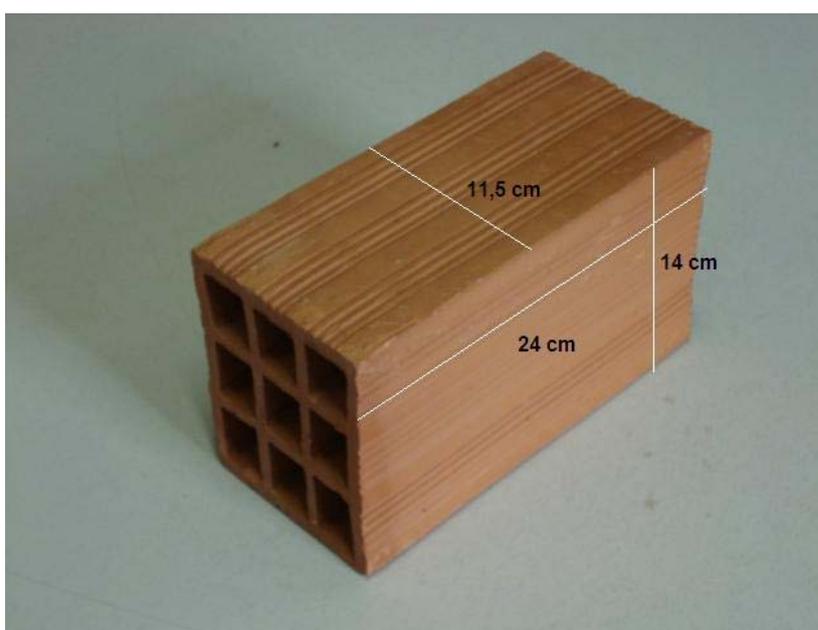


Foto 3.2 – Bloco cerâmico 11,5x14x24 cm

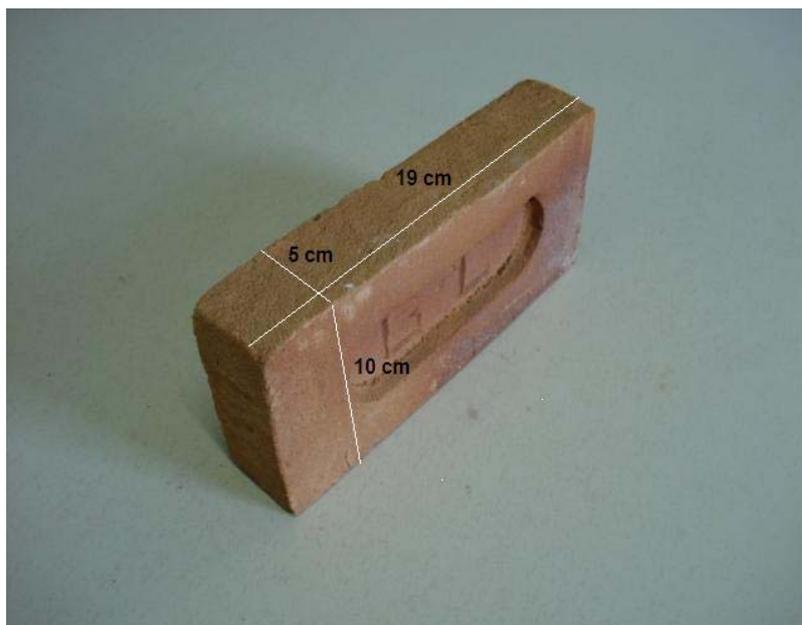


Foto 3.3 – Tijolo maciço 5x10x19 cm

### 3.4 DEFINIÇÕES PRELIMINARES DAS FÔRMAS

Com o projeto arquitetônico e alvenarias definidos, inicia-se o lançamento da estrutura que constitui a parte resistente do edifício. Como já citado no item anterior, procurou-se embutir as vigas e pilares nas paredes. As lajes consideradas foram as pré-moldadas com vigotas treliçadas unidirecionais e lajotas cerâmicas como elemento de enchimento, usualmente as mais utilizadas para esse tipo de edificação.

A definição da fôrma estrutural inicia-se com a localização dos pilares, o posicionamento das vigas e por último, a definição dos painéis de laje.

Algumas sugestões dadas por Margarido (2003) e Pinheiro (2003) são:

- Distância entre pilares: 3 a 5 metros;
- Iniciar a localização dos pilares pelos cantos;
- Se possível, dispor os pilares alinhados a fim de formar pórticos com as vigas;
- Sob paredes, se possível, colocar vigas;
- No cruzamento de vigas, se viável, colocar pilares.

Como as vigas delimitam os painéis de laje, estas ficam praticamente definidas.

Para as lajes pré-moldadas, pode-se para uma estimativa inicial, recorrer às tabelas prontas, que em função dos vãos livres máximos e sobrecargas atuantes, fornecem indicações do tipo de laje a ser adotada. Atualmente estas tabelas incorporam a quantidade de armadura

necessária a ser utilizada para atendimento da condição de colapso, porém, geralmente não consideram a fissuração nem a fluência do concreto. Estas tabelas, bem como o cálculo das lajes pré-moldadas, pode-se consultar em Carvalho e Figueiredo Filho (2007).

A altura das vigas pode ser estimada, inicialmente, com as seguintes considerações:

- Para tramos internos,  $h_{est} = \ell_o / 12$ ;
- Para tramos externos ou vigas biapoiadas,  $h_{est} = \ell_o / 10$ ;
- Para balanços,  $h_{est} = \ell_o / 5$ .

Onde:  $h_{est}$  é a altura estimada da viga e  $\ell_o$  é a distância entre faces dos apoios.

Normalmente procura-se utilizar uma altura única para vigas do mesmo pavimento, com o intuito de aperfeiçoar e facilitar a execução das fôrmas e respaldo das alvenarias. Esta consideração é questionável por alguns autores.

O pré-dimensionamento dos pilares se dá, estimando sua carga através do processo das *áreas de influência*, que consiste em dividir a área total do pavimento, em partes relativas a cada pilar e, a partir daí, estimar a carga que eles absorverão, conforme descreve Pinheiro (2003). Para edificações de pequeno porte, como é o caso do sobrado deste trabalho, é comum estimar-se de maneira mais simples:

- Primeiramente procura-se adotar um dos lados do pilar com a mesma largura da parede, ou seja, procura-se embuti-lo na parede, com dimensão nunca inferior a 12 cm;
- Considera-se para o outro lado, uma dimensão onde a área da seção transversal não seja inferior a  $360 \text{ cm}^2$  (item 13.2.3 da NBR 6118:2003), logo; se  $b$  for igual à largura da parede, considerando-se  $h$  a outra dimensão do pilar, tem-se que  $h = 360/b$ , procurando-se utilizar valores sempre múltiplos de 5 cm;
- Procura-se também, sempre que possível, utilizar índice de esbeltez ( $\lambda$ ) sempre inferior a 90, para calculá-los por métodos aproximados.

Os pilares com dimensão inferior a 19 cm têm seus esforços solicitantes finais de cálculo majorados conforme Tabela 13.1 da NBR 6118:2003 e conseqüentemente um aumento da taxa de armadura.

### 3.5 CARGAS ATUANTES CONSIDERADAS

A NBR 6120:1980 (cargas para o cálculo de estruturas de edificações) fixa as condições exigíveis para determinação das cargas que devem ser consideradas no projeto de estrutura de edificações. As cargas são classificadas nas seguintes categorias:

- **Carga permanente (g):** constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes;
- **Carga acidental (q):** é aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.).

#### 3.5.1 CARGAS NAS LAJES PISO E FORRO

Na tabela 2 da NBR 6120:1980 são apresentados os valores mínimos das cargas verticais que se considera atuando nos pisos de edificações, referente a cargas acidentais, em função do local a serem utilizadas. Para edifícios residenciais, no caso de dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro, utilizar 1,5 kN/m<sup>2</sup> e para forros sem acesso de pessoas, utilizar 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

Para consideração das cargas permanentes e acidentais atuantes nas lajes, montou-se planilhas eletrônicas conforme tabelas 3.1 e 3.2, onde, alterando-se os dados nas células alaranjadas, são modificados os resultados.

Para as cargas uniformemente distribuídas nas lajes piso considerou-se:

- $g_1$  - carga permanente (peso próprio)  $\beta_{12} - 0,19$  kN/m<sup>2</sup>;
- $g_1$  - carga permanente (peso próprio)  $\beta_{16} - 0,23$  kN/m<sup>2</sup>;
- $g_2$  - carga permanente (revestimentos)  $- 0,14$  kN/m<sup>2</sup>;
- $q$  - carga acidental  $- 0,15$  kN/m<sup>2</sup>.

Na lajes piso L201 e L202 também atuam cargas linearmente distribuídas decorrentes das paredes que apoiam-se diretamente sobre estas lajes. Estas cargas são indicadas nas plantas de fôrmas de cada exemplo pela sigla “CD” e calculadas através do uso de planilhas eletrônicas, variando em função do tipo de tijolo ou bloco cerâmico usado, argamassas de assentamento e revestimento adotadas e alturas consideradas das paredes.

Para as cargas uniformemente distribuídas nas lajes forro, incluindo-se os beirais, considerou-se:

- $g_1$  - carga permanente (peso próprio)  $\beta_{12} - 0,19 \text{ kN/m}^2$ ;
- $g_2$  - carga permanente (telhado + revestimentos)  $- 0,11 \text{ kN/m}^2$ ;
- $q$  - carga acidental  $- 0,07 \text{ kN/m}^2$ ;

Nas lajes forro L303 e L307 também atuam cargas distribuídas por área, decorrentes da consideração de duas caixas d'água com 1.000 litros cada, resultando em  $10 \text{ kN/m}^2$  para cada caixa, indicadas nas plantas de fôrma de cada exemplo.

Tabela 3.1 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas por  $\text{m}^2$  atuantes nas lajes tipo piso

<b>CARGAS - LAJE PISO H=12 (8+4)</b>	peso específico	unidade	espessura (cm)	carga	unidade	%
ARGAMASSA DE REGULARIZAÇÃO DE PISO (CIMENTO E AREIA)	2100	(daN/m <sup>3</sup> )	4	84	(daN/m <sup>2</sup> )	
REVESTIMENTO DO PISO (CERÂMICA)	1667	(daN/m <sup>3</sup> )	1	16,67	(daN/m <sup>2</sup> )	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO DE FORRO (CAL, CIMENTO E AREIA)	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	2	38	(daN/m <sup>2</sup> )	
				<b>total:</b> 138,7	(daN/m <sup>2</sup> )	29%
LAJE PRÉ MOLDADA TRELIÇADA UNIDIRECIONAL	190	(daN/m <sup>2</sup> )	programa-tqs	190	(daN/m <sup>2</sup> )	40%
				<b>total cargas permanentes:</b> 328,7	(daN/m <sup>2</sup> )	69%
SOBRECARGA ACIDENTAL	150	(daN/m <sup>2</sup> )	NBR 6120:1980	150	(daN/m <sup>2</sup> )	31%
<b>total cargas permanentes + acidentais: 479 (daN/m<sup>2</sup>)</b>						
<b>CARGAS - LAJE PISO H=16 (12+4)</b>	peso específico	unidade	espessura (cm)	carga	unidade	%
ARGAMASSA DE REGULARIZAÇÃO DE PISO (CIMENTO E AREIA)	2100	(daN/m <sup>3</sup> )	4	84	(daN/m <sup>2</sup> )	
REVESTIMENTO DO PISO (CERÂMICA)	1667	(daN/m <sup>3</sup> )	1	16,67	(daN/m <sup>2</sup> )	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO DE FORRO (CAL, CIMENTO E AREIA)	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	2	38	(daN/m <sup>2</sup> )	
				<b>total:</b> 138,67	(daN/m <sup>2</sup> )	27%
LAJE PRÉ MOLDADA TRELIÇADA UNIDIRECIONAL	230	(daN/m <sup>2</sup> )	programa-tqs	230	(daN/m <sup>2</sup> )	44%
				<b>total cargas permanentes:</b> 368,67	(daN/m <sup>2</sup> )	71%
SOBRECARGA ACIDENTAL	150	(daN/m <sup>2</sup> )	NBR 6120:1980	150	(daN/m <sup>2</sup> )	29%
<b>total cargas permanentes + acidentais: 519 (daN/m<sup>2</sup>)</b>						

Tabela 3.2 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas por  $\text{m}^2$  atuantes nas lajes tipo forro

<b>CARGAS - LAJE FORRO H=12 (8+4)</b>	carga	unidade	
TELHA CERÂMICA (TIPO PORTUGUESA)	45	(daN/m <sup>2</sup> )	catálogo fabricantes
MADEIRAMENTO PONTALETADO + PREGO + FERRAGENS	25	(daN/m <sup>2</sup> )	TCPO / NBR 7190:1997
	<b>total:</b> 70	(daN/m <sup>2</sup> )	19%
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO DE FORRO (CAL, CIMENTO E AREIA)	38	(daN/m <sup>2</sup> )	1900 (daN/m <sup>3</sup> ) 2 (cm)
	<b>total:</b> 108	(daN/m <sup>2</sup> )	29%
LAJE PRÉ MOLDADA TRELIÇADA UNIDIRECIONAL	190	(daN/m <sup>2</sup> )	52% programa-tqs
	<b>total cargas permanentes:</b> 298	(daN/m <sup>2</sup> )	81%
SOBRECARGA ACIDENTAL (NBR 6120:1980)	70	(daN/m <sup>2</sup> )	19% NBR 6120:1980
<b>total cargas permanentes + acidentais: 368 (daN/m<sup>2</sup>)</b>			

As lajes consideradas nos exemplos são pré-moldadas com vigotas treliçadas unidirecionais. Foram discretizadas em barras paralelas de grelha, simulando as nervuras e calculadas como *simplesmente apoiadas* nas vigas perpendiculares à elas, sem consideração da continuidade, nem momentos fletores negativos nos apoios. Para consideração das cargas nas vigas paralelas às nervuras, utilizou-se do procedimento sugerido por Carvalho e Figueiredo Filho (2007), chamado de processo racional. Para facilitar a consideração das cargas nas vigas através deste método, montou-se uma planilha eletrônica conforme tabela 3.3, onde se alterando dados das células alaranjadas obtém-se os novos resultados.

Tabela 3.3 – Planilha eletrônica utilizada para calcular as cargas das lajes nas vigas paralelas às nervuras por processo racional (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007)

PROCESSO RACIONAL	DIMENSÃO	UN.
<b>DIREÇÃO Y - MAIOR VÃO - PERPENDICULAR ÀS NERVURAS</b>		
LARGURA DA VIGA NA DIREÇÃO X - ( $\ell_1$ ) ↓	0,19	(m)
VÃO LIVRE DA LAJE NA DIREÇÃO Y - ( $\ell_0$ ) ↔	4,54	(m)
LARGURA DA VIGA NA DIREÇÃO X - ( $\ell_2$ ) ↓	0,14	(m)
<b>DIREÇÃO X - MENOR VÃO - PARALELO ÀS NERVURAS</b>		
LARGURA DA VIGA NA DIREÇÃO Y - ( $\ell_1$ ) ↔	0,14	(m)
VÃO LIVRE DA LAJE NA DIREÇÃO X - ( $\ell_0$ ) ↓	3,44	(m)
LARGURA DA VIGA NA DIREÇÃO Y - ( $\ell_2$ ) ↔	0,19	(m)
CARGA ATUANTE TOTAL NA LAJE - (p)		
	480	(daN/m <sup>2</sup> )
VÃO ENTRE EIXOS DOS APOIOS - ( $\ell_y$ ) ↔		
	4,71	(m)
VÃO ENTRE EIXOS DOS APOIOS - ( $\ell_x$ ) ↓		
	3,61	(m)
RELAÇÃO ENTRE OS VÃOS - ( $\lambda = \ell_y / \ell_x$ ) - p/a $\ell_y \geq 2\ell_x \Rightarrow \ell_y = 2\ell_x$		
	1,31	(m)
<b>AÇÃO NAS VIGAS PARALELAS ÀS NERVURAS - ↓ - <math>p_{vx} = [(42-17.\lambda).(p.\ell_y)]/200</math></b>		
	224	(daN/m)
<b>PORCENTAGEM ATUANTE NAS VIGAS PARALELAS</b>		
	20	%

### 3.5.2 CARGAS DAS PAREDES

Um dos objetivos do trabalho é analisar a influência da variação dos tipos de alvenaria, nos resultados do cálculo dos elementos estruturais em uma edificação de dois pavimentos, que para tal análise, adotou-se um sobrado residencial.

As paredes exercem ações permanentes diretas sobre os elementos estruturais que as recebem. Geralmente posicionam-se sobre as vigas, que possuem inércia elevada, se comparadas às lajes, que também podem receber paredes. Quando atuam diretamente sobre as lajes, exercem grandes esforços. São geralmente responsáveis por uma parcela grande do carregamento atuante nesses elementos (vigas e lajes).

A consideração destas cargas nas vigas e lajes, além de ter alteração em função do tipo de tijolo ou bloco especificado, também varia em função dos tipos e espessuras de argamassas de assentamento e revestimento considerados. A variação das alturas das alvenarias, em função das vigas superiores ou lajes, também alteram significativamente estas cargas.

A NBR 6120:1980, tabela 1, apresenta valores para pesos específicos de materiais de construção, que na falta de determinação experimental devem ser utilizados.

Para composição das cargas das paredes, montou-se uma planilha eletrônica “universal”, apresentada na tabela 3.4, podendo ser utilizada para qualquer tipo de bloco ou tijolo. Os dados relativos aos blocos e tijolos foram considerados a partir de informações técnicas dos fabricantes. Através da NBR 6120:1980 foram adotados os pesos específicos das argamassas de assentamento e revestimento. Nestas planilhas, alterando-se os dados das células alaranjadas obtém-se os novos resultados em  $m^2$  ou  $m$  de parede acabada. Nas células verdes é mostrada a representatividade de cada material na composição final do peso da parede.

Na tabela 3.5, apresenta-se as considerações e variações adotadas na composição das paredes e espessura dos revestimentos das lajes, para cada um dos exemplos a ser calculado no trabalho.

Tabela 3.4 – Planilha eletrônica “universal”, utilizada para composição das cargas de todas as paredes consideradas nos exemplos

<b>PAREDE DE BLOCO CERÂMICO</b>	<i>espessura</i>	<i>altura</i>	<i>compr.</i>	
DIMENSÕES	19	14	29	(cm)
PESO DE CADA PEÇA	4,7	(daN)	609	(daN/m <sup>3</sup> )
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	1,5	(cm)		
ESPESSURA DAS JUNTAS VERTICAIS	1	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO A)	2	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO B)	2	(cm)		
ALTURA DA PAREDE	2,89	(m)		
PEÇAS POR M <sup>2</sup>	21,5	(pçs)		
VOLUME DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO POR M <sup>2</sup>	0,024	(m <sup>3</sup> )		
VOLUME DE ARGAMASSA DE REVESTIMENTO POR M <sup>2</sup>	0,040	(m <sup>3</sup> )		
ESPESSURA OSSO DA PAREDE	19	(cm)		
ESPESSURA ACABADA DA PAREDE	23	(cm)		
<b>BLOCOS - PESO POR M<sup>2</sup> DE PAREDE</b>				
BLOCOS - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	101,1	(daN/m <sup>2</sup> )	45%	
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	45,8	(daN/m <sup>2</sup> )	21%	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	76,0	(daN/m <sup>2</sup> )	34%	
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M<sup>2</sup></b>	<b>222,9</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>		
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M</b>	<b>644,1</b>	<b>(daN/m)</b>		

Tabela 3.5 - Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes para todos os exemplos

CRITÉRIOS	UN.	EX-A1	EX-A2	EX-A3	EX-A4	EX-A5	EX-A6
TIJOLO	TIPO	CERÂMICO	CERÂMICO	MACIÇO	CERÂMICO	CERÂMICO	MACIÇO
MEDIDAS	(cm)	14X19X29	11,5X14X24	5X10X19	14X19X29	11,5X14X24	5X10X19
ESPESSURA OSSO DA PAREDE EXT.	(cm)	19	14	19	14	11,5	10
ESPESSURA OSSO DA PAREDE INT.	(cm)	14	11,5	10	14	11,5	10
JUNTAS HORIZONTAIS	(cm)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
JUNTAS VERTICAIS	(cm)	1	1	1	1	1	1
REBOCO EXTERNO	(cm)	2	2	3	2	2	3
REBOCO INTERNO	(cm)	2	2	3	2	2	3
REVESTIMENTO SOBRE LAJE PISO	(cm)	5	5	5	5	5	5
REVESTIMENTO INFERIOR DE LAJE	(cm)	2	2	2	2	2	2

Como pode-se observar na tabela acima, considerou-se para os exemplos A3 e A6 (com tijolos maciços) um acréscimo de 1 cm nas espessuras dos rebocos internos e externos. Considerando-se larguras de vigas e pilares com 12 cm e alvenarias de tijolos maciços com 10 cm, necessita-se executar um ajuste na execução da fôrma destes elementos estruturais (de 1 cm para cada face), aumentando-se a espessura final do revestimento da parede.

As cargas adotadas para as paredes acabadas são:

- Parede de 23 cm – bloco cerâmico de 14x19x29 cm - 2,2 kN/m<sup>2</sup>;
- Parede de 18 cm – bloco cerâmico de 14x19x29 cm - 1,8 kN/m<sup>2</sup>;
- Parede de 18 cm - bloco cerâmico de 11,5x14x24 cm - 2,1 kN/m<sup>2</sup>;
- Parede de 15,5 cm - bloco cerâmico de 11,5x14x24 cm - 1,8 kN/m<sup>2</sup>;
- Parede de 25 cm - tijolo maciço de 5x10x19 cm - 3,9 kN/m<sup>2</sup>;
- Parede de 16 cm - tijolo maciço de 5x10x19 cm - 2,4 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.5.3 CARGAS DA ESCADA NAS VIGAS DE APOIO

Na tabela a seguir, apresentam-se as considerações para levantamento das cargas da escada, comum a todos os exemplos e considerada apoiada nas vigas V202, V204 e V104. Inicialmente calculou-se a carga total por  $m^2$  para os lances e patamar da escada. Para cada viga de apoio considerou-se a área de escada atuante, chegando-se ao valor da carga distribuída na respectiva viga:

- V202 - no pavimento superior - 14,4 kN/m;
- V204 - entre os pavimentos, no nível do patamar - 14,4 kN/m;
- V104 - viga baldrame - 14,4 kN/m.

Tabela 3.6 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas da escada nas vigas V202, V204 e V104 (viga baldrame)

<b>ESCADA MACIÇA</b>	<i>peso específico</i>	<i>unidade</i>	<i>espessura (cm)</i>	<i>carga</i>	<i>unidade</i>	<i>%</i>
Revestimento inferior (cal,cimento e areia - e=2 cm)	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	2,31	44	(daN/m <sup>2</sup> )	
Regularização de piso (cimento e areia)	2100	(daN/m <sup>3</sup> )	3	63	(daN/m <sup>2</sup> )	
Revestimento de piso (granito)	2800	(daN/m <sup>3</sup> )	2	56	(daN/m <sup>2</sup> )	
			total:	163	(daN/m <sup>2</sup> )	18%
Peso Próprio ( $h_{médio}$ ) - (e=17,5cm / p=30cm / h=10cm)	2500	(daN/m <sup>3</sup> )	20,32	508	(daN/m <sup>2</sup> )	55%
			total cargas permanentes:	671	(daN/m <sup>2</sup> )	73%
Sobrecarga acidental	250	(daN/m <sup>2</sup> )	NBR6120:1980	250	(daN/m <sup>2</sup> )	27%
<b>total cargas perman.+ acid.:</b>				<b>921</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>	
<b>PATAMAR ESCADA</b>						
	<i>peso específico</i>	<i>unidade</i>	<i>espessura (cm)</i>	<i>carga</i>	<i>unidade</i>	<i>%</i>
Revestimento inferior (cal,cimento e areia - e=2 cm)	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	2	38	(daN/m <sup>2</sup> )	
Regularização de piso (cimento e areia)	2100	(daN/m <sup>3</sup> )	3	63	(daN/m <sup>2</sup> )	
Revestimento de piso (granito)	2800	(daN/m <sup>3</sup> )	2	56	(daN/m <sup>2</sup> )	
			total:	157	(daN/m <sup>2</sup> )	24%
Peso Próprio (h)	2500	(daN/m <sup>3</sup> )	10	250	(daN/m <sup>2</sup> )	38%
			total cargas permanentes:	407	(daN/m <sup>2</sup> )	62%
Sobrecarga acidental	250	(daN/m <sup>2</sup> )	NBR 6120:1980	250	(daN/m <sup>2</sup> )	38%
<b>total cargas perman.+ acid.:</b>				<b>657</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>	

### 3.5.4 CARGAS NAS VIGAS-BALDRAME

Nas vigas do pavimento fundação (vigas-baldrame) de todos os exemplos, considerou-se uma carga adicional de **0,9 kN/m** (além das cargas das paredes), decorrente da alvenaria de embasamento com 21 cm de altura em tijolo maciço conforme mostra a figura 3.4 e a tabela 3.7, a seguir:

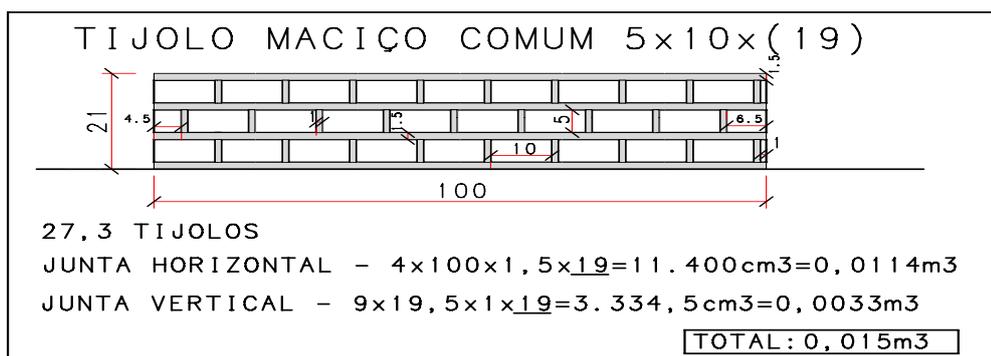


Figura 3.4 – Detalhe da elevação do embasamento (unidade de medida - cm)

Tabela 3.7 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas decorrentes do embasamento nas vigas-baldrame

<b>EMBASAMENTO DE TIJOLO MACIÇO COMUM</b>	<i>espessura</i>	<i>altura</i>	<i>compr.</i>	
DIMENSÕES	19	5	10	(cm)
PESO DE CADA PEÇA	1,5	(daN)	1579	(daN/m <sup>3</sup> )
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO CIMENTO E AREIA	2100	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO CIMENTO E AREIA	2100	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	1,5	(cm)		
ESPESSURA DAS JUNTAS VERTICAIS	1	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO A)	2	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO B)	2	(cm)		
ALTURA DO EMBASAMENTO	21	(cm)		
PEÇAS POR M	29.4	(pçs)		
VOLUME DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO POR M	0,012	(m <sup>3</sup> )		
VOLUME DE ARGAMASSA DE REVESTIMENTO POR M	0,008	(m <sup>3</sup> )		
ESPESSURA OSSO DA PAREDE	19	(cm)		
ESPESSURA ACABADA DA PAREDE	23	(cm)		
<b>BLOCOS - PESO POR M DE EMBASAMENTO</b>				
BLOCOS - PESO POR M DE EMBASAMENTO	44,1	(daN/m <sup>2</sup> )	51%	
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - PESO POR M	25,2	(daN/m <sup>2</sup> )	29%	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO - PESO POR M	17,6	(daN/m <sup>2</sup> )	20%	
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M</b>	<b>86,9</b>	<b>(daN/m)</b>		

Com o levantamento de todas as cargas atuantes e pré-fôrma definida, inicia-se o cálculo da estrutura. Com o uso de softwares de cálculo estrutural, em poucos minutos tem-se a estrutura calculada. Para o trabalho utilizou-se o software TQS versão 13 - plena.

Cabe ressaltar a responsabilidade do engenheiro. Os sistemas computacionais funcionam como uma ferramenta de trabalho a serviço do engenheiro, e o ajudará na produção de projetos, que serão tão bem elaborados quanto for o trabalho de concepção, amplo conhecimento técnico, experiência e análise desenvolvida por ele. A mera produção de desenhos de detalhamento de concreto pelo computador, não implica em um projeto

tecnicamente correto. Por ser responsável pela realização do projeto, o engenheiro é obrigado a validar tanto os dados de entrada, quanto os resultados obtidos, usando todos os recursos à sua disposição.

Além de validar os resultados, o engenheiro deverá decidir a necessidade de alterar o detalhamento gerado e resultados apresentados pelo software, para garantir o funcionamento correto da estrutura dentro das especificações de projeto, de modo a atender às normas técnicas pertinentes, relativas à capacidade resistente, ao desempenho em serviço, à durabilidade da estrutura e buscando resultados mais econômicos possíveis.

Pelo Código de Defesa do Consumidor (CDC<sup>2</sup>), as normas valem como um “padrão mínimo” de referência, tornando-se obrigatórias.

Com os resultados analisados e validados pelo engenheiro, faz-se então a compatibilização de todos os projetos (arquitetura, estrutura, instalações e outros) e adequações cabíveis e possíveis. Procede-se, então, ao cálculo final da estrutura e montagem das pranchas do projeto, contendo todas as informações necessárias à completa execução da estrutura.

No sistema internacional de unidades (SI) a unidade de força utilizada é o Newton (Vide tabela A3 no Anexo). Para os consumos de aço e taxa de armadura utilizou-se o quilograma (kg - unidade de massa, utilizada tanto no SI, como no sistema técnico antigo, MKS). O kgf (quilograma força, utilizado no sistema técnico antigo) é a unidade de força equivalente ao daN (deca-newton, sistema internacional), onde 1 kgf corresponde a 1 daN ou 0,01 kN (quilo-newton).

---

<sup>2</sup> BRASIL. Presidência da República. *Código de Defesa do Consumidor (L8078 - CDC)*. Lei nº 8.078, de 11 de setembro de 1990. Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil, Brasília, 12 de setembro de 1990. Seção IV, Art. 39, Parágrafo VIII.

### 3.6 EXEMPLO A1

Considerou-se, primeiramente, o exemplo A1, como sendo referencial, partindo-se como premissa inicial de que é o que apresenta melhores resultados estruturais para o projeto arquitetônico apresentado. A partir deste foram feitas as variações a serem consideradas em todos os outros exemplos. Esta consideração será reavaliada nos capítulos 4 e 5.

Tabela 3.8 - Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A1

CRITÉRIOS	UN.	EX-A1
TIJOLO	TIPO	CERÂMICO
MEDIDAS TIJOLO	(cm)	14X19X29
ESPESSURA OSSO DA PAREDE EXTERNA	(cm)	19
ESPESSURA OSSO DA PAREDE INTERNA	(cm)	14
JUNTAS HORIZONTAIS	(cm)	1,5
JUNTAS VERTICAIS	(cm)	1
REBOCO EXTERNO	(cm)	2
REBOCO INTERNO	(cm)	2
REVESTIMENTO SOBRE A LAJE PISO	(cm)	5
REVESTIMENTO INFERIOR DE LAJE	(cm)	2

Nas figuras 3.5, 3.6 e 3.7 apresentam-se as fôrmas dos pavimentos deste exemplo, com indicação de cortes, dimensões (em centímetros) e cotas de nível (em metros) dos elementos estruturais.

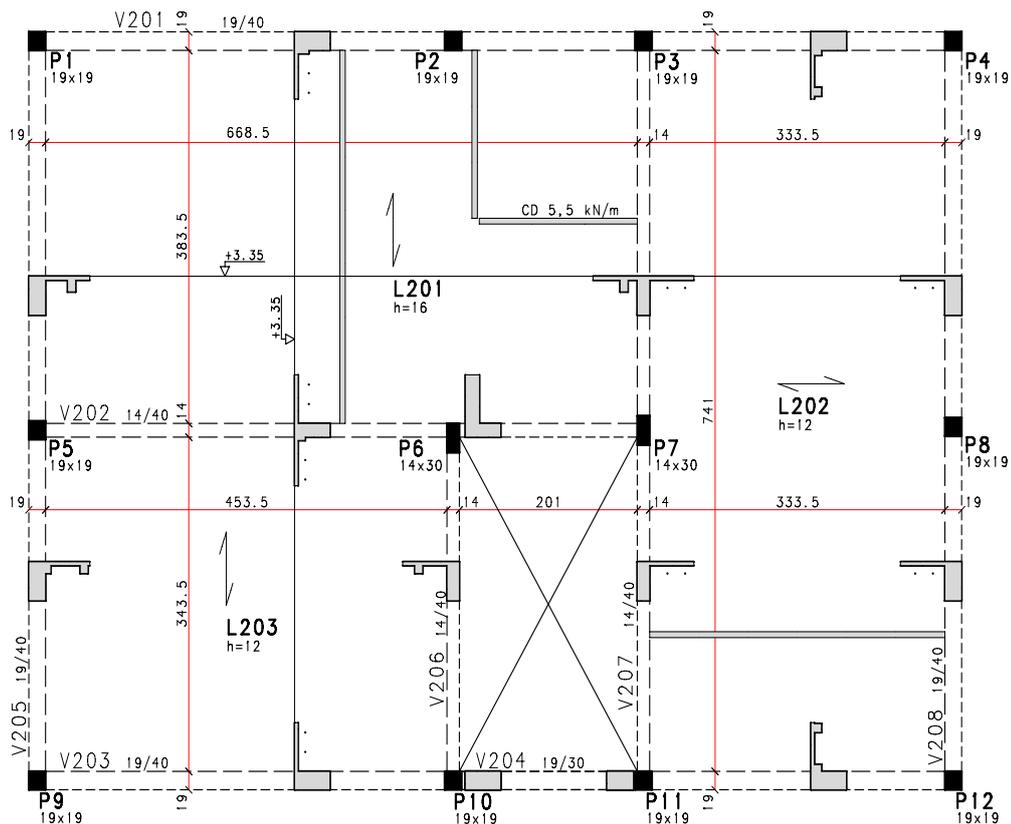


Figura 3.5 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A1 (unidade de medida - cm)

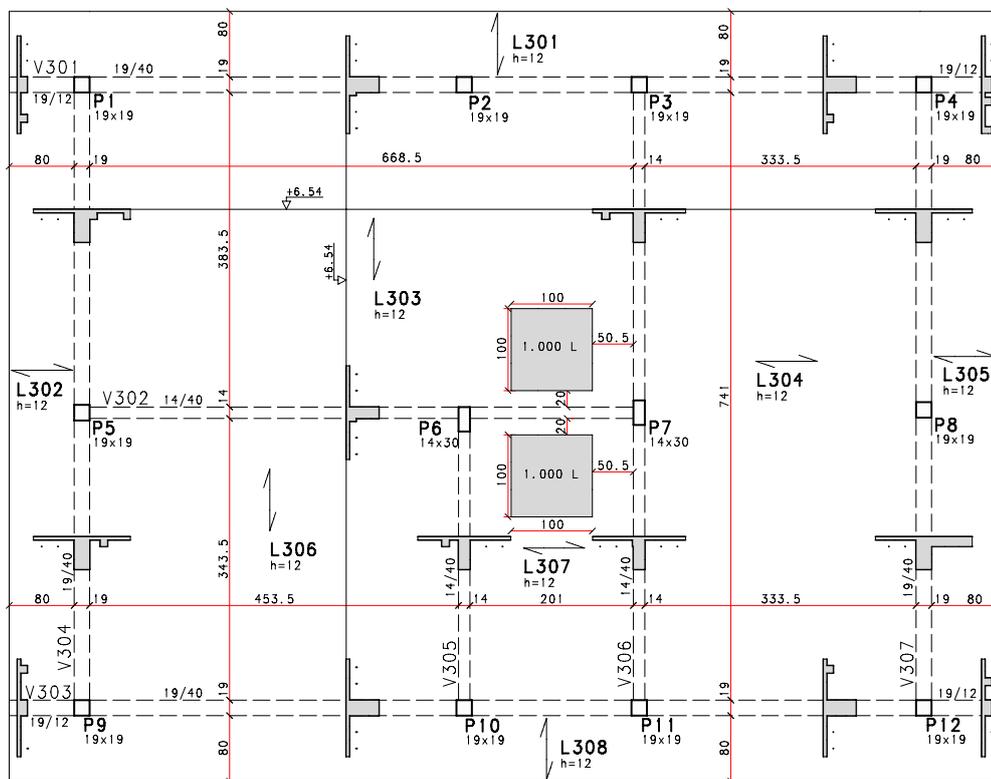


Figura 3.6 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A1 (unidade de medida - cm)



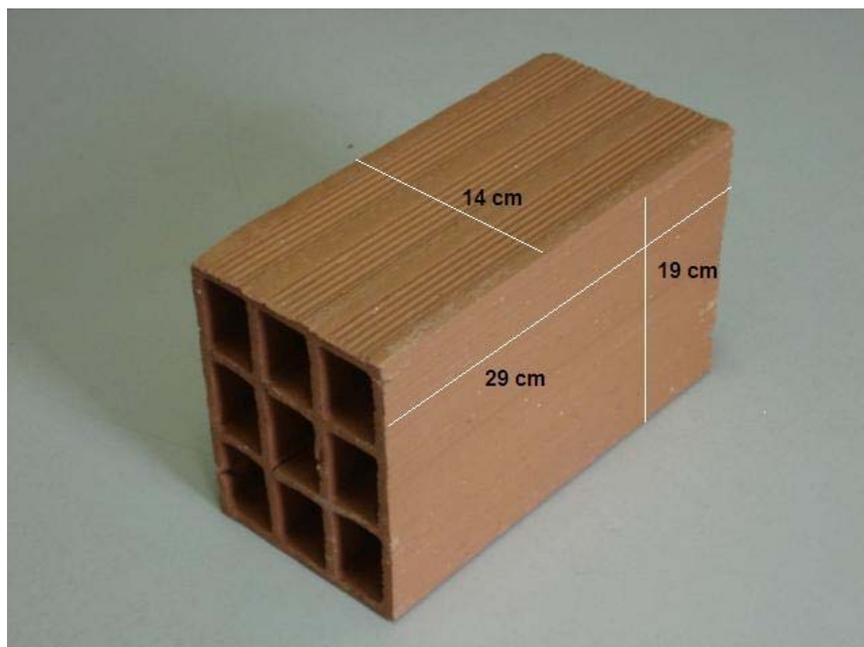


Foto 3.4 – Bloco cerâmico adotado para as paredes do exemplo A1

Tabela 3.9 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes externas do exemplo A1, com 23 cm de espessura acabada

<b>PAREDE DE BLOCO CERÂMICO</b>	<i>espessura</i>	<i>altura</i>	<i>compr.</i>	
DIMENSÕES	19	14	29	(cm)
PESO DE CADA PEÇA	4,7	(daN)	609	(daN/m <sup>3</sup> )
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	1,5	(cm)		
ESPESSURA DAS JUNTAS VERTICAIS	1	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO A)	2	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO B)	2	(cm)		
ALTURA DA PAREDE	2,79	(m)		
PEÇAS POR M <sup>2</sup>	21,5	(pçs)		
VOLUME DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO POR M <sup>2</sup>	0,024	(m <sup>3</sup> )		
VOLUME DE ARGAMASSA DE REVESTIMENTO POR M <sup>2</sup>	0,040	(m <sup>3</sup> )		
ESPESSURA OSSO DA PAREDE	19	(cm)		
ESPESSURA ACABADA DA PAREDE	23	(cm)		
<b>BLOCOS - PESO POR M<sup>2</sup> DE PAREDE</b>				
BLOCOS - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	101,1	(daN/m <sup>2</sup> )	45%	
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	45,8	(daN/m <sup>2</sup> )	21%	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	76,0	(daN/m <sup>2</sup> )	34%	
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M<sup>2</sup></b>	<b>222,9</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>		
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M</b>	<b>621,8</b>	<b>(daN/m)</b>		

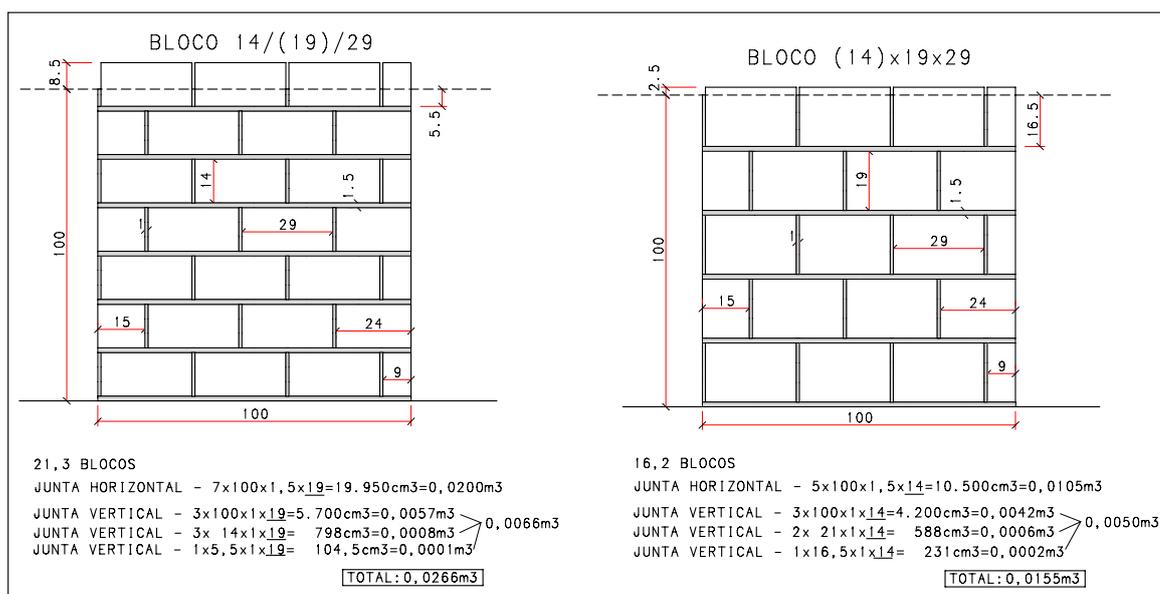


Figura 3.9 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A1 (unidade de medida - cm)

Tabela 3.10 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas do exemplo A1, com 18 cm de espessura acabada

<b>PAREDE DE BLOCO CERÂMICO</b>	<i>espessura</i>	<i>altura</i>	<i>compr.</i>	
DIMENSÕES	14	19	29	(cm)
PESO DE CADA PEÇA	4,7	(daN)	609	(daN/m <sup>3</sup> )
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	1,5	(cm)		
ESPESSURA DAS JUNTAS VERTICAIS	1	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO A)	2	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO B)	2	(cm)		
ALTURA DA PAREDE	3,07	(m)		
PEÇAS POR M <sup>2</sup>	16,3	(pcs)		
VOLUME DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO POR M <sup>2</sup>	0,015	(m <sup>3</sup> )		
VOLUME DE ARGAMASSA DE REVESTIMENTO POR M <sup>2</sup>	0,040	(m <sup>3</sup> )		
ESPESSURA OSSO DA PAREDE	14	(cm)		
ESPESSURA ACABADA DA PAREDE	18	(cm)		
BLOCOS - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	76,4	(daN/m <sup>2</sup> )	42%	
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	27,7	(daN/m <sup>2</sup> )	15%	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	76,0	(daN/m <sup>2</sup> )	42%	
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M<sup>2</sup></b>	<b>180,1</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>		
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M</b>	<b>552,9</b>	<b>(daN/m)</b>		

### 3.6.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A1

Baseado nas indicações das tabelas de lajes pré-fabricadas, em função dos vãos e cargas atuantes, inicialmente adotou-se para todas as lajes a altura de 12 cm. Não se levou em consideração na escolha, as paredes apoiadas diretamente sobre as lajes L201 e L202, não fazendo uso inicialmente de vigotas justapostas sob estas.

Para a laje L201 os resultados desta primeira análise originaram armaduras adicionais nas vigotas próximas às paredes, de três barras de 12,5 mm e duas barras de 10 mm, flecha excessiva (final diferida) de 2,19 cm para um limite de norma de 1,53 cm. Para a laje L202, os resultados originaram uma armadura adicional nas vigotas próximas à alvenaria, de duas barras de 12,5 mm e flecha excessiva de 1,67 cm para 1,33 cm de limite. Nas proximidades destas nervuras também se observou que a força cortante de cálculo ( $V_{sd}$ ) relativa aos esforços de tração foi maior que a força resistente de projeto ao cisalhamento ( $V_{Rd1}$ ), não atendendo o item 19.4.1 da NBR 6118:2003, para dispensar o uso de armadura transversal.

A partir destes resultados adotou-se vigotas justapostas sob paredes, e para a laje L201, aumentou-se para 16 cm sua altura total. Com esta nova configuração, a força cortante de cálculo ( $V_{sd}$ ) passou a ser menor que a resistente de projeto em todos os exemplos, atendendo assim a norma.

Para todos os exemplos adotou-se uma armadura de distribuição nas duas direções de **3  $\phi$  de 5 mm/m** de laje ( $A_s = 0,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) em aço CA 60, conforme tabela 9 da NBR 14859-1:2002, originando **0,96 kg/m<sup>2</sup>** de laje.

Para as lajes dos beirais, de todos os exemplos, calculou-se a seção resistente das nervuras à flexão como seção retangular (caso de mesa tracionada nos apoios), chegando-se ao valor de  **$A_s = 0,52 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $\phi$  5 mm c/33 cm)**, inferior a  $\rho_{\min} = 0,15\% \cdot A_c \Rightarrow \rho_{\min} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ , adotando-se  **$\phi$  6,3 mm c/ 33 cm**, conforme tabela 17.3 da NBR 6118:2003, que nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma, acrescida da mesa colaborante.

O comprimento final da armadura negativa dos beirais foi adotado **C=2 m**, originando **1,50 kg/m** de beiral. O capítulo 14 de El Debs (2000) apresenta sugestões de detalhamento da armadura negativa nas lajes formadas com nervuras pré-moldadas, bem como recomendações gerais sobre estas lajes. Pode-se observar na tabela 3.12, a seguir, que as lajes dos beirais (L301, L302, L305 e L308) apresentaram flechas negativas em função de uma continuidade considerada com as lajes adjacentes.

Nas tabelas 3.11 e 3.12 apresentam-se os resultados dos cálculos das lajes do pavimento laje piso e pavimento laje forro do exemplo A1 (Vide Anexo: detalhes das vigotas do pavimento laje piso do exemplo A1 e tabelas de aço).

Tabela 3.11 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A1

<b>EX-A1</b>	<b>L201</b>	<b>L202</b>	<b>L203</b>
$\ell_x$ (m)	4,00	3,50	3,60
$\ell_{0,x}$ (m)	3,84	3,34	3,44
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	6,5	4,0	3,3
$A_{s,\text{Treliça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,57	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,80	1,00	0,63
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,37	1,39	1,02
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	1,53	1,26	1,30
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell$ /250)	1,53	1,33	1,37
$A_{\text{ço}}$ (kg)	132	108	61
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	1,83	1,47	0,90
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	72	73	68
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>301</b>		
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>4,2</b>		
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>71</b>		

Onde:

$\ell_x$  → vão efetivo, adotado entre eixos dos apoios (no menor vão - direção paralela às nervuras);

$\ell_{0,x}$  → vão livre entre faces internas dos apoios (no menor vão - direção paralela às nervuras);

$M_{\text{máx,nervura}}$  → momento fletor máximo na nervura mais solicitada;

$A_{s,\text{Treliça}}$  → área de armadura longitudinal de tração da treliça;

$A_{s,\text{Adicional}}$  → área adicional de armadura longitudinal de tração na nervura;

$A_{s,\text{tot}}$  →  $A_{s,\text{Treliça}} + A_{s,\text{Adicional}}$ ;

$a_{\text{tot},\infty}$  → flecha total (flecha imediata + flecha diferida);

$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$  → flecha total limite admissível;

$A_{\text{ço}}$  → quantidade de aço da laje;

$C_{\text{concreto}}$  → quantidade de concreto da laje;

$T_{\text{axa}}$  → taxa de armadura da laje ( $A_{\text{ço}}/C_{\text{concreto}}$ );

$A_{\text{ço tot}}$  → quantidade de aço total das lajes do pavimento;

$C_{\text{concreto tot}}$  → quantidade de concreto total das lajes do pavimento;

$T_{\text{axa}_m}$  → taxa de armadura média das lajes do pavimento ( $A_{\text{ço}}/C_{\text{concreto}}$ ).

Tabela 3.12 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A1

<b>EX-A1</b>	<b>L301</b>	<b>L302</b>	<b>L303</b>	<b>L304</b>	<b>L305</b>	<b>L306</b>	<b>L307</b>	<b>L308</b>
$\ell_x$ (m)	0,90	0,90	4,00	3,50	0,90	3,60	2,15	0,90
$\ell_{0,x}$ (m)	0,80	0,80	3,84	3,34	0,80	3,44	2,01	0,80
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	-0,6	-0,6	4,1	2,1	-0,6	2,0	2,0	-0,6
$A_{s,\text{Treliça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,40	0,40	1,00	0,20	0,40	0,20	0,20	0,40
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,79	0,79	1,39	0,59	0,79	0,59	0,59	0,79
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	-0,23	-0,23	1,26	0,87	-0,23	0,83	0,22	-0,23
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell_0$ /250)	0,64	0,64	1,53	1,33	0,64	1,37	0,80	0,64
$A_{\text{ço}}$ (kg)	47	29	100	80	29	52	23	47
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	0,56	0,34	1,48	1,40	0,34	0,91	0,40	0,56
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	84	85	68	57	85	57	58	84
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>407</b>							
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>6,0</b>							
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>72</b>							

**Onde:**

$\ell_x$  → vão efetivo, adotado entre eixos dos apoios (no menor vão - direção paralela às nervuras);

$\ell_{0,x}$  → vão livre entre faces internas dos apoios (no menor vão - direção paralela às nervuras);

$M_{\text{máx,nervura}}$  → momento fletor máximo na nervura mais solicitada;

$A_{s,\text{Treliça}}$  → área de armadura longitudinal de tração da treliça;

$A_{s,\text{Adicional}}$  → área adicional de armadura longitudinal de tração na nervura;

$A_{s,\text{tot}}$  →  $A_{s,\text{Treliça}} + A_{s,\text{Adicional}}$ ;

$a_{\text{tot},\infty}$  → flecha total (flecha imediata + flecha diferida);

$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$  → flecha total limite admissível;

$A_{\text{ço}}$  → quantidade de aço da laje;

$C_{\text{concreto}}$  → quantidade de concreto da laje;

$T_{\text{axa}}$  → taxa de armadura da laje ( $A_{\text{ço}}/C_{\text{concreto}}$ );

$A_{\text{ço tot}}$  → quantidade de aço total das lajes do pavimento;

$C_{\text{concreto tot}}$  → quantidade de concreto total das lajes do pavimento;

$T_{\text{axa}_m}$  → taxa de armadura média das lajes do pavimento ( $A_{\text{ço}}/C_{\text{concreto}}$ ).

### 3.6.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A1

Considerou-se, inicialmente, todas as vigas com altura de 30 cm, exceto os vãos em balanço das vigas V301 e V303 que seguem a altura de 12 cm das lajes. Todas as vigas não excederam as flechas limites (imediate+diferida).

A taxa de armadura média das vigas do pavimento laje piso é  $107 \text{ kg/m}^3$ , influenciadas pelas vigas: V202 (14/30) com  $292 \text{ kg/m}^3$  e V207 (14/30) com  $127 \text{ kg/m}^3$ , as demais ficaram com taxas abaixo da média do pavimento. O volume de concreto das vigas do pavimento laje piso foi de  $2,76 \text{ m}^3$  e de aço 294 kg.

Para as vigas do pavimento laje forro encontrou-se uma taxa de armadura média de  $69 \text{ kg/m}^3$ , tendo as vigas V302 (14/30) com  $111 \text{ kg/m}^3$  e a V306 (14/30) com  $87 \text{ kg/m}^3$  ficando com taxas acima da média do pavimento. O volume de concreto das vigas do pavimento laje forro foi de  $2,71 \text{ m}^3$  e de aço 185 kg.

Embora tenham sido encontrados bons resultados nas vigas com altura de 30 cm. Em função de outros exemplos, com esforços maiores, originando flechas excessivas, que não atendem ao item 13.3 da NBR 6118:2003, e taxas de armadura elevadas, optou-se por uma uniformização das alturas das vigas em 40 cm em todos os exemplos, exceto a viga V204 no nível do patamar da escada, que permanece com 30 cm de altura.

Nas tabelas 3.13 e 3.14, a seguir, observa-se que as vigas V202 (14/40) e V302 (14/40) tiveram uma grande diminuição da taxa de armadura, passando para  $135 \text{ kg/m}^3$  e  $62 \text{ kg/m}^3$ , respectivamente, o que justifica o aumento de sua altura, mas não é suficiente para justificar o aumento da altura de todas as vigas do pavimento. Os resultados acima mencionados, assim como uma comparação e análise entre os resultados dos exemplos e suas variações serão vistos no capítulo 4, análise dos resultados dos exemplos (Vide Anexo: detalhe da viga V206 do pavimento laje piso do exemplo A1 e tabelas de aço).

Tabela 3.13 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A1

<b>EX-A1</b>	<b>V201</b>	<b>V202</b>	<b>V203</b>	<b>V204</b>	<b>V205</b>	<b>V206</b>	<b>V207</b>	<b>V208</b>
Seção (cm)	19/40	14/40	19/40	19/30	19/40	14/40	14/40	19/40
Tramo	1	1	1	1	2	1	2	1
$\ell_{ef}$ (m)	4,70	4,70	4,70	2,14	4,00	3,49	3,97	3,63
$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$ (kN.m)	35	48	30	7	12	8	20	21
$A_{s,v\grave{a}o}$ (cm <sup>2</sup> )	3,21	4,47	2,72	0,88	1,14	0,84	1,78	1,97
$M_{m\acute{a}x,apoio}$ (kN.m)	36	47	28	4	15	8	26	26
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	3,56	4,96	2,70	0,85	1,41	0,84	2,53	2,49
$V_{Sd}$ (kN)	79,0	104,5	61,0	28,2	33,9	23,5	53,5	56,3
$V_{Rd2}$ (kN)	246,0	181,3	246,1	178,7	246,1	181,3	181,3	246,1
$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	2,3	4,9	1,7	1,7	1,7	1,2	1,4	1,7
$a_{tot,\infty}$ (cm)	0,64	1,06	0,50	0,00	0,17	0,17	0,31	0,20
$a_{tot,\infty,adm}$ (cm) - ( $\ell$ /250)	1,88	1,88	1,88	0,86	1,60	1,40	1,60	1,45
$A_{\acute{c}o}$ (kg)	48	50	41	6	26	9	29	35
Concreto (m <sup>3</sup> )	0,74	0,37	0,74	0,11	0,55	0,18	0,40	0,55
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	65	135	55	55	47	50	73	64
$A_{\acute{c}o\ tot}$ (kg)	<b>244</b>							
Concreto <sub>tot</sub> (m <sup>3</sup> )	<b>3,6</b>							
Taxa <sub>m</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	<b>68</b>							

Onde:

Seção → dimensões da seção da viga (largura/altura);

Tramo → tramo considerado da viga, de maiores esforços;

$\ell_{ef}$  → vão efetivo da viga, conforme item 14.6.2.4 da NBR 6118:2003;

$M_{m\acute{a}x, v\grave{a}o}$  → momento fletor máximo no vão (momento positivo);

$A_{s, v\grave{a}o}$  → área de armadura longitudinal de tração no vão (armadura positiva);

$M_{m\acute{a}x, apoio}$  → momento fletor máximo no apoio (momento negativo);

$A_{s, apoio}$  → área de armadura longitudinal de tração no apoio (armadura negativa);

$V_{Sd}$  → força cortante solicitante de cálculo;

$V_{Rd2}$  → força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto;

$A_{sw}$  → área da seção transversal dos estribos de força cortante;

$a_{tot, \infty}$  → flecha total (flecha imediata + flecha diferida);

$a_{tot, \infty, adm}$  → flecha total limite admissível;

$A_{\acute{c}o}$  → quantidade de aço da viga;

Concreto → quantidade de concreto da viga;

Taxa → taxa de armadura da viga ( $A_{\acute{c}o}$ /Concreto);

$A_{\acute{c}o_{tot}}$  → quantidade de aço total das vigas do pavimento;

Concreto<sub>tot</sub> → quantidade de concreto total das vigas do pavimento;

Taxa<sub>m</sub> → taxa de armadura média das vigas do pavimento ( $A_{\acute{c}o}$ /Concreto).

Tabela 3.14 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A1

<b>EX-A1</b>	<b>V301</b>	<b>V302</b>	<b>V303</b>	<b>V304</b>	<b>V305</b>	<b>V306</b>	<b>V307</b>
Seção (cm)	19/40	14/40	19/40	19/40	14/40	14/40	19/40
Tramo	2	1	2	2	1	1	2
$\ell_{ef}$ (m)	4,70	4,70	4,70	4,00	3,49	3,57	3,96
$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$ (kN.m)	20	25	19	8	8	11	13
$A_{s,v\grave{a}o}$ (cm <sup>2</sup> )	1,83	2,29	1,75	1,14	0,84	1,03	1,20
$M_{m\acute{a}x,apoio}$ (kN.m)	20	24	18	9	5	15	16
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	1,86	2,32	1,64	1,14	0,84	1,45	1,50
$V_{Sd}$ (kN)	42,0	52,2	39,9	21,1	22,6	39,5	36,2
$V_{Rd2}$ (kN)	246,1	181,3	246,1	246,1	181,3	181,3	246,1
$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	1,7	1,3	1,7	1,7	1,2	1,2	1,7
$a_{tot,\infty}$ (cm)	0,40	0,69	0,38	0,11	0,15	0,20	0,19
$a_{tot,\infty,adm}$ (cm) - ( $\ell$ /250)	1,88	1,88	1,88	1,60	1,40	1,42	1,60
$A_{\acute{c}o\ tot}$ (kg)	40	23	40	26	9	20	27
Concreto <sub>tot</sub> (m <sup>3</sup> )	0,78	0,37	0,78	0,55	0,18	0,40	0,55
T <sub>axa</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	51	62	51	47	50	50	49
$A_{\acute{c}o\ tot}$ (kg)	<b>185</b>						
Concreto <sub>tot</sub> (m <sup>3</sup> )	<b>3,61</b>						
T <sub>axa<sub>m</sub></sub> (kg/m <sup>3</sup> )	<b>52</b>						

Onde:

Seção → dimensões da seção da viga (largura/altura);

Tramo → tramo considerado da viga, de maiores esforços;

$\ell_{ef}$  → vão efetivo da viga, conforme item 14.6.2.4 da NBR 6118:2003;

$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$  → momento fletor máximo no vão (momento positivo);

$A_{s,v\grave{a}o}$  → área de armadura longitudinal de tração no vão (armadura positiva);

$M_{m\acute{a}x,apoio}$  → momento fletor máximo no apoio (momento negativo);

$A_{s,apoio}$  → área de armadura longitudinal de tração no apoio (armadura negativa);

$V_{Sd}$  → força cortante solicitante de cálculo;

$V_{Rd2}$  → força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto;

$A_{sw}$  → área da seção transversal dos estribos de força cortante;

$a_{tot,\infty}$  → flecha total (flecha imediata + flecha diferida);

$a_{tot,\infty,adm}$  → flecha total limite admissível;

$A_{\acute{c}o}$  → quantidade de aço da viga;

Concreto → quantidade de concreto da viga;

T<sub>axa</sub> → taxa de armadura da viga ( $A_{\acute{c}o}$ /Concreto);

$A_{\acute{c}o_{tot}}$  → quantidade de aço total das vigas do pavimento;

Concreto<sub>tot</sub> → quantidade de concreto total das vigas do pavimento;

T<sub>axa<sub>m</sub></sub> → taxa de armadura média das vigas do pavimento ( $A_{\acute{c}o}$ /Concreto).

### 3.6.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A1

A NBR 6118:2003 recomenda a dimensão mínima para a seção transversal de pilar como sendo de 19 cm. Pode-se utilizar, em casos especiais, dimensões entre 12 cm e 19 cm. Neste caso, as ações solicitantes serão multiplicadas por um coeficiente adicional, conforme o item 13.2.3. Em qualquer caso, a área da seção transversal deve ser maior que 360 cm<sup>2</sup>.

Os pilares com seção 19x19 cm possuem 361 cm<sup>2</sup>, atendendo à norma (Vide Anexo: detalhe do pilar P1 do exemplo A1 e tabelas de aço). Outro dado relevante para adoção destas dimensões, é que, para valores iguais ou superiores a 19 cm, não terão os esforços finais de cálculo majorados por um coeficiente adicional. Para dimensões inferiores a 19 cm terão seus esforços majorados conforme tabela 13.1 da norma. Pilares com estas dimensões possuem boa rigidez nas duas direções.

Pela tabela 3.15, a seguir, pode-se observar, que de maneira geral, os pilares tiveram bom comportamento estrutural, mas a área de armadura necessária para a maior parte destes pilares (P1, P2, P3, P4, P8, P9, P10, P11 e P12) ficou bem abaixo da armadura mínima exigida pela norma, item 17.3.5.3.1 e item 18.4.2.1 ( $A_{s,min} = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \phi 10 \text{ mm}$ ). Os pilares P5, P6 e P7 apresentaram-se com taxas de armadura elevadas.

Para os pilares com 14/30 cm, optou-se por estas dimensões para uma tentativa de uniformização de medidas nos exemplos, pois serão adotadas as medidas de 12x30 cm (360 cm<sup>2</sup>) em alguns deles. Estes, ao contrário dos pilares com 19 cm, terão seus esforços majorados em 25% e não possuem boa rigidez nas duas direções.

Tabela 3.15 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A1

<b>EX-A1</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>P6</b>	<b>P7</b>	<b>P8</b>	<b>P9</b>	<b>P10</b>	<b>P11</b>	<b>P12</b>
Seção (cm)	19/19	19/19	19/19	19/19	19/19	14/30	14/30	19/19	19/19	19/19	19/19	19/19
Lance	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
$\ell_e$ (m)	3,14	3,33	3,14	3,14	3,14	3,15	3,15	3,33	3,14	3,14	3,14	3,14
$\lambda$ (maior)	57	61	57	57	57	78	78	61	57	57	57	57
$N_d$ (kN)	139	223	122	110	229	391	240	193	123	216	127	109
$M_{dx}$ (kN.m)	5,10	8,76	4,83	4,06	-8,39	-18,37	11,27	4,00	-4,49	-7,91	-3,22	-4,04
$M_{dy}$ (kN.m)	6,83	-8,17	4,46	-4,04	11,65	12,03	7,38	-4,00	5,89	-7,91	-2,63	-3,98
$A_{s,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	1,44	1,82	1,44	1,44	3,42	14,48	3,46	1,44	1,44	1,44	1,44	1,44
$A_{\zeta o}$ (kg)	26	26	26	26	36	83	37	26	26	26	26	26
Concreto (m <sup>3</sup> )	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,27	0,27	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	108	108	108	108	150	307	137	108	108	108	108	108
$\rho$ (%)	0,9	0,9	0,9	0,9	1,4	3,8	1,1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
$A_{\zeta o\ tot}$ (kg)	<b>390</b>											
Concreto <sub>tot</sub> (m <sup>3</sup> )	<b>2,94</b>											
Taxa <sub>m</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	<b>131</b>											
$\rho_m$ (%)	<b>1,2</b>											

Onde:

Seção → dimensões da seção do pilar (largura/altura);

Lance → lance considerado, com maiores solicitações;

$\ell_e$  → comprimento equivalente, conforme item 15.6 da NBR 6118:2003;

$\lambda$  (maior) → maior índice de esbeltez do pilar;

$N_d$  → força normal solicitante de cálculo;

$M_{dx}$  → momento fletor de cálculo na direção x;

$M_{dy}$  → momento fletor de cálculo na direção y;

$A_{s,nec}$  → área de armadura longitudinal necessária;

Aço → quantidade de aço total do pilar (nos dois lances);

Concreto → quantidade de concreto total do pilar (nos dois lances);

Taxa → taxa de armadura do pilar (nos dois lances - Aço/Concreto);

$\rho$  → taxa geométrica da armadura longitudinal no lance considerado;

$A_{\zeta o\ tot}$  → quantidade de aço total dos pilares (nos dois lances);

Concreto<sub>tot</sub> → quantidade de concreto total dos pilares (nos dois lances);

Taxa<sub>m</sub> → taxa de armadura média dos pilares (nos dois lances - Aço/Concreto);

$\rho_m$  → taxa geométrica média da armadura longitudinal dos pilares no lance considerado;

### 3.7 EXEMPLO A2

Conforme apresenta-se na tabela a seguir, utilizou-se para o exemplo, o bloco cerâmico (11,5x14x24 cm) na medida de 14 cm para as paredes externas e 11,5 cm para as paredes internas, buscando-se a utilização de pilares e vigas com larguras de 12 e 14 cm.

Tabela 3.16 - Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A2

CRITÉRIOS	UN.	EX-A2
TIJOLO	TIPO	CERÂMICO
MEDIDAS	(cm)	11,5X14X24
ESPESSURA OSSO DA PAREDE EXT.	(cm)	14
ESPESSURA OSSO DA PAREDE INT.	(cm)	11,5
JUNTAS HORIZONTAIS	(cm)	1,5
JUNTAS VERTICAIS	(cm)	1
REBOCO EXTERNO	(cm)	2
REBOCO INTERNO	(cm)	2
REVESTIMENTO SOBRE LAJE PISO	(cm)	5
REVESTIMENTO INFERIOR DE LAJE	(cm)	2

Nas figuras 3.10, 3.11 e 3.12 são apresentadas as fôrmas dos pavimentos deste exemplo, com indicação de cortes, dimensões (em centímetros) e cotas de nível (em metros) dos elementos estruturais.

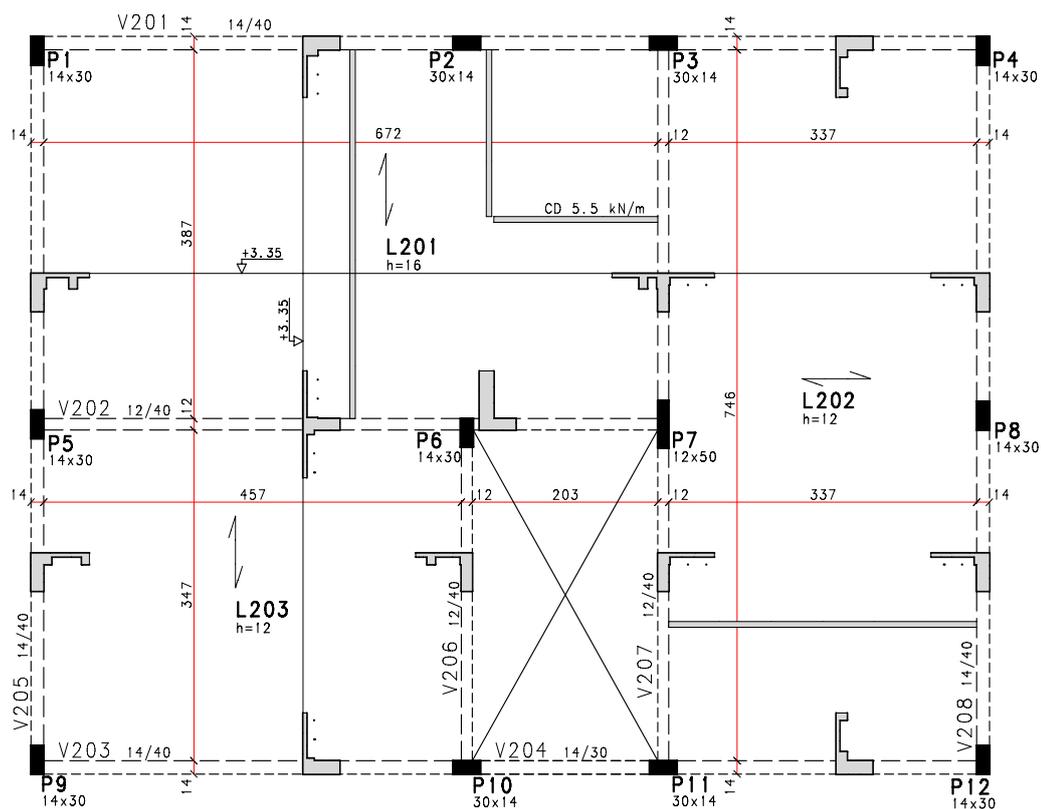


Figura 3.10 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A2 (unidade de medida - cm)

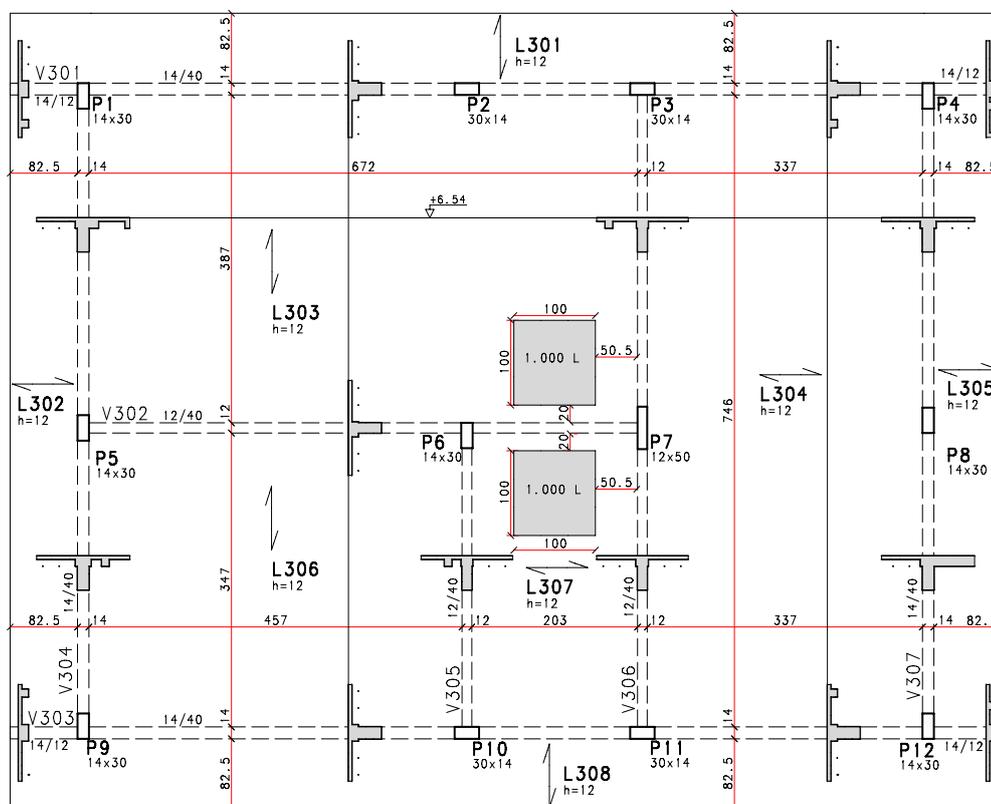


Figura 3.11 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A2 (unidade de medida - cm)

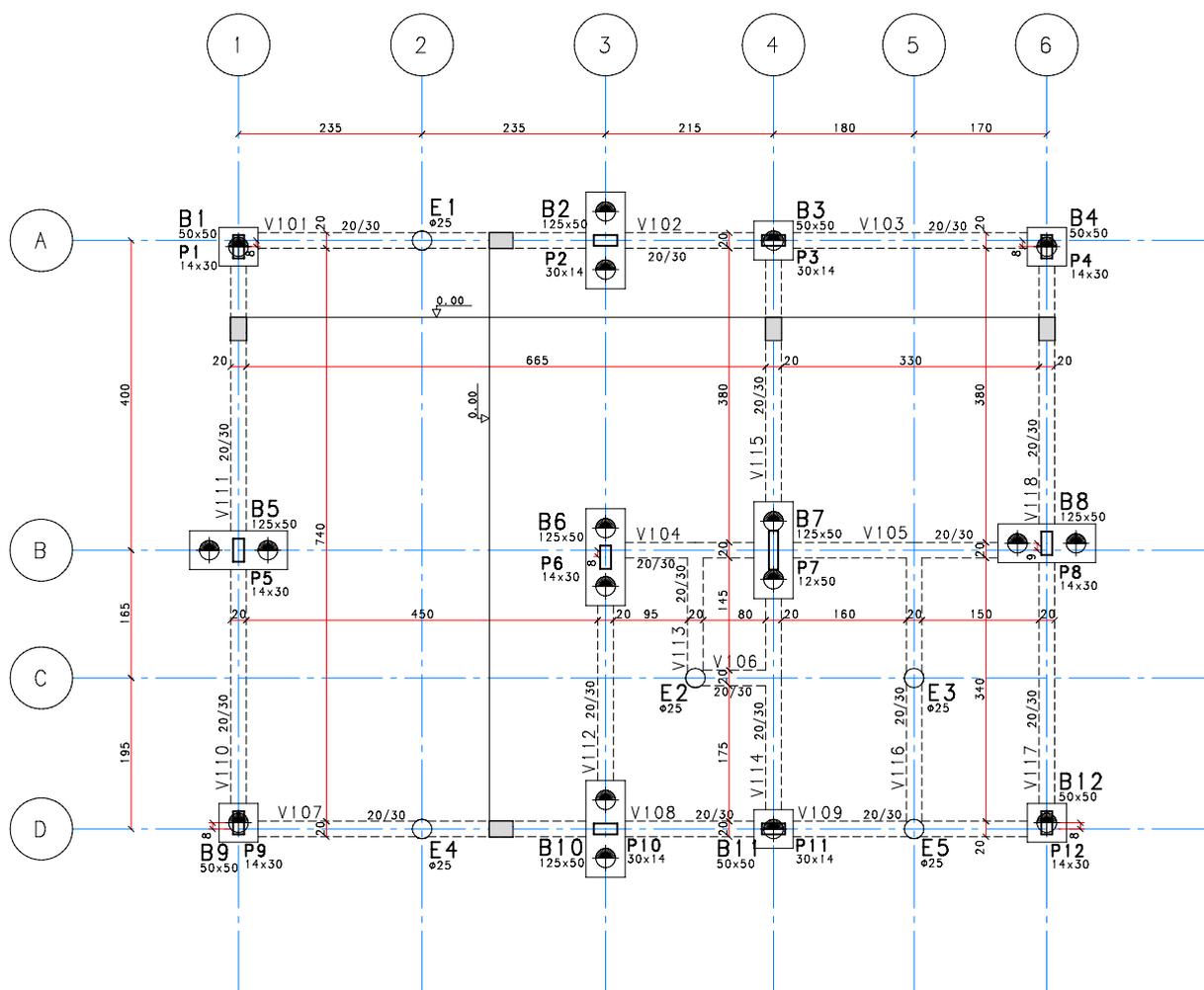


Figura 3.12 – Fôrma do pavimento fundação do exemplo A2 (unidade de medida - cm)

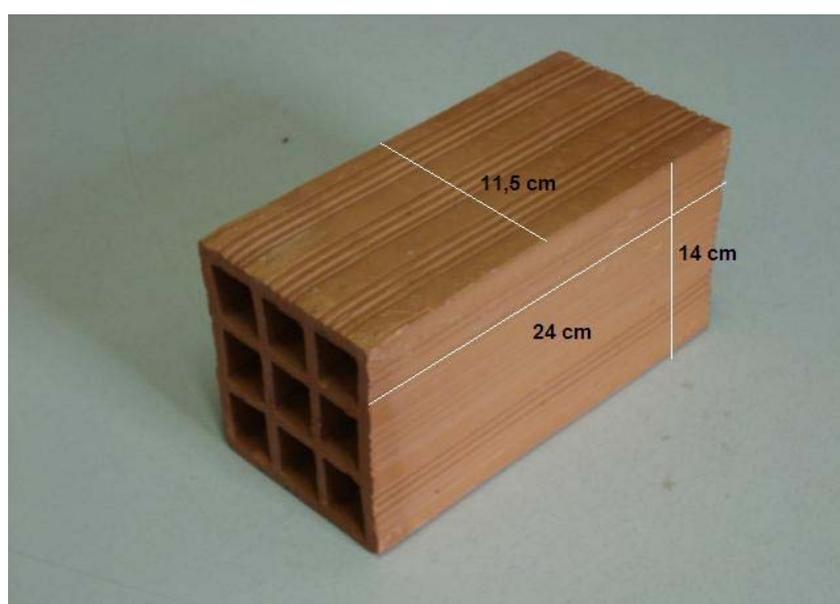


Foto 3.5 – Bloco cerâmico adotado para as paredes do exemplo A2

Tabela 3.17 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes externas do exemplo A2, com 18 cm de espessura acabada

<b>PAREDE DE BLOCO CERÂMICO</b>	<i>espessura</i>	<i>altura</i>	<i>compr.</i>	
DIMENSÕES	14	11,5	24	(cm)
PESO DE CADA PEÇA	2,9	(daN)	751	(daN/m <sup>3</sup> )
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	1,5	(cm)		
ESPESSURA DAS JUNTAS VERTICAIS	1	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO A)	2	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO B)	2	(cm)		
ALTURA DA PAREDE	1,14	(m)		
PEÇAS POR M <sup>2</sup>	30,8	(pçs)		
VOLUME DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO POR M <sup>2</sup>	0,021	(m <sup>3</sup> )		
VOLUME DE ARGAMASSA DE REVESTIMENTO POR M <sup>2</sup>	0,040	(m <sup>3</sup> )		
ESPESSURA OSSO DA PAREDE	14	(cm)		
ESPESSURA ACABADA DA PAREDE	18	(cm)		
<b>BLOCOS - PESO POR M<sup>2</sup> DE PAREDE</b>				
BLOCOS - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	89,2	(daN/m <sup>2</sup> )	43%	
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	40,1	(daN/m <sup>2</sup> )	20%	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	76,0	(daN/m <sup>2</sup> )	37%	
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M<sup>2</sup></b>	<b>205,3</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>		
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M</b>	<b>234,1</b>	<b>(daN/m)</b>		

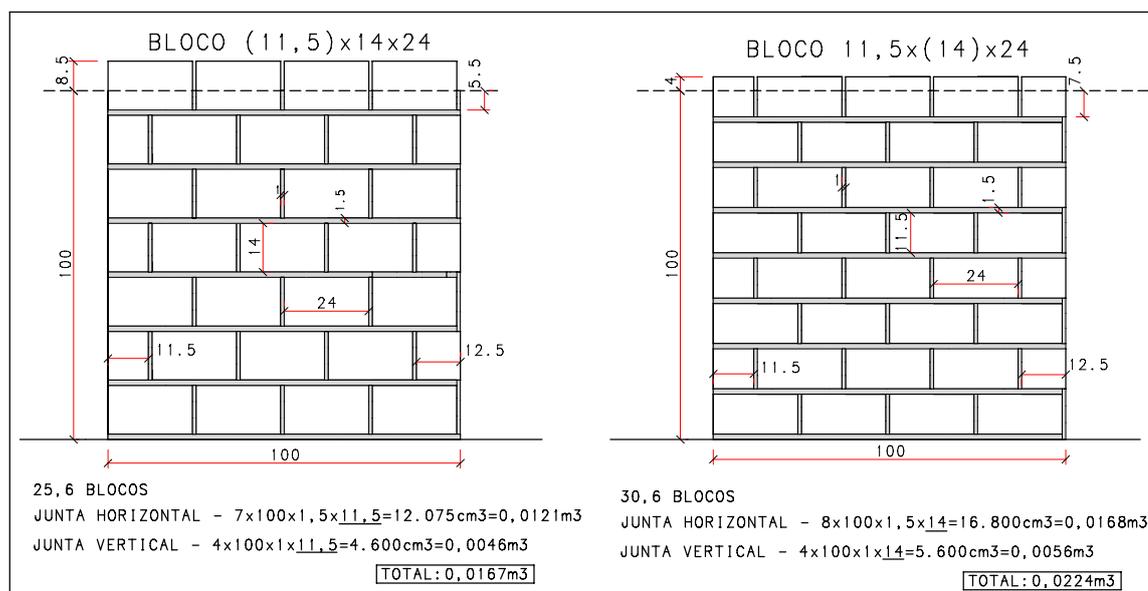


Figura 3.13 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A2 (unidade de medida - cm)

Tabela 3.18 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas do exemplo A2, com 15,5 cm de espessura acabada

PAREDE DE BLOCO CERÂMICO	espessura	altura	compr.	
DIMENSÕES	11,5	14	24	(cm)
PESO DE CADA PEÇA	2,9	(daN)	751	(daN/m <sup>3</sup> )
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	1,5	(cm)		
ESPESSURA DAS JUNTAS VERTICAIS	1	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO A)	2	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO B)	2	(cm)		
ALTURA DA PAREDE	3,02	(m)		
PEÇAS POR M <sup>2</sup>	25,8	(pçs)		
VOLUME DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO POR M <sup>2</sup>	0,015	(m <sup>3</sup> )		
VOLUME DE ARGAMASSA DE REVESTIMENTO POR M <sup>2</sup>	0,040	(m <sup>3</sup> )		
ESPESSURA OSSO DA PAREDE	11,5	(cm)		
ESPESSURA ACABADA DA PAREDE	15,5	(cm)		
<b>BLOCOS - PESO POR M<sup>2</sup> DE PAREDE</b>				
BLOCOS - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	74,8	(daN/m <sup>2</sup> )	42%	
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	29,0	(daN/m <sup>2</sup> )	16%	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	76,0	(daN/m <sup>2</sup> )	42%	
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M<sup>2</sup></b>	<b>179,9</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>		
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M</b>	<b>543,2</b>	<b>(daN/m)</b>		

### 3.7.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A2

Conforme podemos observar na tabela 3.20, a seguir, as lajes do pavimento laje piso excederam os limites das flechas, conforme tabela 13.2 da norma, que limita em  $\ell/250$  os deslocamentos totais sob efeito da aceitabilidade visual para deslocamentos estruturais. Estes deslocamentos excessivos se deram em função de um pequeno aumento no  $\ell_{0,x}$  (distância entre faces dos apoios, na menor direção), da ordem de 3 cm, e conseqüentemente um pequeno aumento nas cargas atuantes, em comparação ao exemplo A1. As flechas excederam os limites da norma em 1,2 mm e 1,6 mm, que são valores imperceptíveis visualmente.

Ainda segundo a tabela 13.2 da norma, sobre deslocamentos excessivos, estes podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contra flecha não pode ocasionar um desvio do plano, maior que  $\ell/350$ . Todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão  $\ell$ , suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.

A NBR 15575-2 (edifícios habitacionais de até cinco pavimentos - desempenho - parte 2 - requisitos para os sistemas estruturais) recém publicada, mas que ainda não está em vigor, prescreve que na falta de normas específicas os limites para deslocamentos devem seguir a tabela 1 da referida norma, que também considera  $L/250$ , e especifica que  $L$  é o vão teórico do elemento estrutural (vão efetivo -  $\ell_{ef}$  - pela NBR 6118:2003). Na NBR 6118:2003 não fica claro o significado de  $\ell$  na tabela 13.2.

Nas tabelas 3.20 e 3.21 apresenta-se os resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso e pavimento laje forro do exemplo A2.

Tabela 3.19 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A2

<b>EX-A2</b>	<b>L201</b>	<b>L202</b>	<b>L203</b>
$\ell_x$ (m)	4,00	3,50	3,60
$\ell_{0,x}$ (m)	3,87	3,37	3,47
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	6,70	4,00	3,40
$A_{s,\text{Trelça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,57	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,80	1,00	0,63
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,37	1,39	1,02
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	1,67	1,51	1,51
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell/250$ )	1,55	1,35	1,39
$A_{\text{ço}}$ (kg)	134	111	61
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	1,89	1,52	0,93
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	71	73	66
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>306</b>		
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>4,3</b>		
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>70</b>		

Pode-se observar na tabela acima que a diferença dos resultados das flechas calculadas e admissíveis não é significativo.

Tabela 3.20 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A2

<b>EX-A2</b>	<b>L301</b>	<b>L302</b>	<b>L303</b>	<b>L304</b>	<b>L305</b>	<b>L306</b>	<b>L307</b>	<b>L308</b>
$\ell_x$ (m)	0,90	0,90	4,00	3,50	0,90	3,60	2,15	0,90
$\ell_{0,x}$ (m)	0,83	0,83	3,87	3,37	0,83	3,47	2,03	0,83
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	-0,60	-0,60	4,30	2,20	-0,60	2,10	2,00	-0,60
$A_{s,\text{Treliça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,40	0,40	1,00	0,20	0,40	0,20	0,20	0,40
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,79	0,79	1,39	0,59	0,79	0,59	0,59	0,79
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	-0,23	-0,23	1,43	0,90	-0,23	0,94	0,25	-0,23
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell_0$ /250)	0,66	0,66	1,55	1,35	0,66	1,39	0,81	0,66
$A_{\text{ço}}$ (kg)	48	30	101	81	30	53	24	48
Concreto (m <sup>3</sup> )	0,60	0,36	1,53	1,45	0,37	0,94	0,41	0,60
T <sub>axa</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	80	83	66	56	81	56	59	80
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>415</b>							
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>6,3</b>							
T <sub>axa m</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	<b>70</b>							

### 3.7.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A2

Considerou-se inicialmente todas as vigas com altura de 30 cm, exceto os vãos em balanço das vigas V301 e V303 que seguem a altura de 12 cm das lajes. A viga V202 (12/30) com uma flecha de 1,95 cm excedeu a flecha limite de 1,88 cm, uma diferença de 0,7 mm, desprezível.

A taxa de armadura média das vigas do pavimento laje piso foi de 150 kg/m<sup>3</sup> influenciadas pelas vigas: V201 (14/30), com 153 kg/m<sup>3</sup>, V202 (12/30), com 404 kg/m<sup>3</sup> e V207 (12/30) com 160 kg/m<sup>3</sup>, as demais ficaram com taxas abaixo da média do pavimento. O volume de concreto das vigas do pavimento laje piso foi de 2,07 m<sup>3</sup> e de aço 311 kg.

Para as vigas do pavimento laje forro encontrou-se uma taxa de armadura média de 89 kg/m<sup>3</sup>, tendo as vigas V302 (12/30) com 158 kg/m<sup>3</sup> e a V306 (12/30) com 100 kg/m<sup>3</sup> ficando com taxas acima da média do pavimento. O volume de concreto das vigas do pavimento laje forro foi de 2,05 m<sup>3</sup> e de aço 182 kg.

Nas vigas do pavimento laje piso pode-se notar resultados altos da taxa de armadura, podendo-se reavaliar a altura destas vigas.

Na tabela 3.22, onde as vigas têm 40 cm de altura, exceto a viga V204 (14/30), observa-se que a viga V202 (12/40) com uma taxa de armadura de 175 kg/m<sup>3</sup>, teve uma

expressiva redução da taxa, se considerada com seção 12/30 cm, e menor ainda, com uma taxa de 135 kg/m<sup>3</sup>, se considerada com seção 14/40 cm conforme o exemplo A1.

Tabela 3.21 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A2

<b>EX-A2</b>	<b>V201</b>	<b>V202</b>	<b>V203</b>	<b>V204</b>	<b>V205</b>	<b>V206</b>	<b>V207</b>	<b>V208</b>
Seção (cm)	14/40	12/40	14/40	14/30	14/40	12/40	12/40	14/40
Tramo	1	1	1	1	2	1	2	1
$\ell_{ef}$ (m)	4,67	4,70	4,67	2,03	3,86	3,48	3,92	3,55
$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$ (kN.m)	33	51	28	4	9	8	20	18
$A_{s,v\grave{a}o}$ (cm <sup>2</sup> )	3,04	4,84	2,55	0,65	0,84	0,76	1,79	1,62
$M_{m\acute{a}x,apoio}$ (kN.m)	38	49	30	6	12	8	26	21
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	3,91	5,51	3,10	0,81	1,08	0,75	3,04	2,05
$V_{Sd}$ (kN)	79,6	107,6	60,5	27,5	27,9	23,5	54,4	48,6
$V_{Rd2}$ (kN)	181,3	155,4	181,3	131,7	181,3	155,4	155,4	181,3
$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	2,30	4,90	1,70	1,70	1,70	1,20	1,40	1,70
$a_{tot,\infty}$ (cm)	0,73	1,21	0,62	0,00	0,15	0,20	0,33	0,20
$a_{tot,\infty,adm}$ (cm) - ( $\ell$ /250)	1,87	1,88	1,87	0,81	1,55	1,39	1,57	1,42
$A_{\zeta o}$ (kg)	45	56	36	6	20	9	30	29
Concreto (m <sup>3</sup> )	0,54	0,32	0,54	0,08	0,38	0,16	0,34	0,38
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	83	175	67	75	53	56	88	76
$A_{\zeta o\ tot}$ (kg)	<b>231</b>							
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>2,7</b>							
Taxa m (kg/m <sup>3</sup> )	<b>84</b>							

Tabela 3.22 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A2

<b>EX-A2</b>	<b>V301</b>	<b>V302</b>	<b>V303</b>	<b>V304</b>	<b>V305</b>	<b>V306</b>	<b>V307</b>
Seção (cm)	14/40	12/40	14/40	14/40	12/40	12/40	14/40
Tramo	2	1	2	2	1	1	2
$\ell_{ef}$ (m)	4,67	4,70	4,67	3,86	3,48	3,52	3,77
$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$ (kN.m)	20	27	19	6	9	11	11
$A_{s,v\grave{a}o}$ (cm <sup>2</sup> )	1,83	2,45	1,71	0,84	0,77	1,03	0,95
$M_{m\acute{a}x,apoio}$ (kN.m)	21	25	18	8	6	15	13
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	2,06	2,74	1,78	0,84	0,72	1,52	1,26
$V_{Sd}$ (kN)	43,6	54,0	40,5	18,5	22,8	37,0	30,0
$V_{Rd2}$ (kN)	181,3	155,4	181,3	181,3	155,4	155,4	181,3
$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	1,20	1,80	1,20	1,20	1,10	1,10	1,20
$a_{tot,\infty}$ (cm)	0,48	0,79	0,44	0,11	0,17	0,21	0,17
$a_{tot,\infty,adm}$ (cm) - ( $\ell$ /250)	1,87	1,88	1,87	1,54	1,39	1,41	1,51
$A_{\zeta o\ tot}$ (kg)	35	29	36	18	9	20	21
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	0,57	0,32	0,57	0,38	0,16	0,34	0,38
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	61	91	63	47	56	59	55
$A_{\zeta o\ tot}$ (kg)	<b>168</b>						
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>2,72</b>						
Taxa m (kg/m <sup>3</sup> )	<b>62</b>						

### 3.7.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A2

Inicialmente considerou-se os pilares P6 e P7 com dimensões de 12/30 cm. As áreas de concreto destes pilares foram insuficientes para alojamento da armadura longitudinal necessária, conforme item 17.3.5.3.2 da NBR 6118:2003, onde a maior armadura permitida em pilares deve ser 8% da seção real, considerando-se, inclusive, a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda ( $A_{s, \text{máx}} = 8,0\% A_c$ ), que neste caso seria de 28,8 cm<sup>2</sup>, o equivalente a 6  $\phi$  25 mm (30 cm<sup>2</sup>) ou 10  $\phi$  20 mm (31,5 cm<sup>2</sup>).

Alterou-se o P6 para 12/40, 12/50 e 12/60 e continuou-se com área insuficiente para alojamento da armadura longitudinal. Para o P7 adotou-se 12/40 cm e a área passou a ser suficiente, mas para barras com  $\phi$  (diâmetro) de 20 mm, que esbarra no item 18.4.2.1 da norma, onde o diâmetro das armaduras longitudinais não pode ser superior a 1/8 da menor dimensão transversal (p/a: 12 cm x 1/8 = 1,5 cm  $\Rightarrow \phi$  12,5 mm ou 10 mm). Se utilizar-se estas barras não atende-se ao item 18.4.2.2 da norma, sobre o espaçamento livre mínimo entre faces das barras longitudinais. Portanto, adotou-se para o P6 a seção de 14/30, pois se fosse uma medida maior, cinco vezes que a menor dimensão, seria caracterizado como pilar-parede, conforme o item 18.5 da norma. Nesta situação passa-se a exigir a consideração dos efeitos localizados de segunda ordem, que além de aumentar a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar os estribos nessas regiões (item 15.4.1 da norma). Para o P7 adotou-se a seção de 12/50.

Pode-se observar na tabela 3.24 que o P7 atingiu um índice de esbeltez ( $\lambda$ ) maior que 90, o que implica na consideração da fluência conforme item 15.8.4 da norma. Os pilares P1, P3, P4, P8, P9, P11 e P12 têm a armadura necessária bem abaixo da armadura mínima exigida pela norma, item 17.3.5.3.1 e item 18.4.2.1 ( $A_{s, \text{min}} = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \phi 10 \text{ mm}$ ). Os pilares P2, P5, P6 e P7 apresentam-se com taxas de armadura elevadas.

Tabela 3.23 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A2

<b>EX-A2</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>P6</b>	<b>P7</b>	<b>P8</b>	<b>P9</b>	<b>P10</b>	<b>P11</b>	<b>P12</b>
Seção (cm)	14/30	14/30	14/30	14/30	14/30	14/30	12/50	14/30	14/30	14/30	14/30	14/30
Lance	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
$\ell_e$ (m)	3,15	3,33	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,33	3,15	3,15	3,15	3,15
$\lambda$ (maior)	78	82	78	78	78	78	91	82	78	78	78	78
$N_d$ (kN)	164	280	146	133	258	403	263	215	147	264	150	137
$M_{dx}$ (kN.m)	8,15	14,32	3,66	-2,56	13,33	-18,90	-14,34	-11,03	7,12	-12,38	-7,05	-2,64
$M_{dy}$ (kN.m)	-5,05	-7,64	3,94	-8,30	7,93	12,38	7,90	-6,62	4,53	-8,11	4,61	8,93
$A_{s,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	1,68	6,60	1,68	1,68	5,56	15,23	12,60	2,75	1,68	4,71	1,68	1,68
$A_{\zeta o}$ (kg)	27	52	27	27	52	83	72	27	27	37	27	27
$C_{concreto}$ (m <sup>3</sup> )	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,39	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
$T_{axa}$ (kg/m <sup>3</sup> )	100	193	100	100	193	307	185	100	100	137	100	100
$\rho$ (%)	0,7	1,9	0,7	0,7	1,9	3,8	2,1	0,7	0,7	1,1	0,7	0,7
$A_{\zeta o\ tot}$ (kg)	<b>485</b>											
$C_{concreto\ tot}$ (m <sup>3</sup> )	<b>3,36</b>											
$T_{axa_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>143</b>											
$\rho_m$ (%)	<b>1,3</b>											

### 3.8 EXEMPLO A3

Conforme apresenta-se na tabela a seguir, utilizou-se para o exemplo, o tijolo maciço (5x10x19 cm) na medida de 19 cm para as paredes externas e 10 cm para as paredes internas. Para este exemplo, conforme comentado anteriormente, aumentou-se a espessura dos revestimentos em 1 cm. A utilização do tijolo maciço para sobrados residenciais, apresenta-se como a prática menos utilizada entre os exemplos abordados no trabalho.

Tabela 3.24 - Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A3

CRITÉRIOS	UN.	EX-A3
TIJOLO	TIPO	MACIÇO
MEDIDAS	(cm)	5X10X19
ESPESSURA OSSO DA PAREDE EXT.	(cm)	19
ESPESSURA OSSO DA PAREDE INT.	(cm)	10
JUNTAS HORIZONTAIS	(cm)	1,5
JUNTAS VERTICAIS	(cm)	1
REBOCO EXTERNO	(cm)	3
REBOCO INTERNO	(cm)	3
REVESTIMENTO SOBRE LAJE PISO	(cm)	5
REVESTIMENTO INFERIOR DE LAJE	(cm)	2

Nas figuras 3.14, 3.15 e 3.16 são apresentadas as fôrmas dos pavimentos deste exemplo, com indicação de cortes, dimensões (em centímetros) e cotas de nível (em metros) dos elementos estruturais.

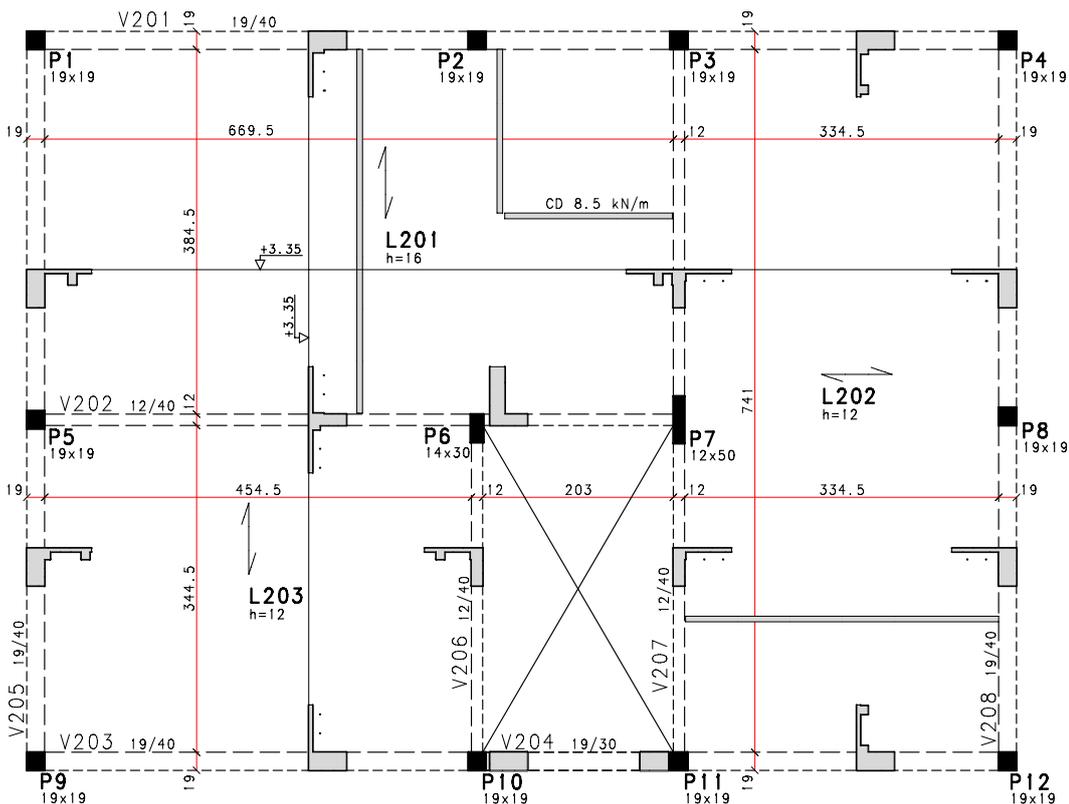


Figura 3.14 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A3 (unidade de medida - cm)

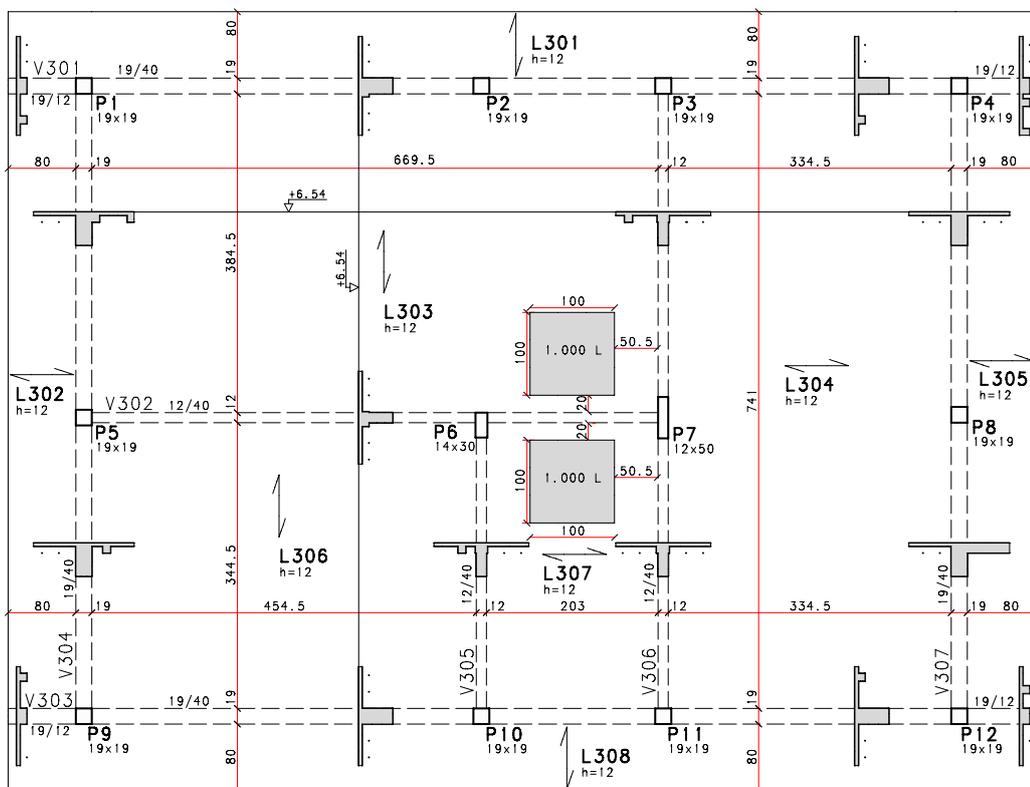


Figura 3.15 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A3 (unidade de medida - cm)

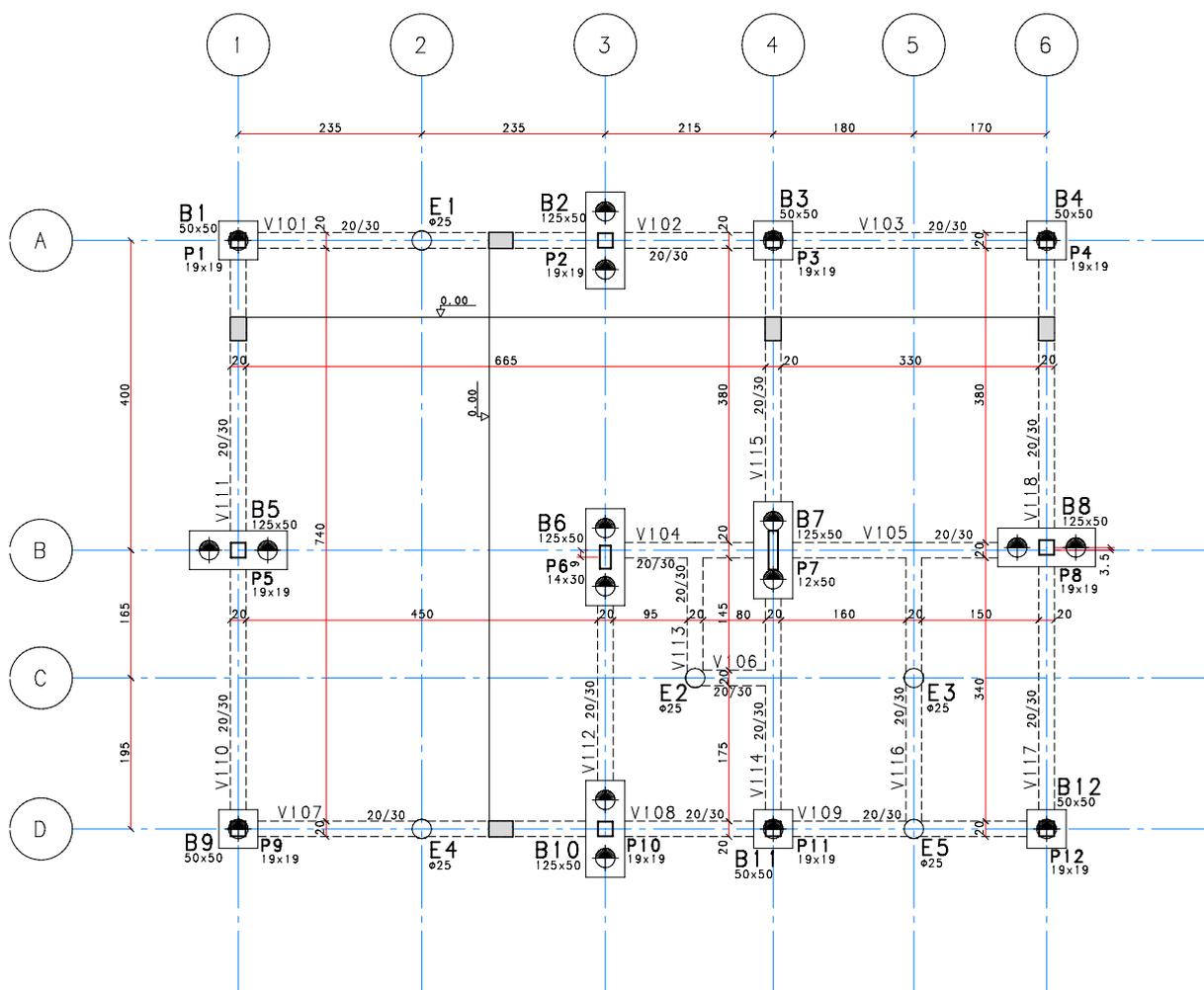


Figura 3.16 – Fôrma do pavimento fundação do exemplo A3 (unidade de medida - cm)

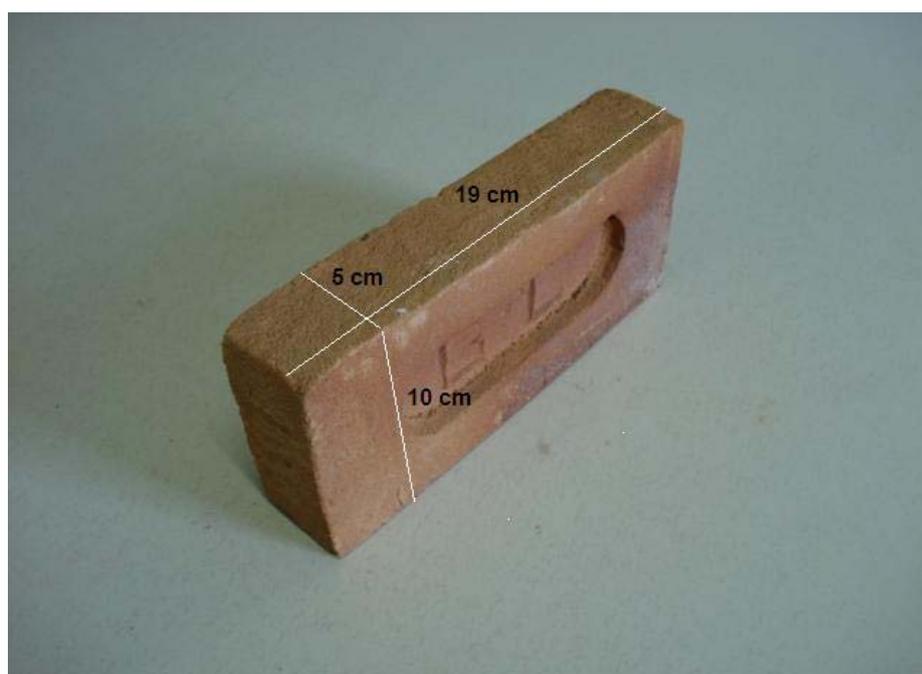


Foto 3.6 – Tijolo maciço adotado para as paredes do exemplo A3

Tabela 3.25 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes externas do exemplo A3, com 25 cm de espessura acabada

<b>PAREDE DE TIJOLO MACIÇO COMUM</b>	<i>espessura</i>	<i>altura</i>	<i>compr.</i>	
DIMENSÕES	19	5	10	(cm)
PESO DE CADA PEÇA	1,5	(daN)	1579	(daN/m <sup>3</sup> )
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	1,5	(cm)		
ESPESSURA DAS JUNTAS VERTICAIS	1	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO A)	3	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO B)	3	(cm)		
ALTURA DA PAREDE	2,74	(m)		
PEÇAS POR M <sup>2</sup>	139,9	(pçs)		
VOLUME DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO POR M <sup>2</sup>	0,057	(m <sup>3</sup> )		
VOLUME DE ARGAMASSA DE REVESTIMENTO POR M <sup>2</sup>	0,060	(m <sup>3</sup> )		
ESPESSURA OSSO DA PAREDE	19	(cm)		
ESPESSURA ACABADA DA PAREDE	25	(cm)		
<b>BLOCOS - PESO POR M<sup>2</sup> DE PAREDE</b>				
BLOCOS - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	209,8	(daN/m <sup>2</sup> )	49%	
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	108,6	(daN/m <sup>2</sup> )	25%	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	114,0	(daN/m <sup>2</sup> )	26%	
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M<sup>2</sup></b>	<b>432,3</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>		
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M</b>	<b>1184,6</b>	<b>(daN/m)</b>		

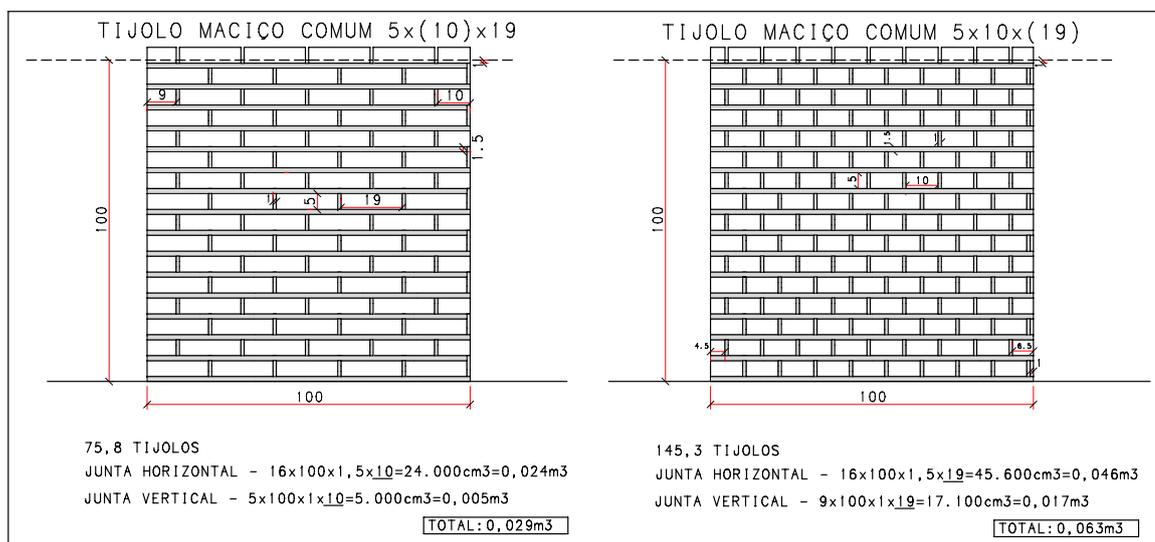


Figura 3.17 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A3 (unidade de medida - cm)

Tabela 3.26 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas do exemplo A3, com 16 cm de espessura acabada

<b>PAREDE DE TIJOLO MACIÇO COMUM</b>	<i>espessura</i>	<i>altura</i>	<i>compr.</i>	
DIMENSÕES	10	5	19	(cm)
PESO DE CADA PEÇA	1,5	(daN)	1579	(daN/m <sup>3</sup> )
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	1,5	(cm)		
ESPESSURA DAS JUNTAS VERTICAIS	1	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO A)	3	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO B)	3	(cm)		
ALTURA DA PAREDE	3,02	(m)		
PEÇAS POR M <sup>2</sup>	76,9	(pçs)		
VOLUME DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO POR M <sup>2</sup>	0,027	(m <sup>3</sup> )		
VOLUME DE ARGAMASSA DE REVESTIMENTO POR M <sup>2</sup>	0,060	(m <sup>3</sup> )		
ESPESSURA OSSO DA PAREDE	10	(cm)		
ESPESSURA ACABADA DA PAREDE	16	(cm)		
<b>BLOCOS - PESO POR M<sup>2</sup> DE PAREDE</b>				
BLOCOS - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	115,4	(daN/m <sup>2</sup> )	41%	
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	51,2	(daN/m <sup>2</sup> )	18%	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	114,0	(daN/m <sup>2</sup> )	41%	
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M<sup>2</sup></b>	<b>280,5</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>		
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M</b>	<b>847,2</b>	<b>(daN/m)</b>		

### 3.8.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A3

Conforme pode-se observar na tabela 3.29, as lajes do pavimento laje piso excederam os limites das flechas, conforme tabela 13.2 da norma, que limita em  $l/250$  os deslocamentos totais sob efeito da aceitabilidade visual para deslocamentos estruturais. Estes deslocamentos excessivos deram-se em função de um pequeno aumento nas cargas atuantes, em comparação ao exemplo A1, agora consideradas com paredes de tijolo maciço. As flechas excederam os limites da norma em 3 mm, 7 mm e 0,6 mm, que no caso da laje L202 já se faz necessário o uso de contra flecha ou um aumento na altura da laje para 16 cm.

Nas tabelas 3.29 e 3.30 apresenta-se os resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso e pavimento laje forro do exemplo A3.

Tabela 3.27 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A3

<b>EX-A3</b>	<b>L201</b>	<b>L202</b>	<b>L203</b>
$\ell_x$ (m)	4,00	3,50	3,60
$\ell_{0,x}$ (m)	3,85	3,35	3,45
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	7,2	5,3	3,3
$A_{s,\text{Trelça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,57	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,60	1,60	0,63
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,17	1,99	1,02
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	1,84	2,00	1,44
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell / 250$ )	1,54	1,34	1,38
$A_{\text{ço}}$ (kg)	150	113	61
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	1,85	1,48	0,91
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	81	76	67
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>324</b>		
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>4,2</b>		
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>75</b>		

Tabela 3.28 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A3

<b>EX-A3</b>	<b>L301</b>	<b>L302</b>	<b>L303</b>	<b>L304</b>	<b>L305</b>	<b>L306</b>	<b>L307</b>	<b>L308</b>
$\ell_x$ (m)	0,90	0,90	4,00	3,50	0,90	3,60	2,15	0,90
$\ell_{0,x}$ (m)	0,80	0,80	3,85	3,35	0,80	3,45	2,03	0,80
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	-0,6	-0,6	4,1	2,1	-0,6	2,0	2,0	-0,6
$A_{s,\text{Trelça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,40	0,40	1,00	0,20	0,40	0,20	0,20	0,40
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,79	0,79	1,39	0,59	0,79	0,59	0,59	0,79
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	-0,23	-0,23	1,29	0,88	-0,23	0,87	0,24	-0,23
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell_0 / 250$ )	0,64	0,64	1,54	1,34	0,64	1,38	0,81	0,64
$A_{\text{ço}}$ (kg)	47	29	100	80	29	52	23	47
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	0,56	0,34	1,48	1,40	0,34	0,91	0,40	0,56
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	84	85	68	57	85	57	58	84
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>407</b>							
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>6,0</b>							
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>72</b>							

### 3.8.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A3

Considerou-se inicialmente todas as vigas com altura de 30 cm, exceto os vãos em balanço das vigas V301 e V303 que seguem a altura de 12 cm das lajes. A viga V202 (12/30) com uma flecha de 2,14 cm excedeu a flecha limite de 1,88 cm, uma diferença de 2,6 mm.

A taxa de armadura média das vigas do pavimento laje piso foi de 146 kg/m<sup>3</sup> influenciadas pelas vigas: V201 (19/30), com 143 kg/m<sup>3</sup>, V202 (12/30), com 433 kg/m<sup>3</sup> e V207 (12/30) com 180 kg/m<sup>3</sup>, as demais ficaram com taxas abaixo da média do pavimento. O volume de concreto das vigas do pavimento laje piso foi de 2,65 m<sup>3</sup> e o consumo de aço 387 kg.

Para a viga V202 (12/30) tramo 1, a força cortante solicitante de cálculo  $V_{sd} = 114,5$  kN, foi maior que a força cortante resistente de cálculo  $V_{Rd2} = 112,8$  kN, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (item 17.4.2.1 da norma), de acordo com o processo indicado em 17.4.2.2 da NBR 6118:2003, modelo de cálculo I, que admite as diagonais de compressão inclinadas de  $\theta = 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. Para solucionar esta situação, pode-se aumentar a seção da viga ou aumentar o  $f_{ck}$ .

Para as vigas do pavimento laje forro encontrou-se uma taxa de armadura média de 70 kg/m<sup>3</sup>, tendo as vigas V302 (12/30) com 125 kg/m<sup>3</sup> e a V306 (12/30) com 92 kg/m<sup>3</sup> ficando com taxas acima da média do pavimento. O volume de concreto das vigas do pavimento laje forro foi de 2,61 m<sup>3</sup> e o consumo de aço 182 kg.

Nas vigas do pavimento laje piso pode-se notar resultados altos da taxa de armadura e problemas de cisalhamento na V202, que justifica um aumento da altura das vigas.

Na tabela 3.31, onde as vigas têm 40 cm de altura, exceto a viga V204 (14/30), observa-se que a viga V202 (12/40) com uma taxa de armadura de 226 kg/m<sup>3</sup>, teve uma expressiva redução da taxa, se considerada com seção 12/30 cm.

Tabela 3.29 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A3

<b>EX-A3</b>	<b>V201</b>	<b>V202</b>	<b>V203</b>	<b>V204</b>	<b>V205</b>	<b>V206</b>	<b>V207</b>	<b>V208</b>
Seção (cm)	19/40	12/40	19/40	19/30	19/40	12/40	12/40	19/40
Tramo	1	1	1	1	2	1	2	1
$\ell_{ef}$ (m)	4,70	4,70	4,70	2,14	4,00	3,48	3,87	3,63
$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$ (kN.m)	47	55	40	7	19	11	21	30
$A_{s,v\grave{a}o}$ (cm <sup>2</sup> )	4,37	5,17	3,71	0,91	1,76	0,98	1,92	2,79
$M_{m\acute{a}x,apoio}$ (kN.m)	48	53	38	5	24	3	29	36
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	5,00	6,02	3,75	0,85	2,24	0,72	3,26	3,52
$V_{Sd}$ (kN)	107,7	120,4	82,9	32,0	53,0	30,4	62,2	77,7
$V_{Rd2}$ (kN)	246,1	155,4	246,1	178,7	246,1	155,4	155,4	246,1
$A_{Sv}$ (cm <sup>2</sup> )	4,3	6,4	2,6	1,7	1,7	1,1	2,3	2,2
$a_{tot,\infty}$ (cm)	0,79	1,21	0,64	0,00	0,25	0,26	0,30	0,29
$a_{tot,\infty,adm}$ (cm) - ( $\ell/250$ )	1,88	1,88	1,88	0,85	1,60	1,39	1,54	1,45
$A_{\zeta o}$ (kg)	68	70	51	6	29	9	40	43
$C_{concreto}$ (m <sup>3</sup> )	0,74	0,31	0,74	0,11	0,55	0,16	0,33	0,55
$T_{axa}$ (kg/m <sup>3</sup> )	92	226	69	55	53	56	121	78
$A_{\zeta o\ tot}$ (kg)	<b>316</b>							
$C_{concreto\ tot}$ (m <sup>3</sup> )	<b>3,5</b>							
$T_{axa\ m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>94</b>							

Tabela 3.30 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A3

<b>EX-A3</b>	<b>V301</b>	<b>V302</b>	<b>V303</b>	<b>V304</b>	<b>V305</b>	<b>V306</b>	<b>V307</b>
Seção (cm)	19/40	12/40	19/40	19/40	12/40	12/40	19/40
Tramo	2	1	2	2	1	1	2
$\ell_{ef}$ (m)	4,70	4,70	4,70	4,00	3,48	3,47	3,96
$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$ (kN.m)	20	25	19	8	8	10	13
$A_{s,v\grave{a}o}$ (cm <sup>2</sup> )	1,83	2,28	1,75	1,14	0,74	0,95	1,21
$M_{m\acute{a}x,apoio}$ (kN.m)	20	23	18	9	5	14	16
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	1,87	2,69	1,65	1,14	0,72	1,42	1,50
$V_{Sd}$ (kN)	42,1	51,6	40,1	21,0	22,3	36,3	36,3
$V_{Rd2}$ (kN)	246,1	155,4	246,1	246,1	155,4	155,4	246,1
$A_{Sv}$ (cm <sup>2</sup> )	1,7	1,6	1,7	1,7	1,1	1,1	1,7
$a_{tot,\infty}$ (cm)	0,40	0,75	0,38	0,11	0,16	0,19	0,19
$a_{tot,\infty,adm}$ (cm) - ( $\ell/250$ )	1,88	1,88	1,88	1,60	1,39	1,38	1,58
$A_{\zeta o\ tot}$ (kg)	40	25	40	26	9	20	27
$C_{concreto\ tot}$ (m <sup>3</sup> )	0,78	0,31	0,78	0,55	0,16	0,40	0,55
$T_{axa}$ (kg/m <sup>3</sup> )	51	81	51	47	56	50	49
$A_{\zeta o\ tot}$ (kg)	<b>187</b>						
$C_{concreto\ tot}$ (m <sup>3</sup> )	<b>3,53</b>						
$T_{axa\ m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>55</b>						

### 3.8.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A3

Igualmente ao exemplo A2, adotou-se inicialmente para os pilares P6 e P7 as dimensões de 12/30 cm, que com seus esforços intensificados pelas maiores cargas atuantes adotadas, também foi necessário adotar para o P6 a dimensão de 14/30 cm e para o P7 12/50 cm.

Conforme mostra a tabela 3.33, igualmente ao exemplo A2, o P7(12/50) atingiu um índice de esbeltez ( $\lambda$ ) maior que 90. Os pilares P1, P3, P4, P8, P9, P10, P11 e P12 têm a armadura necessária bem abaixo da armadura mínima exigida pela norma, item 17.3.5.3.1 e item 18.4.2.1 ( $A_{s, \min} = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \phi 10 \text{ mm}$ ). Os pilares P2, P5, P6 e P7 apresentaram-se com taxas de armadura elevadas.

Tabela 3.31 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A3

<b>EX-A3</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>P6</b>	<b>P7</b>	<b>P8</b>	<b>P9</b>	<b>P10</b>	<b>P11</b>	<b>P12</b>
Seção (cm)	19/19	19/19	19/19	19/19	19/19	14/30	12/50	19/19	19/19	19/19	19/19	19/19
Lance	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
$\ell_e$ (m)	3,14	3,33	3,14	3,14	3,14	3,15	3,15	3,33	3,14	3,14	3,14	3,14
$\lambda$ (maior)	57	61	57	57	57	78	91	61	57	57	57	57
$N_d$ (kN)	171	273	147	137	275	428	288	234	151	259	158	137
$M_{dx}$ (kN.m)	6,26	10,72	5,63	5,21	-10,06	-20,08	15,69	4,85	-5,53	-9,48	-4,17	-5,34
$M_{dy}$ (kN.m)	9,41	-10,00	5,38	-5,01	14,03	13,15	8,64	-4,85	7,88	-9,48	-3,28	-5,03
$A_{s, nec}$ (cm <sup>2</sup> )	1,44	4,12	1,44	1,44	5,93	17,22	19,63	2,24	1,44	2,96	1,44	1,44
$A_{\text{ço}}$ (kg)	26	36	26	26	50	98	107	26	26	26	26	26
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,27	0,39	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	108	150	108	108	208	363	274	108	108	108	108	108
$\rho$ (%)	0,9	1,4	0,9	0,9	2,2	4,8	3,3	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>499</b>											
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>3,06</b>											
$T_{\text{axa m}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>155</b>											
$\rho_m$ (%)	<b>1,6</b>											

### 3.9 EXEMPLO A4

Conforme apresenta-se na tabela a seguir, utilizou-se para o exemplo, o bloco cerâmico (14x19x29 cm) na medida de 14 cm para as paredes externas e internas, buscando-se a utilização de pilares e vigas com largura de 14 cm.

Tabela 3.32 - Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A4

<b>CRITÉRIOS</b>	<b>UN.</b>	<b>EX-A4</b>
TIJOLO	<i>TIPO</i>	<i>CERÂMICO</i>
MEDIDAS	(cm)	14X19X29
ESPESSURA OSSO DA PAREDE EXT.	(cm)	14
ESPESSURA OSSO DA PAREDE INT.	(cm)	14
JUNTAS HORIZONTAIS	(cm)	1,5
JUNTAS VERTICAIS	(cm)	1
REBOCO EXTERNO	(cm)	2
REBOCO INTERNO	(cm)	2
REVESTIMENTO SOBRE LAJE PISO	(cm)	5
REVESTIMENTO INFERIOR DE LAJE	(cm)	2

Nas figuras 3.18, 3.19 e 3.20 são apresentadas as fôrmas dos pavimentos deste exemplo, com indicação de cortes, dimensões (em centímetros) e cotas de nível (em metros) dos elementos estruturais.

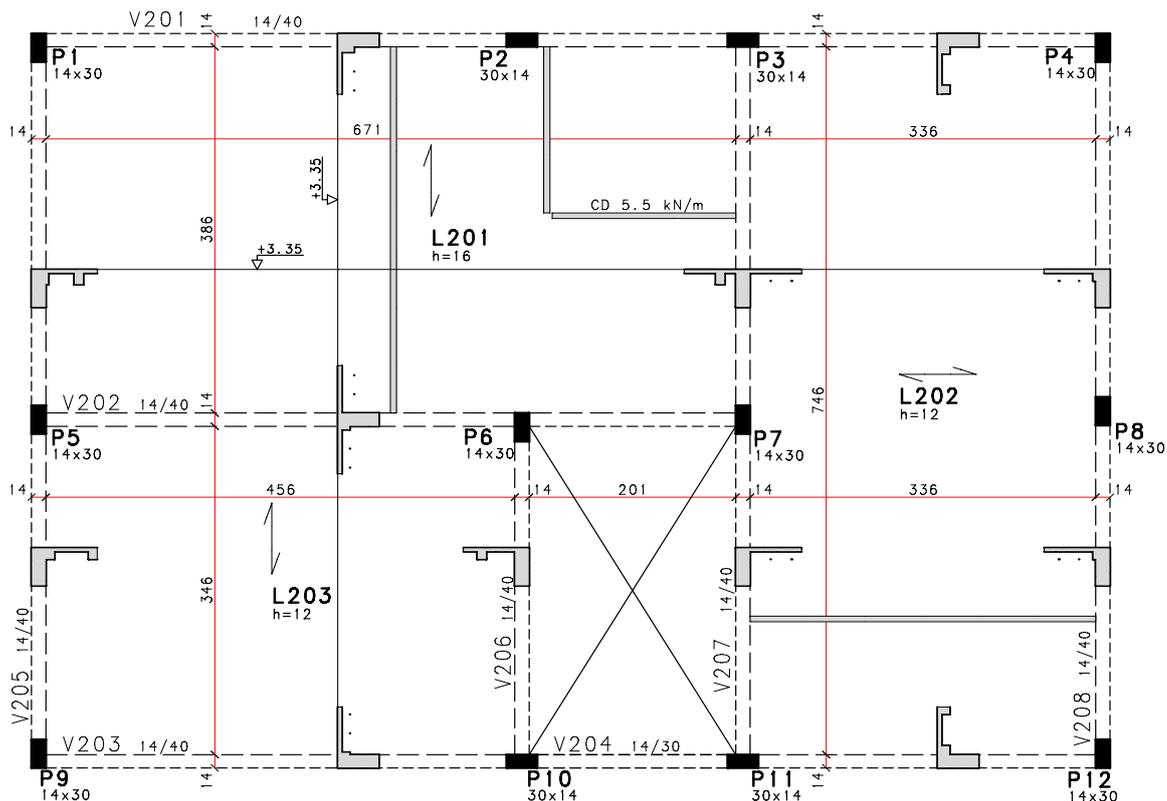


Figura 3.18 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A4 (unidade de medida - cm)

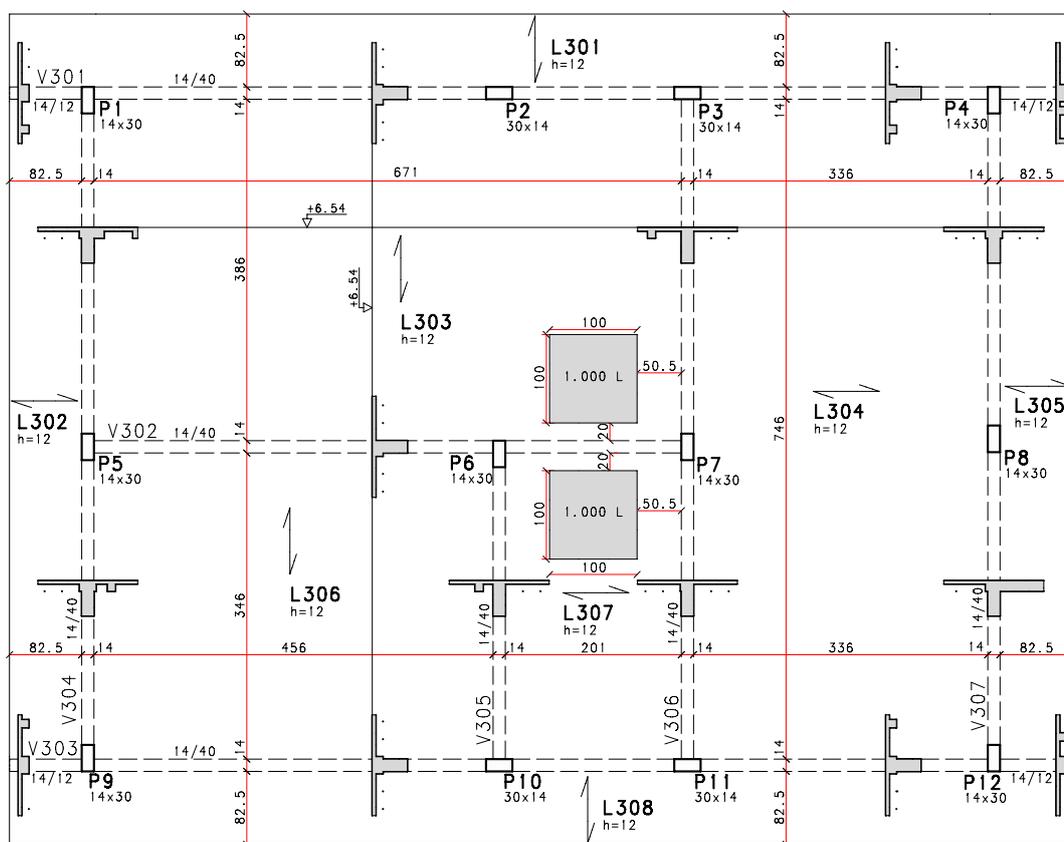


Figura 3.19 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A4 (unidade de medida - cm)

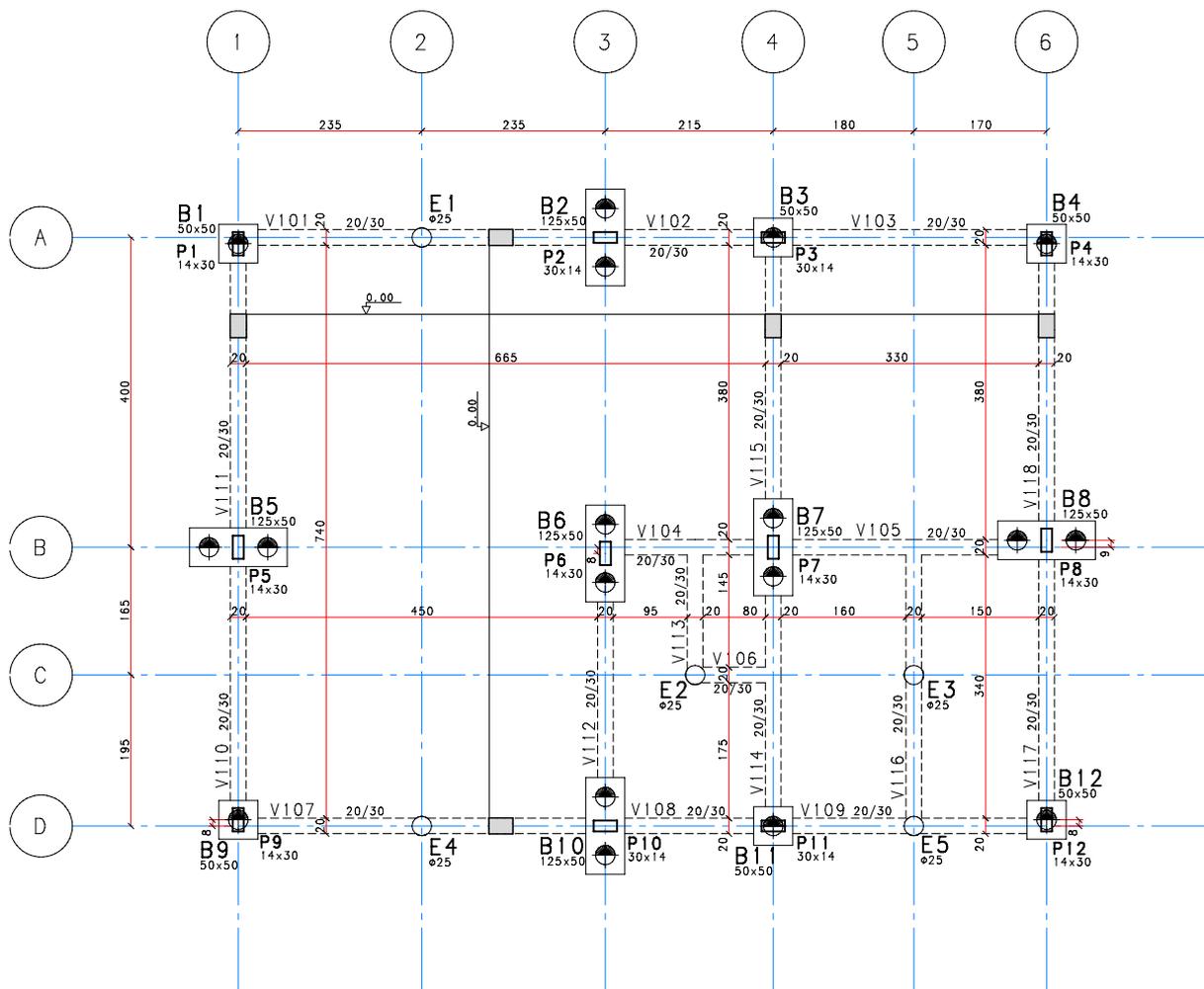


Figura 3.20 – Fôrma do pavimento fundação do exemplo A4 (unidade de medida - cm)

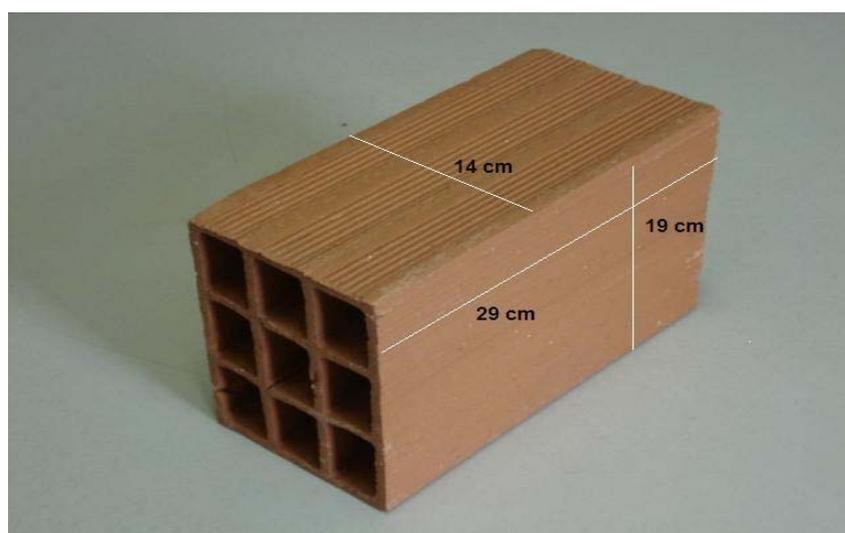


Foto 3.7 – Bloco cerâmico adotado para as paredes do exemplo A4

Tabela 3.33 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas e externas do exemplo A4, com 18 cm de espessura acabada

<b>PAREDE DE BLOCO CERÂMICO</b>	<i>espessura</i>	<i>altura</i>	<i>compr.</i>	
DIMENSÕES	14	19	29	(cm)
PESO DE CADA PEÇA	4,7	(daN)	609	(daN/m <sup>3</sup> )
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	1,5	(cm)		
ESPESSURA DAS JUNTAS VERTICAIS	1	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO A)	2	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO B)	2	(cm)		
ALTURA DA PAREDE	2,79	(m)		
PEÇAS POR M <sup>2</sup>	16,3	(pcs)		
VOLUME DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO POR M <sup>2</sup>	0,015	(m <sup>3</sup> )		
VOLUME DE ARGAMASSA DE REVESTIMENTO POR M <sup>2</sup>	0,040	(m <sup>3</sup> )		
ESPESSURA OSSO DA PAREDE	14	(cm)		
ESPESSURA ACABADA DA PAREDE	18	(cm)		
<b>BLOCOS - PESO POR M<sup>2</sup> DE PAREDE</b>				
BLOCOS - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	76,4	(daN/m <sup>2</sup> )	42%	
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	27,7	(daN/m <sup>2</sup> )	15%	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	76,0	(daN/m <sup>2</sup> )	42%	
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M<sup>2</sup></b>	<b>180,1</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>		
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M</b>	<b>502,5</b>	<b>(daN/m)</b>		

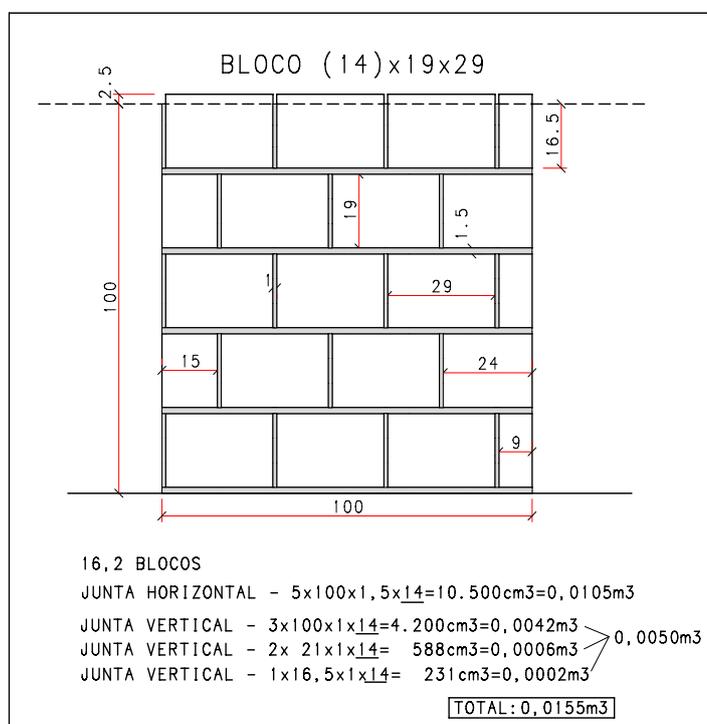


Figura 3.21 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A4 (unidade de medida - cm)

### 3.9.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A4

Conforme observa-se na tabela 3.37, as lajes do pavimento laje piso excederam os limites das flechas, conforme tabela 13.2 da norma, que limita em  $\ell/250$  os deslocamentos totais sob efeito da aceitabilidade visual para deslocamentos estruturais. Estes deslocamentos excessivos deram-se em função de um pequeno aumento no  $\ell_{0,x}$  (distância entre faces dos apoios, na menor direção), da ordem de 3,5 cm, e conseqüentemente um pequeno aumento nas cargas atuantes, em comparação ao exemplo A1. As flechas excederam os limites da norma em 0,6 mm, 1 mm e 0,6 mm, que são valores imperceptíveis visualmente.

Nas tabelas 3.37 e 3.38 apresenta-se os resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso e pavimento laje forro do exemplo A4.

Tabela 3.34 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A4

<b>EX-A4</b>	<b>L201</b>	<b>L202</b>	<b>L203</b>
$\ell_x$ (m)	4,00	3,50	3,60
$\ell_{0,x}$ (m)	3,86	3,36	3,46
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	6,6	4,0	3,3
$A_{s,\text{Treliça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,57	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,80	1,00	0,63
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,37	1,39	1,02
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	1,60	1,44	1,44
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell/250$ )	1,54	1,34	1,38
$A_{\text{ço}}$ (kg)	132	111	62
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	1,88	1,51	0,92
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	70	74	67
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>305</b>		
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>4,3</b>		
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>70</b>		

Tabela 3.35 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A4

<b>EX-A4</b>	<b>L301</b>	<b>L302</b>	<b>L303</b>	<b>L304</b>	<b>L305</b>	<b>L306</b>	<b>L307</b>	<b>L308</b>
$\ell_x$ (m)	0,90	0,90	4,00	3,50	0,90	3,60	2,15	0,90
$\ell_{0,x}$ (m)	0,83	0,83	3,86	3,36	0,83	3,46	2,01	0,83
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	-0,6	-0,6	4,3	2,2	-0,6	2,1	2,0	-0,6
$A_{s,\text{Treliça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,40	0,40	1,00	0,20	0,40	0,20	0,20	0,40
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,79	0,79	1,39	0,59	0,79	0,59	0,59	0,79
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	-0,22	-0,22	1,39	0,86	-0,22	0,90	0,22	-0,22
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell_0/250$ )	0,66	0,66	1,54	1,34	0,66	1,38	0,80	0,66
$A_{\text{ço}}$ (kg)	47	29	100	80	29	52	23	47
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	0,60	0,36	1,51	1,44	0,36	0,93	0,40	0,60
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	78	81	66	56	81	56	58	78
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>407</b>							
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>6,2</b>							
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>69</b>							

### 3.9.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A4

Considerou-se inicialmente todas as vigas com altura de 30 cm, exceto os vãos em balanço das vigas V301 e V303 que seguem a altura de 12 cm das lajes. A viga V202 (14/30) com uma flecha de 1,98 cm excedeu a flecha limite de 1,88 cm, uma diferença de 1 mm.

A taxa de armadura média das vigas do pavimento laje piso foi de 131 kg/m<sup>3</sup> influenciadas pelas vigas: V201 (14/30), com 140 kg/m<sup>3</sup> e V202 (14/30), com 300 kg/m<sup>3</sup>, as demais ficaram com taxas abaixo ou próximas da média do pavimento. O volume de concreto das vigas do pavimento laje piso foi de 2,17 m<sup>3</sup> e o consumo de aço 284 kg.

Para as vigas do pavimento laje forro encontrou-se uma taxa de armadura média de 81 kg/m<sup>3</sup>, tendo a viga V302 (14/30) com 111 kg/m<sup>3</sup>, ficando com taxa acima da média do pavimento, as demais ficaram com taxas abaixo ou próximas da média do pavimento. O

volume de concreto das vigas do pavimento laje forro foi de 2,15 m<sup>3</sup> e o consumo de aço 174 kg.

Nas vigas do pavimento laje piso pode-se notar resultados isolados de valores altos de taxa de armadura, com a V202 e parcialmente a V201, que de um modo geral, tiveram bom comportamento estrutural, e para este caso poderá até se justificar estas alturas adotadas, exceto a V202. Com relação às vigas do pavimento laje forro, são totalmente adequadas as alturas de 30 cm.

Na tabela 3.39, onde as vigas têm 40 cm de altura, exceto a viga V204 (14/30), observa-se que a viga V202 (14/40) com uma taxa de armadura de 149 kg/m<sup>3</sup>, teve uma expressiva redução da taxa, se considerada com seção 14/30 cm.

Tabela 3.36 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A4

<b>EX-A4</b>	<b>V201</b>	<b>V202</b>	<b>V203</b>	<b>V204</b>	<b>V205</b>	<b>V206</b>	<b>V207</b>	<b>V208</b>
Seção (cm)	14/40	14/40	14/40	14/30	14/40	14/40	14/40	14/40
Tramo	1	1	1	1	2	1	2	1
$l_{ef}$ (m)	4,67	4,70	4,67	2,03	3,86	3,49	3,97	3,55
$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$ (kN.m)	31	51	26	4	8	9	20	17
$A_{s,v\grave{a}o}$ (cm <sup>2</sup> )	2,91	4,73	2,43	0,65	0,84	0,84	1,86	1,57
$M_{m\acute{a}x,apoio}$ (kN.m)	37	49	28	6	11	8	27	20
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	3,78	5,14	2,94	0,78	1,00	0,84	2,75	1,96
$V_{Sd}$ (kN)	76,7	108,3	57,6	26,8	25,8	24,0	55,0	46,5
$V_{Rd2}$ (kN)	181,3	181,3	181,3	131,7	181,3	181,3	181,3	181,3
$A_{s,w}$ (cm <sup>2</sup> )	3,0	5,2	1,7	1,2	1,2	1,2	1,5	1,2
$a_{tot,\infty}$ (cm)	0,70	1,10	0,61	0,00	0,14	0,18	0,32	0,20
$a_{tot,\infty,adm}$ (cm) - ( $l/250$ )	1,87	1,88	1,87	0,81	1,54	1,39	1,59	1,42
$A_{\text{aço}}$ (kg)	44	55	34	6	18	9	30	28
Concreto (m <sup>3</sup> )	0,54	0,37	0,54	0,08	0,38	0,18	0,40	0,38
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	81	149	63	75	47	50	75	74
$A_{\text{aço tot}}$ (kg)	<b>224</b>							
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>2,9</b>							
Taxa m (kg/m <sup>3</sup> )	<b>77</b>							

Tabela 3.37 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A4

<b>EX-A4</b>	<b>V301</b>	<b>V302</b>	<b>V303</b>	<b>V304</b>	<b>V305</b>	<b>V306</b>	<b>V307</b>
Seção (cm)	14/40	14/40	14/40	14/40	14/40	14/40	14/40
Tramo	2	1	2	2	1	1	2
$\ell_{ef}$ (m)	4,67	4,70	4,67	3,86	3,49	3,57	3,77
$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$ (kN.m)	20	27	19	6	9	12	11
$A_{s,v\grave{a}o}$ (cm <sup>2</sup> )	1,83	2,46	1,71	0,84	0,84	1,08	0,95
$M_{m\acute{a}x,apoio}$ (kN.m)	21	25	18	8	6	16	13
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	2,06	2,46	1,78	0,84	0,84	1,53	1,26
$V_{Sd}$ (kN)	43,6	54,8	40,5	18,5	23,2	40,8	29,9
$V_{Rd2}$ (kN)	181,3	181,3	181,3	181,3	181,3	181,3	181,3
$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	1,2	1,5	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
$a_{tot,\infty}$ (cm)	0,48	0,74	0,44	0,11	0,15	0,20	0,17
$a_{tot,\infty,adm}$ (cm) - ( $\ell$ /250)	1,87	1,88	1,87	1,54	1,39	1,43	1,51
$A_{\zeta o tot}$ (kg)	36	27	36	18	9	22	21
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	0,57	0,37	0,57	0,38	0,18	0,40	0,38
$T_{axa}$ (kg/m <sup>3</sup> )	63	73	63	47	50	55	55
$A_{\zeta o tot}$ (kg)	<b>169</b>						
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>2,85</b>						
$T_{axa m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>58</b>						

### 3.9.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A4

Adotou-se para todos os pilares do exemplo a medida de 14/30 cm. Conforme mostra-se na tabela 3.41, os pilares P1, P3, P4, P8, P9, P11 e P12 têm a armadura necessária, abaixo da armadura mínima exigida pela norma, item 17.3.5.3.1 e item 18.4.2.1 ( $A_{s, \min} = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \phi 10 \text{ mm}$ ). Os pilares P2, P5 e P6 apresentam-se com taxas de armadura elevadas. Nenhum pilar atingiu índice de esbeltez ( $\lambda$ ) maior que 90, inclusive ficaram com certa folga, abaixo.

Tabela 3.38 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A4

<b>EX-A4</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>P6</b>	<b>P7</b>	<b>P8</b>	<b>P9</b>	<b>P10</b>	<b>P11</b>	<b>P12</b>
Seção (cm)	14/30	30/14	30/14	14/30	14/30	14/30	14/30	14/30	14/30	30/14	30/14	14/30
Lance	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
$\ell_e$ (m)	3,15	3,33	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,33	3,15	3,15	3,15	3,15
$\lambda$ (maior)	78	82	78	78	78	78	78	82	78	78	78	78
$N_d$ (kN)	160	274	146	129	255	408	242	210	143	259	148	133
$M_{dx}$ (kN.m)	7,90	14,00	6,85	-2,48	13,00	-19,14	11,36	-10,75	6,88	-12,14	-6,97	-2,56
$M_{dy}$ (kN.m)	-4,90	-7,35	4,49	-7,79	7,83	12,53	7,44	-6,45	4,40	-7,95	4,56	8,77
$A_{s, nec}$ (cm <sup>2</sup> )	1,68	6,14	1,68	1,68	5,24	15,55	3,56	2,50	1,68	4,44	1,68	1,68
$A_{\text{ço}}$ (kg)	27	52	27	27	52	83	37	27	27	37	27	27
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	98	189	98	98	189	302	135	98	98	135	98	98
$\rho$ (%)	0,7	1,5	0,7	0,7	1,5	3,8	1,1	0,7	0,7	1,1	0,7	0,7
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>450</b>											
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>3,3</b>											
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>136</b>											
$\rho_m$ (%)	<b>1,2</b>											

### 3.10 EXEMPLO A5

Conforme apresenta-se na tabela a seguir, utilizou-se para o exemplo, o bloco cerâmico (11,5x14x24 cm) na medida de 11,5 cm para as paredes externas e internas, buscando-se a utilização de pilares e vigas com largura de 12 cm.

Tabela 3.39 - Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A5

CRITÉRIOS	UN.	EX-A5
TIJOLO	TIPO	CERÂMICO
MEDIDAS	(cm)	11,5X14X24
ESPESSURA OSSO DA PAREDE EXT.	(cm)	11,5
ESPESSURA OSSO DA PAREDE INT.	(cm)	11,5
JUNTAS HORIZONTAIS	(cm)	1,5
JUNTAS VERTICAIS	(cm)	1
REBOCO EXTERNO	(cm)	2
REBOCO INTERNO	(cm)	2
REVESTIMENTO SOBRE LAJE PISO	(cm)	5
REVESTIMENTO INFERIOR DE LAJE	(cm)	2

Nas figuras 3.22, 3.23 e 3.24 são apresentadas as fôrmas dos pavimentos deste exemplo, com indicação de cortes, dimensões (em centímetros) e cotas de nível (em metros) dos elementos estruturais.

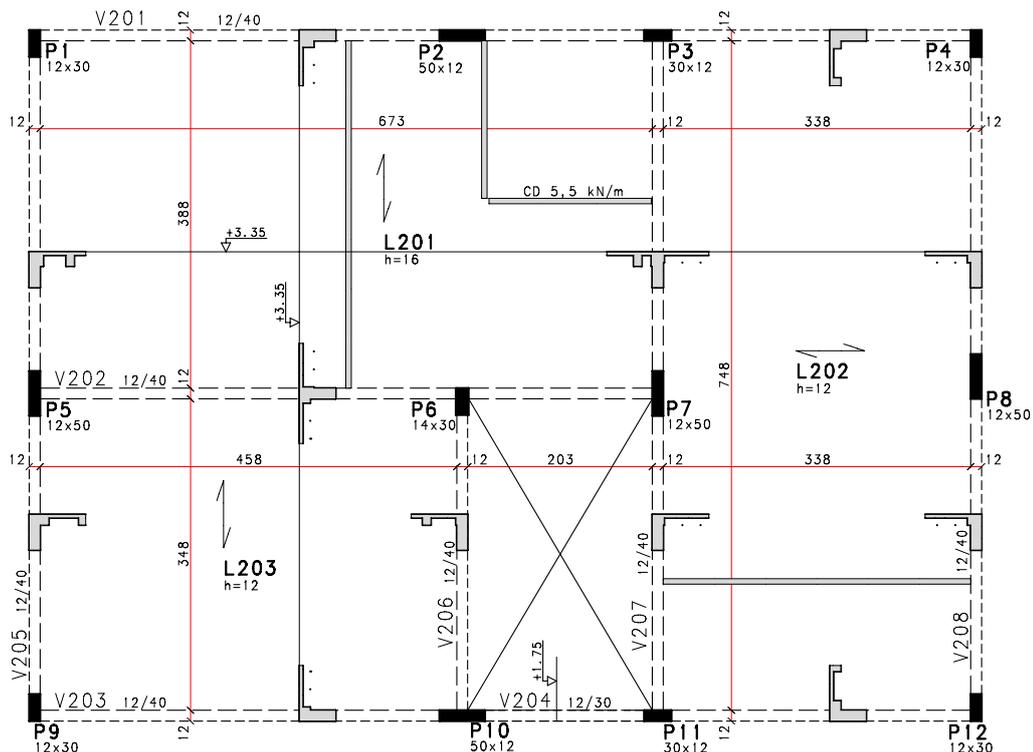


Figura 3.22 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A5 (unidade de medida - cm)

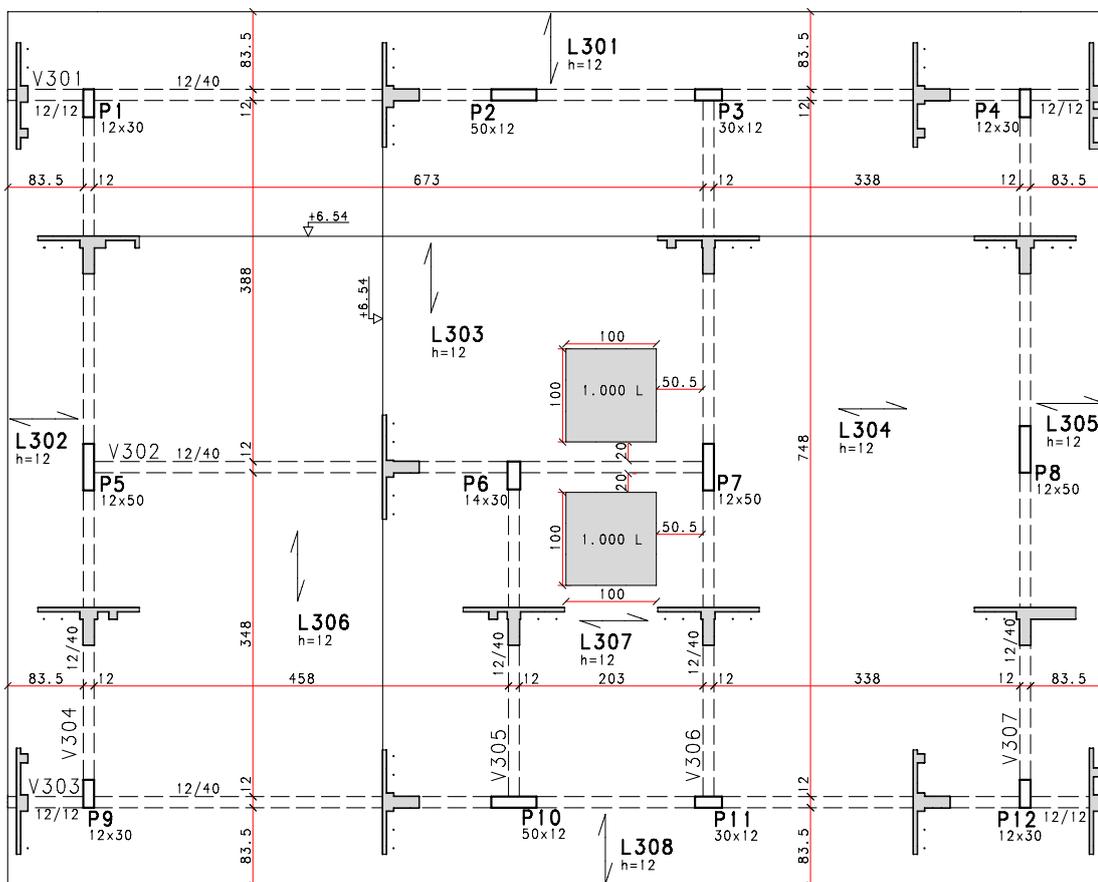


Figura 3.23 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A5 (unidade de medida - cm)

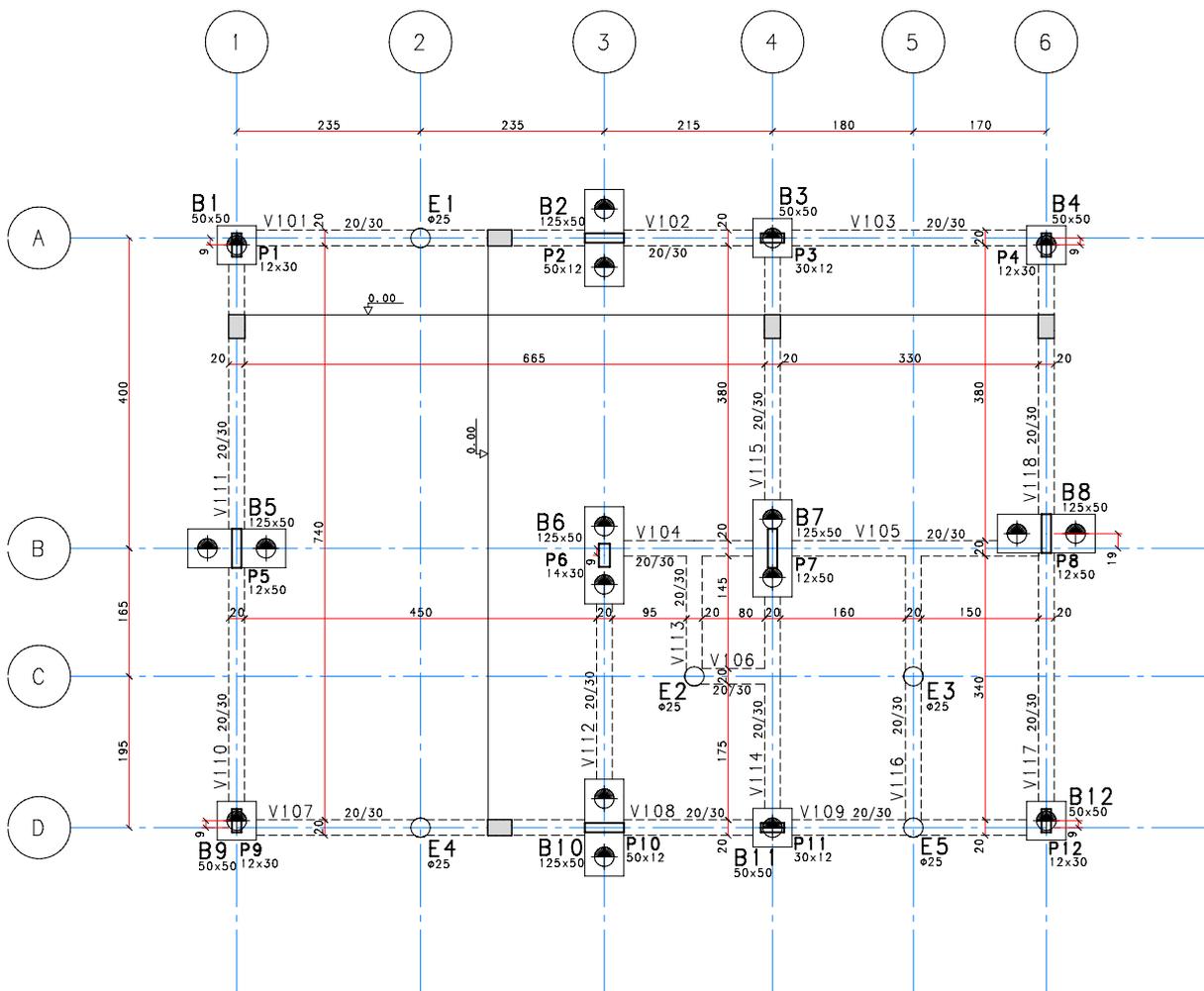


Figura 3.24 – Fôrma do pavimento fundação do exemplo A5 (unidade de medida - cm)

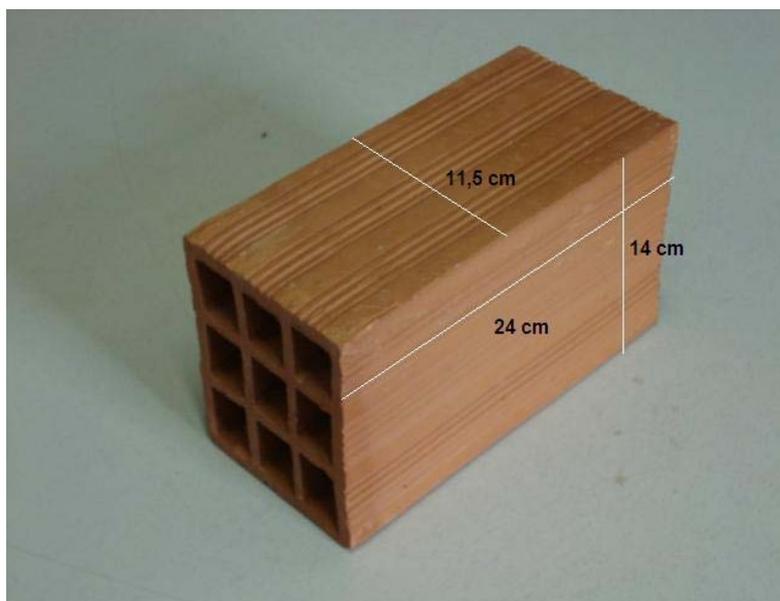


Foto 3.8 – Bloco cerâmico adotado para as paredes do exemplo A5

Tabela 3.40 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas e externas do exemplo A5, com 15,5 cm de espessura acabada

<b>PAREDE DE BLOCO CERÂMICO</b>	<i>espessura</i>	<i>altura</i>	<i>compr.</i>	
DIMENSÕES	11,5	14	24	(cm)
PESO DE CADA PEÇA	2,9	(daN)	751	(daN/m <sup>3</sup> )
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	1,5	(cm)		
ESPESSURA DAS JUNTAS VERTICAIS	1	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO A)	2	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO B)	2	(cm)		
ALTURA DA PAREDE	3,07	(m)		
PEÇAS POR M <sup>2</sup>	25,8	(pcs)		
VOLUME DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO POR M <sup>2</sup>	0,015	(m <sup>3</sup> )		
VOLUME DE ARGAMASSA DE REVESTIMENTO POR M <sup>2</sup>	0,040	(m <sup>3</sup> )		
ESPESSURA OSSO DA PAREDE	11,5	(cm)		
ESPESSURA ACABADA DA PAREDE	15,5	(cm)		
<b>BLOCOS - PESO POR M<sup>2</sup> DE PAREDE</b>				
BLOCOS - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	74,8	(daN/m <sup>2</sup> )	42%	
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	29,0	(daN/m <sup>2</sup> )	16%	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	76,0	(daN/m <sup>2</sup> )	42%	
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M<sup>2</sup></b>	<b>179,9</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>		
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M</b>	<b>552,2</b>	<b>(daN/m)</b>		

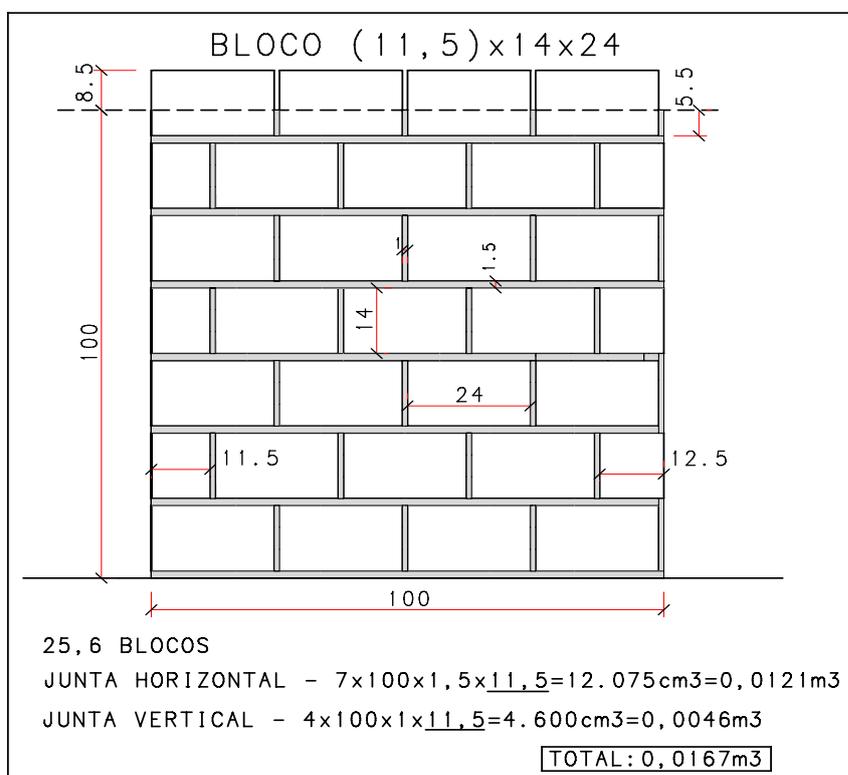


Figura 3.25 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A5 (unidade de medida - cm)

### 3.10.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A5

Conforme observa-se na tabela 3.45, as lajes do pavimento laje piso excederam os limites das flechas, conforme tabela 13.2 da norma, que limita em  $\ell/250$  os deslocamentos totais sob efeito da aceitabilidade visual para deslocamentos estruturais. Estes deslocamentos excessivos deram-se em função de um pequeno aumento no  $\ell_{0,x}$  (distância entre faces dos apoios, na menor direção), da ordem de 4,5 cm, e conseqüentemente um pequeno aumento nas cargas atuantes, em comparação ao exemplo A1. As flechas excederam os limites da norma em 1 mm, 2,1 mm e 1,7 mm, que são valores imperceptíveis visualmente.

Nas tabelas 3.45 e 3.46 apresenta-se os resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso e pavimento laje forro do exemplo A5.

Tabela 3.41 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A5

<b>EX-A5</b>	<b>L201</b>	<b>L202</b>	<b>L203</b>
$\ell_x$ (m)	4,00	3,50	3,60
$\ell_{0,x}$ (m)	3,88	3,38	3,48
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	6,7	4,0	3,3
$A_{s,\text{Treliça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,57	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,00	1,00	0,63
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,57	1,39	1,02
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	1,65	1,56	1,56
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell/250$ )	1,55	1,35	1,39
$A_{\text{ço}}$ (kg)	138	113	63
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	1,91	1,54	0,94
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	72	73	67
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>314</b>		
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>4,4</b>		
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>71</b>		

Tabela 3.42 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A5

<b>EX-A5</b>	<b>L301</b>	<b>L302</b>	<b>L303</b>	<b>L304</b>	<b>L305</b>	<b>L306</b>	<b>L307</b>	<b>L308</b>
$\ell_x$ (m)	0,90	0,90	4,00	3,50	0,90	3,60	2,15	0,90
$\ell_{0,x}$ (m)	0,84	0,84	3,88	3,38	0,84	3,48	2,03	0,84
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	-0,6	-0,6	4,3	2,2	-0,6	2,1	2,0	-0,6
$A_{s,\text{Treliça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,40	0,40	1,00	0,20	0,40	0,20	0,20	0,40
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,79	0,79	1,39	0,59	0,79	0,59	0,59	0,79
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	-0,22	-0,22	1,47	0,90	-0,22	0,96	0,25	-0,22
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell_0/250$ )	0,67	0,67	1,55	1,35	0,67	1,39	0,81	0,67
$A_{\text{ço}}$ (kg)	47	29	100	80	29	52	23	47
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	0,61	0,38	1,54	1,47	0,38	0,95	0,42	0,61
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	77	76	65	54	76	55	55	77
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>407</b>							
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>6,4</b>							
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>67</b>							

### 3.10.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A5

Considerou-se inicialmente todas as vigas com altura de 30 cm, exceto os vãos em balanço das vigas V301 e V303 que seguem a altura de 12 cm das lajes. A viga V202 (12/30) com uma flecha de 1,99 cm excedeu a flecha limite de 1,88 cm, uma diferença de 1,1 mm.

A taxa de armadura média das vigas do pavimento laje piso foi de 168 kg/m<sup>3</sup> influenciadas pelas vigas: V201 (12/30), com 179 kg/m<sup>3</sup> e V202 (12/30), com 400 kg/m<sup>3</sup>, as demais ficaram com taxas abaixo ou próximas da média do pavimento. O volume de concreto das vigas do pavimento laje piso foi de 1,83 m<sup>3</sup> e o consumo de aço 304 kg.

Para as vigas do pavimento laje forro encontrou-se uma taxa de armadura média de 98 kg/m<sup>3</sup>, tendo a viga V302 (12/30) com 154 kg/m<sup>3</sup> ficado com taxa acima da média do pavimento, as demais ficaram com taxas abaixo ou próximas da média do pavimento. O

volume de concreto das vigas do pavimento laje forro foi de  $1,82 \text{ m}^3$  e o consumo de aço 179 kg.

Na tabela 3.47, onde as vigas têm 40 cm de altura, exceto a viga V204 (12/30), observa-se que a viga V202 (12/40) com uma taxa de armadura de  $172 \text{ kg/m}^3$  e a V302 (12/40) com uma taxa de  $84 \text{ kg/m}^3$ , obtiveram uma expressiva redução da taxa, se consideradas com seção 12/30 cm.

Tabela 3.43 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A5

<b>EX-A5</b>	<b>V201</b>	<b>V202</b>	<b>V203</b>	<b>V204</b>	<b>V205</b>	<b>V206</b>	<b>V207</b>	<b>V208</b>
Seção (cm)	12/40	12/40	12/40	12/30	12/40	12/40	12/40	12/40
Tramo	1	1	1	1	2	1	2	1
$\ell_{ef}$ (m)	4,63	4,70	4,63	1,93	3,75	3,48	3,87	3,54
$M_{\text{máx,vão}}$ (kN.m)	30	51	24	4	7	9	19	16
$A_{s,vão}$ (cm <sup>2</sup> )	2,81	4,92	2,27	0,55	0,72	0,77	1,72	1,50
$M_{\text{máx,apoio}}$ (kN.m)	38	49	29	8	10	8	26	20
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	4,05	5,56	3,22	1,14	0,97	0,76	2,99	2,10
$V_{Sd}$ (kN)	79,8	108,2	57,6	29,3	24,7	23,7	53,9	45,2
$V_{Rd2}$ (kN)	155,4	155,4	155,4	112,8	155,4	155,4	155,4	155,4
$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	3,6	5,5	2,0	1,1	1,1	1,1	1,7	1,1
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	0,65	1,22	0,57	0,00	0,13	0,20	0,31	0,22
$a_{\text{tot},\infty,adm}$ (cm) - ( $\ell$ / 250)	1,85	1,88	1,85	0,77	1,50	1,39	1,55	1,42
$A_{\text{ço}}$ (kg)	47	55	36	7	17	9	30	27
Concreto (m <sup>3</sup> )	0,45	0,32	0,45	0,06	0,32	0,16	0,33	0,32
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	104	172	80	117	53	56	91	84
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>228</b>							
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>2,4</b>							
Taxa m (kg/m <sup>3</sup> )	<b>95</b>							

Tabela 3.44 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A5

<b>EX-A5</b>	<b>V301</b>	<b>V302</b>	<b>V303</b>	<b>V304</b>	<b>V305</b>	<b>V306</b>	<b>V307</b>
Seção (cm)	12/40	12/40	12/40	12/40	12/40	12/40	12/40
Tramo	2	1	2	2	1	1	2
$\ell_{ef}$ (m)	4,63	4,70	4,63	3,75	3,48	3,47	3,56
$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$ (kN.m)	19	28	18	5	9	11	9
$A_{s,v\grave{a}o}$ (cm <sup>2</sup> )	1,74	2,51	1,60	0,72	0,79	1,00	0,82
$M_{m\acute{a}x,apoio}$ (kN.m)	21	25	18	7	6	15	12
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	2,25	2,93	1,92	0,72	0,72	1,52	1,21
$V_{Sd}$ (kN)	44,2	55,2	37,2	16,2	23,2	37,7	30,6
$V_{Rd2}$ (kN)	155,4	155,4	155,4	155,4	155,4	155,4	155,4
$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	1,1	1,8	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
$a_{tot,\infty}$ (cm)	0,46	0,81	0,44	0,11	0,18	0,20	0,14
$a_{tot,\infty,adm}$ (cm) - ( $\ell/250$ )	1,85	1,87	1,85	1,50	1,40	1,39	1,42
$A_{\zeta o tot}$ (kg)	34	27	33	18	9	20	21
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	0,48	0,32	0,48	0,32	0,16	0,33	0,32
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	71	84	69	56	56	61	66
$A_{\zeta o tot}$ (kg)	<b>162</b>						
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>2,41</b>						
Taxa m (kg/m <sup>3</sup> )	<b>66</b>						

### 3.10.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A5

Inicialmente considerou-se para todos os pilares as dimensões de 12/30 cm. As áreas da seção transversal de concreto dos pilares P2, P5, P6, P7, P8 e P10 foram insuficientes para alojamento da armadura longitudinal necessária, conforme item 17.3.5.3.2 da NBR 6118:2003, valores máximos para armadura longitudinal em pilares.

Para os pilares P2, P5, P7, P8 e P10 precisou-se adotar a seção de 12/50 cm para alojamento da armadura e atender ao item 18.4.2.1 da norma, onde o diâmetro das armaduras longitudinais não podem ser superiores a 1/8 da menor dimensão, bem como o item 18.4.2.2 sobre o espaçamento livre mínimo entre faces das barras longitudinais.

Para o P6 adotou-se a seção de 14/30, pois se a medida fosse maior que cinco vezes a menor dimensão, seria caracterizado como pilar-parede, conforme o item 18.5 da norma. Situação onde se passa a exigir a consideração dos efeitos localizados de 2ª ordem, que além de aumentar a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar os estribos nessas regiões.

Conforme mostra-se na tabela 3.49, todos os pilares apresentaram taxas de armadura muito elevadas e índice de esbeltez ( $\lambda$ ) maior que 90, exceto o P6 (14/30), que justifica a adoção da menor dimensão com 14 cm. Neste caso, inviabiliza-se a adoção de alvenarias com blocos cerâmicos de 11,5 cm de largura.

Conforme mostra-se na tabela 3.50, se diminuirmos o comprimento equivalente ( $\ell_e$ ) para 3,00 m e 3,18 m no primeiro lance, o pé-direito acabado para 2,85 m (medidos do piso acabado até a parte inferior da laje rebocada) e manter-se as mesmas seções dos pilares; somente os pilares P2, P6 e P8 continuariam apresentando taxas de armadura elevadas e somente os pilares P2 e P8 continuariam apresentando índice de esbeltez maior que 90. A taxa média de armadura dos pilares diminuiu de 204 kg/m<sup>3</sup> para 149 kg/m<sup>3</sup> (27% de diferença) e a taxa geométrica de armadura diminuiu de 2,3 % para 1,4 %. Pode-se observar que uma pequena diminuição do  $\ell_e$  gera diferenças consideráveis nos consumos, o que já pode justificar a adoção das medidas de 12 cm de largura para os pilares, para este pé-direito considerado.

Tabela 3.45 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A5

<b>EX-A5</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>P6</b>	<b>P7</b>	<b>P8</b>	<b>P9</b>	<b>P10</b>	<b>P11</b>	<b>P12</b>
Seção (cm)	12/30	12/50	12/30	12/30	12/50	14/30	12/50	12/50	12/30	12/50	12/30	12/30
Lance	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
$\ell_e$ (m)	3,15	3,33	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,33	3,15	3,15	3,15	3,15
$\lambda$ (maior)	91	96	91	91	91	78	91	96	91	91	91	91
$N_d$ (kN)	162	304	149	129	274	408	263	229	147	283	151	143
$M_{dx}$ (kN.m)	8,80	18,15	8,14	-7,02	15,24	-19,15	-14,34	-13,67	8,00	-15,43	-8,24	-7,79
$M_{dy}$ (kN.m)	-4,90	-19,64	-3,59	-3,94	-8,23	12,54	7,90	-6,86	4,50	-11,79	-3,63	9,07
$A_{s,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	7,90	22,10	6,30	7,90	14,10	15,66	12,60	9,40	6,30	19,60	6,30	6,30
$A_{\zeta o}$ (kg)	45	115	38	45	77	83	72	70	38	107	38	38
Concreto (m <sup>3</sup> )	0,24	0,39	0,24	0,24	0,39	0,27	0,39	0,39	0,24	0,39	0,24	0,24
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	188	295	158	188	197	307	185	179	158	274	158	158
$\rho$ (%)	2,2	3,7	1,7	2,2	2,4	3,8	2,1	1,6	1,7	3,3	1,7	1,7
$A_{\zeta o \text{ tot}}$ (kg)	<b>766</b>											
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>3,66</b>											
Taxa <sub>m</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	<b>204</b>											
$\rho_m$ (%)	<b>2,3</b>											

Tabela 3.46 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A5 com alteração do  $\ell_e$ 

<b>EX-A5</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>P6</b>	<b>P7</b>	<b>P8</b>	<b>P9</b>	<b>P10</b>	<b>P11</b>	<b>P12</b>
Seção (cm)	12/30	12/50	12/30	12/30	12/50	14/30	12/50	12/50	12/30	12/50	12/30	12/30
Lance	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
$\ell_e$ (m)	3,00	3,18	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,18	3,00	3,00	3,00	3,00
$\lambda$ (maior)	87	92	87	87	87	74	87	92	87	87	87	87
$A_{\zeta o}$ (kg)	27	104	27	27	48	80	42	54	27	48	27	27
Concreto (m <sup>3</sup> )	0,23	0,38	0,23	0,23	0,38	0,26	0,38	0,38	0,23	0,38	0,23	0,23
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	117	274	117	117	126	308	111	142	117	126	117	117
$\rho$ (%)	0,9	3,3	0,9	0,9	1,0	3,8	0,8	1,3	0,9	1,0	0,9	0,9
$A_{\zeta o \text{ tot}}$ (kg)	<b>538</b>											
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>3,54</b>											
Taxa <sub>m</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	<b>149</b>											
$\rho_m$ (%)	<b>1,4</b>											

### 3.11 EXEMPLO A6

Conforme apresenta-se na tabela a seguir, utilizou-se para o exemplo, o tijolo maciço (5x10x19 cm) na medida de 10 cm para as paredes externas e internas, buscando-se a utilização de pilares e vigas com largura de 12 cm. Para este exemplo, conforme comentado anteriormente, aumentou-se a espessura dos revestimentos em 1 cm.

Tabela 3.47 - Critérios adotados para a composição das paredes e espessuras dos revestimentos das lajes do exemplo A6

CRITÉRIOS	UN.	EX-A6
TIJOLO	TIPO	MACIÇO
MEDIDAS	(cm)	5X10X19
ESPESSURA OSSO DA PAREDE EXT.	(cm)	10
ESPESSURA OSSO DA PAREDE INT.	(cm)	10
JUNTAS HORIZONTAIS	(cm)	1,5
JUNTAS VERTICAIS	(cm)	1
REBOCO EXTERNO	(cm)	3
REBOCO INTERNO	(cm)	3
REVESTIMENTO SOBRE LAJE PISO	(cm)	5
REVESTIMENTO INFERIOR DE LAJE	(cm)	2

Nas figuras 3.26, 3.27 e 3.28 são apresentadas as fôrmas dos pavimentos deste exemplo, com indicação de cortes, dimensões (em centímetros) e cotas de nível (em metros) dos elementos estruturais.

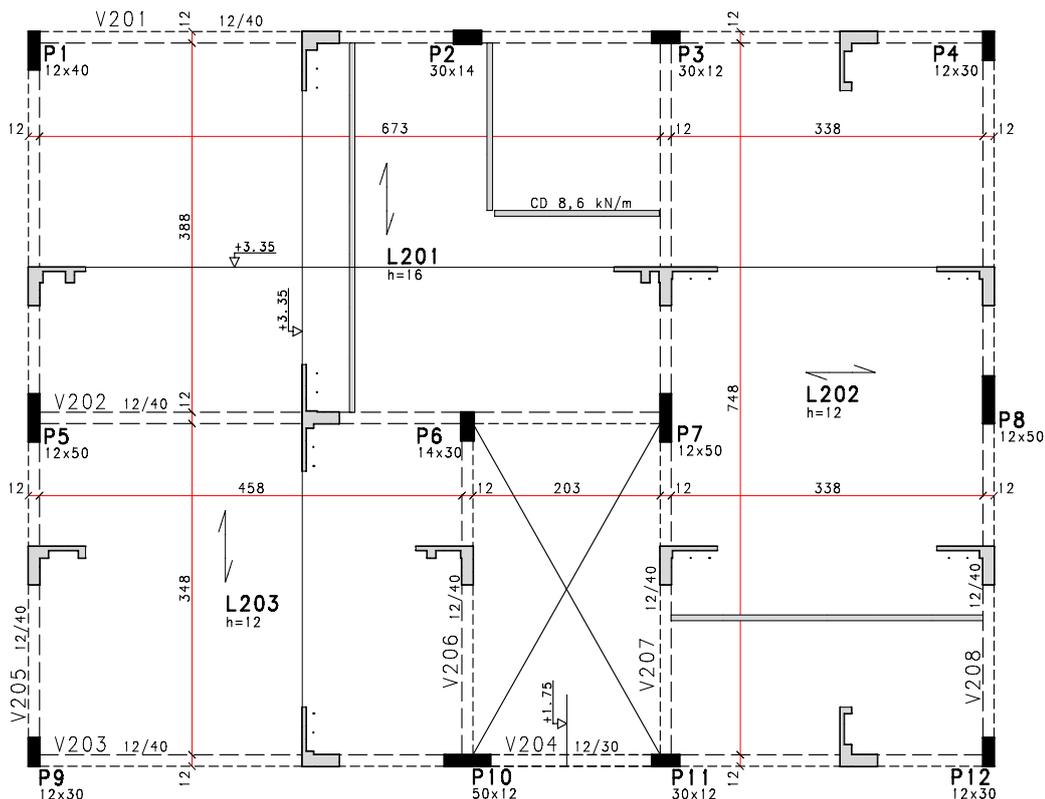


Figura 3.26 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A6 (unidade de medida - cm)

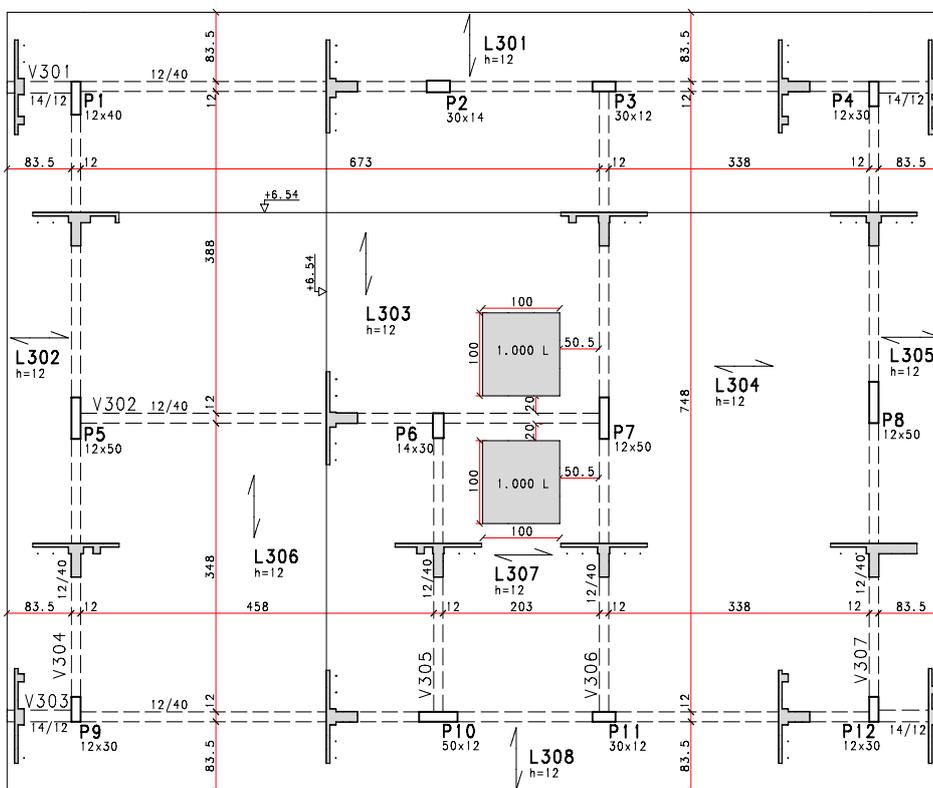


Figura 3.27 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A6 (unidade de medida - cm)

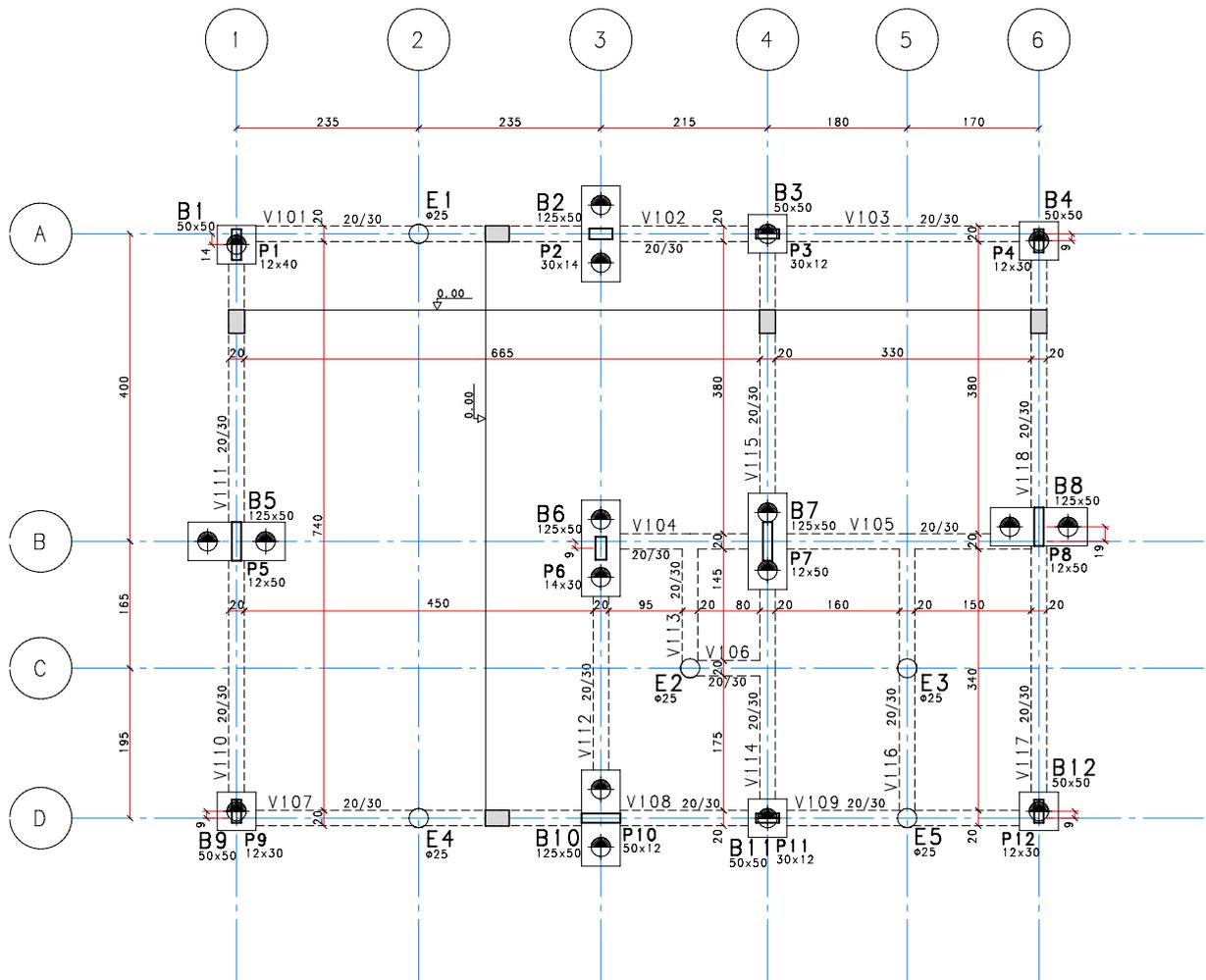


Figura 3.28 – Fôrma do pavimento fundação do exemplo A6 (unidade de medida - cm)

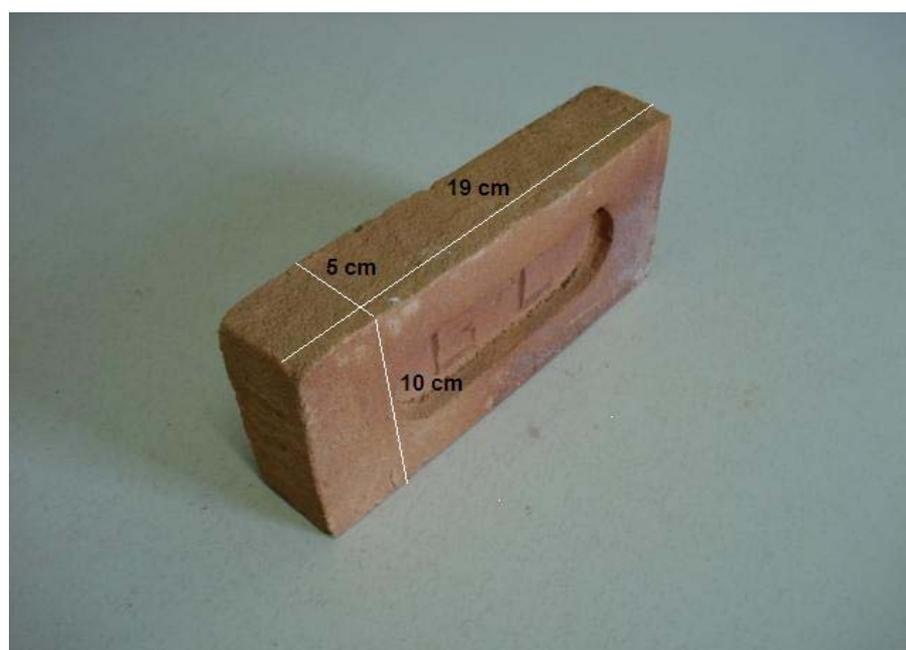


Foto 3.9 – Tijolo maciço adotado para as paredes do exemplo A6

Tabela 3.48 – Planilha eletrônica utilizada para composição das cargas das paredes internas e externas do exemplo A6, com 16 cm de espessura acabada

<b>PAREDE DE TIJOLO MACIÇO COMUM</b>	<i>espessura</i>	<i>altura</i>	<i>compr.</i>	
DIMENSÕES	10	5	19	(cm)
PESO DE CADA PEÇA	1,5	(daN)	1579	(daN/m <sup>3</sup> )
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO CAL, CIMENTO E AREIA	1900	(daN/m <sup>3</sup> )	NBR 6120:1980	
ESPESSURA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	1,5	(cm)		
ESPESSURA DAS JUNTAS VERTICAIS	1	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO A)	3	(cm)		
ESPESSURA DE REVESTIMENTO (LADO B)	3	(cm)		
ALTURA DA PAREDE	3,02	(m)		
PEÇAS POR M <sup>2</sup>	76,9	(pçs)		
VOLUME DE ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO POR M <sup>2</sup>	0,027	(m <sup>3</sup> )		
VOLUME DE ARGAMASSA DE REVESTIMENTO POR M <sup>2</sup>	0,060	(m <sup>3</sup> )		
ESPESSURA OSSO DA PAREDE	10	(cm)		
ESPESSURA ACABADA DA PAREDE	16	(cm)		
<b>BLOCOS - PESO POR M<sup>2</sup> DE PAREDE</b>				
BLOCOS - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	115,4	(daN/m <sup>2</sup> )	41%	
ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	51,2	(daN/m <sup>2</sup> )	18%	
ARGAMASSA DE REVESTIMENTO - PESO POR M <sup>2</sup> DE PAREDE	114,0	(daN/m <sup>2</sup> )	41%	
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M<sup>2</sup></b>	<b>280,5</b>	<b>(daN/m<sup>2</sup>)</b>		
<b>PESO TOTAL DA PAREDE PRONTA POR M</b>	<b>847,2</b>	<b>(daN/m)</b>		

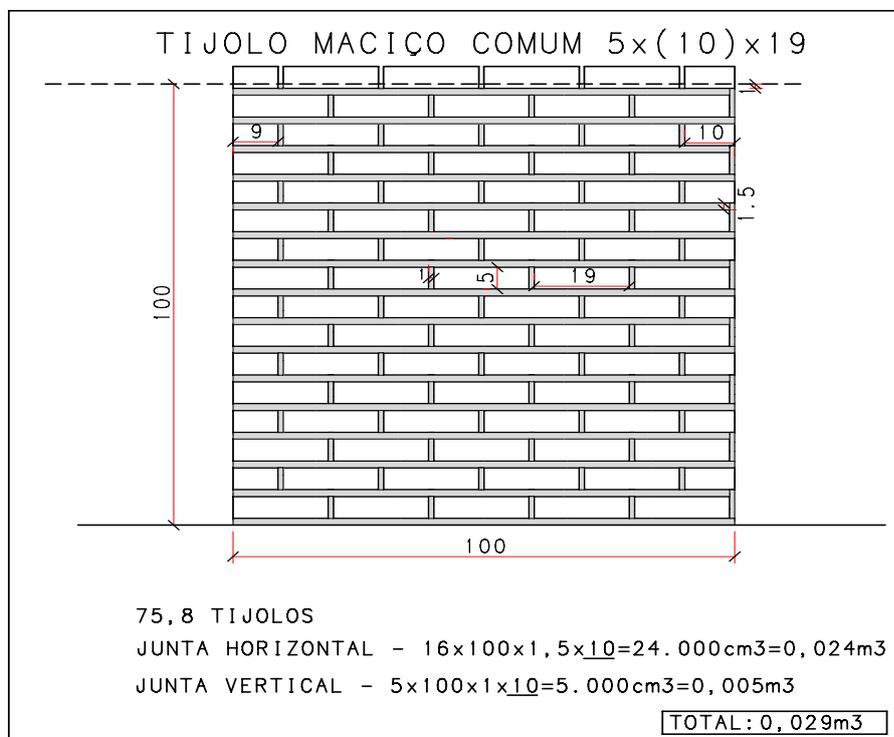


Figura 3.29 – Detalhe da elevação das paredes do exemplo A6 (unidade de medida - cm)

### 3.11.1 CÁLCULO DAS LAJES DO EXEMPLO A6

Conforme pode-se observar na tabela 3.54, as lajes do pavimento laje piso excederam os limites das flechas, conforme tabela 13.2 da norma, que limita em  $\ell/250$  os deslocamentos totais sob efeito da aceitabilidade visual para deslocamentos estruturais. Estes deslocamentos excessivos deram-se em função de um pequeno aumento no  $\ell_{0,x}$  (distância entre faces dos apoios, na menor direção), da ordem de 4,5 cm, e conseqüentemente um pequeno aumento nas cargas atuantes, em comparação ao exemplo A1. As flechas excederam os limites da norma em 4,7 mm, 6,4 mm e 2 mm, valores que já necessitam o uso de contraflecha.

Nas tabelas 3.54 e 3.55 apresenta-se os resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso e pavimento laje forro do exemplo A6.

Tabela 3.49 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje piso do exemplo A6

<b>EX-A6</b>	<b>L201</b>	<b>L202</b>	<b>L203</b>
$\ell_x$ (m)	4,00	3,50	3,60
$\ell_{0,x}$ (m)	3,88	3,38	3,48
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	9,1	5,4	3,3
$A_{s,\text{Treliça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,57	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,25	1,60	0,63
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	1,82	1,99	1,02
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	2,02	1,99	1,59
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell/250$ )	1,55	1,35	1,39
$A_{\text{ço}}$ (kg)	144	118	63
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	1,91	1,54	0,94
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	75	77	67
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>325</b>		
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>4,4</b>		
$T_{\text{axa m}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>73</b>		

Tabela 3.50 – Resultados do cálculo das lajes do pavimento laje forro do exemplo A6

<b>EX-A6</b>	<b>L301</b>	<b>L302</b>	<b>L303</b>	<b>L304</b>	<b>L305</b>	<b>L306</b>	<b>L307</b>	<b>L308</b>
$\ell_x$ (m)	0,90	0,90	4,00	3,50	0,90	3,60	2,15	0,90
$\ell_{0,x}$ (m)	0,84	0,84	3,88	3,38	0,84	3,48	2,03	0,84
$M_{\text{máx,nervura}}$ (kN.m)	-0,6	-0,6	4,3	2,2	-0,6	2,1	2,0	-0,6
$A_{s,\text{Treliça}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39
$A_{s,\text{Adicional}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,40	0,40	1,00	0,20	0,40	0,20	0,20	0,40
$A_{s,\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	0,79	0,79	1,39	0,59	0,79	0,59	0,59	0,79
$a_{\text{tot},\infty}$ (cm)	-0,22	-0,22	1,47	0,90	-0,22	0,96	0,25	-0,22
$a_{\text{tot},\infty,\text{adm}}$ (cm) - ( $\ell_0 / 250$ )	0,67	0,67	1,55	1,35	0,67	1,39	0,81	0,67
$A_{\text{ço}}$ (kg)	47	29	100	80	29	52	23	47
$C_{\text{concreto}}$ (m <sup>3</sup> )	0,61	0,38	1,54	1,47	0,38	0,95	0,42	0,61
$T_{\text{axa}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	77	76	65	54	76	55	55	77
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>407</b>							
$C_{\text{concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	<b>6,4</b>							
$T_{\text{axa}_m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	<b>67</b>							

### 3.11.2 CÁLCULO DAS VIGAS DO EXEMPLO A6

Considerou-se inicialmente todas as vigas com altura de 30 cm, exceto os vãos em balanço das vigas V301 e V303 que seguem a altura de 12 cm das lajes. A viga V202 (12/30) teve a somatória das armaduras de tração e de compressão ( $A_s + A_s'$ ) maior que 4% de  $A_c$  (área da seção transversal de concreto) na região fora da zona de emendas (item 17.3.5.2.4 da NBR 6118:2003) e a força cortante solicitante de cálculo  $V_{sd} = 121,5$  kN, foi maior que a força cortante resistente de cálculo  $V_{Rd2} = 112,8$  kN, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (item 17.4.2.1 da norma), de acordo com o processo indicado em 17.4.2.2 da NBR 6118:2003, modelo de cálculo I, que admite as diagonais de compressão inclinadas de  $\theta = 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. Considerou-se, então, para viga V202, a seção de 12/35 cm. Nenhuma viga excedeu a flecha limite.

A taxa de armadura média das vigas do pavimento laje piso foi de  $197 \text{ kg/m}^3$  influenciadas pelas vigas: V201 (12/30), com  $251 \text{ kg/m}^3$ , V202 (12/35), com  $307 \text{ kg/m}^3$ , V207 (12/30) com  $236 \text{ kg/m}^3$  e V208 (12/30) com  $179 \text{ kg/m}^3$ , as demais ficaram com taxas abaixo da média do pavimento. O volume de concreto das vigas do pavimento laje piso foi de  $1,87 \text{ m}^3$  e o consumo de aço  $368 \text{ kg}$ .

Para as vigas do pavimento laje forro, obteve-se os mesmos valores do exemplo anterior (A5).

Na tabela 3.56, onde as vigas têm  $40 \text{ cm}$  de altura, exceto a viga V204 (12/30), observa-se uma redução da taxa média para  $115 \text{ kg/m}^3$ . Para a viga V202 (12/40), ainda observa-se uma taxa de armadura elevada de  $231 \text{ kg/m}^3$ .

Tabela 3.51 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje piso do exemplo A6

<b>EX-A6</b>	<b>V201</b>	<b>V202</b>	<b>V203</b>	<b>V204</b>	<b>V205</b>	<b>V206</b>	<b>V207</b>	<b>V208</b>
Seção (cm)	12/40	12/40	12/40	12/30	12/40	12/40	12/40	12/40
Tramo	1	1	1	1	2	1	2	1
$\ell_{ef}$ (m)	4,70	4,70	4,63	1,93	3,65	3,48	3,87	3,54
$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$ (kN.m)	38	58	29	4	9	12	22	21
$A_{s,v\grave{a}o}$ (cm <sup>2</sup> )	3,63	5,53	2,76	0,55	0,79	1,05	1,99	1,98
$M_{m\acute{a}x,apoio}$ (kN.m)	45	57	34	9	12	10	31	24
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	5,13	6,14	3,70	1,18	1,17	0,98	3,42	2,81
$V_{Sd}$ (kN)	95,5	125,9	68,5	30,7	30,6	31,4	63,6	55,9
$V_{Rd2}$ (kN)	155,4	155,4	155,4	112,8	155,4	155,4	155,4	155,4
$A_{s,w}$ (cm <sup>2</sup> )	4,7	6,8	2,8	1,1	1,1	1,1	2,4	1,9
$a_{tot,\infty}$ (cm)	0,87	1,29	0,64	0,00	0,13	0,26	0,32	0,28
$a_{tot,\infty,adm}$ (cm) - ( $\ell/250$ )	1,88	1,88	1,85	0,77	1,46	1,39	1,55	1,42
$A_{\text{ço}}$ (kg)	57	74	43	7	21	11	40	30
Concreto (m <sup>3</sup> )	0,46	0,32	0,45	0,06	0,31	0,16	0,33	0,32
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	124	231	96	117	68	69	121	94
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	<b>283</b>							
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>2,4</b>							
Taxa m (kg/m <sup>3</sup> )	<b>115</b>							

Tabela 3.52 – Resultados do cálculo das vigas do pavimento laje forro do exemplo A6

<b>EX-A6</b>	<b>V301</b>	<b>V302</b>	<b>V303</b>	<b>V304</b>	<b>V305</b>	<b>V306</b>	<b>V307</b>
Seção (cm)	12/40	12/40	12/40	12/40	12/40	12/40	12/40
Tramo	2	1	2	2	1	1	2
$\ell_{ef}$ (m)	4,70	4,70	4,63	3,65	3,51	3,53	3,56
$M_{m\acute{a}x,v\grave{a}o}$ (kN.m)	20	28	17	5	9	11	9
$A_{s,v\grave{a}o}$ (cm <sup>2</sup> )	1,85	2,51	1,59	0,72	0,78	1,01	0,82
$M_{m\acute{a}x,apoio}$ (kN.m)	21	25	18	6	6	15	13
$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	2,93	1,94	0,72	0,72	1,50	1,24
$V_{Sd}$ (kN)	43,4	55,2	37,3	14,9	23,2	37,6	30,8
$V_{Rd2}$ (kN)	155,4	155,4	155,4	155,4	155,4	155,4	155,4
$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	1,1	1,8	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
$a_{tot,\infty}$ (cm)	0,52	0,82	0,44	0,08	0,18	0,20	0,14
$a_{tot,\infty,adm}$ (cm) - ( $\ell$ / 250)	1,88	1,88	1,85	1,46	1,40	1,41	1,42
$A_{\zeta o tot}$ (kg)	35	27	33	18	9	20	21
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	0,49	0,32	0,48	0,31	0,16	0,33	0,32
T <sub>axa</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	71	84	69	58	56	61	66
$A_{\zeta o tot}$ (kg)	<b>163</b>						
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>2,41</b>						
T <sub>axa m</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	<b>66</b>						

### 3.11.3 CÁLCULO DOS PILARES DO EXEMPLO A6

Inicialmente considerou-se para todos os pilares as dimensões de 12/30 cm. As áreas da seção transversal de concreto dos pilares P1, P2, P5, P6, P7, P8 e P10, foram insuficientes para alojamento da armadura longitudinal necessária, conforme item 17.3.5.3.2 da NBR 6118:2003, valores máximos para armadura longitudinal em pilares.

Para o pilar P1 adotou-se seção 12/40 cm e para os pilares P5, P7, P8 e P10 precisou-se adotar a seção de 12/50 cm para alojamento da armadura e atender ao item 18.4.2.1 da norma, onde o diâmetro das armaduras longitudinais não podem ser superiores a 1/8 da menor dimensão, bem como o item 18.4.2.2 sobre o espaçamento livre mínimo entre faces das barras longitudinais.

Para os pilares P2 e P6 adotou-se a seção de 14/30, pois se adotássemos uma medida maior que cinco vezes a menor dimensão seria caracterizado como pilar-parede, conforme o item 18.5 da norma. Nesta situação passa-se a exigir a consideração dos efeitos localizados de 2ª ordem, que além de aumentar a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar os estribos nessas regiões.

Conforme mostra a tabela 3.58, todos os pilares apresentaram-se com taxas de armadura muito elevadas e índice de esbeltez ( $\lambda$ ) maior que 90, exceto o P2(14/30) e o P6 (14/30), que justifica a adoção da menor dimensão com 14 cm, neste caso, inviabilizando-se a adoção de alvenarias com os tijolos maciços com 10 cm de largura.

Conforme mostra a tabela 3.59, diminuindo-se o comprimento equivalente ( $\ell_e$ ) para 3,00 m e 3,18 m no primeiro lance, o pé-direito acabado para 2,85 m (medidos do piso acabado até a parte inferior da laje rebocada) e mantendo-se as mesmas seções dos pilares; os pilares P2, P3, P5, P6, P8, P10, P11 e P12 continuariam apresentando taxas de armadura elevadas, e somente o pilar P8 continuou apresentando índice de esbeltez maior que 90. A taxa média de armadura dos pilares diminuiu de 249 kg/m<sup>3</sup> para 169 kg/m<sup>3</sup> (32% de diferença) e a taxa geométrica de armadura diminuiu de 3 % para 1,6 %. Pode-se observar que uma pequena diminuição do  $\ell_e$  gera diferenças consideráveis nos consumos, embora neste caso não seja suficiente para justificar a adoção das medidas de 12 cm de largura para os pilares.

Tabela 3.53 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A6

<b>EX-A6</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>P6</b>	<b>P7</b>	<b>P8</b>	<b>P9</b>	<b>P10</b>	<b>P11</b>	<b>P12</b>
Seção (cm)	12/40	14/30	12/30	12/30	12/50	14/30	12/50	12/50	12/30	12/50	12/30	12/30
Lance	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
$\ell_e$ (m)	3,15	3,33	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,33	3,15	3,15	3,15	3,15
$\lambda$ (maior)	91	82	91	91	91	78	91	96	91	91	91	91
$N_d$ (kN)	192	320	167	144	303	451	289	254	164	311	183	166
$M_{dx}$ (kN.m)	10,47	16,36	9,15	-7,86	17,02	-21,15	15,73	-15,19	8,94	-5,79	-9,98	-3,09
$M_{dy}$ (kN.m)	-5,19	-9,85	4,03	-4,65	9,08	13,85	8,66	-7,62	5,03	-18,56	-5,62	12,27
$A_{s,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	7,85	10,32	12,27	6,28	22,09	18,85	19,63	9,42	9,82	22,09	12,27	12,27
$A_{\zeta o}$ (kg)	52	65	65	38	115	98	107	60	56	115	65	65
Concreto (m <sup>3</sup> )	0,31	0,27	0,24	0,24	0,39	0,27	0,39	0,39	0,24	0,39	0,24	0,24
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	168	241	271	158	295	363	274	154	233	295	271	271
$\rho$ (%)	1,6	2,9	3,4	1,7	3,7	4,8	3,3	1,6	2,7	3,7	3,4	3,4
$A_{\zeta o tot}$ (kg)	<b>901</b>											
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>3,61</b>											
Taxa <sub>m</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	<b>249</b>											
$\rho_m$ (%)	<b>3,0</b>											

Tabela 3.54 – Resultados do cálculo dos pilares do exemplo A6 com alteração do  $\ell_e$ 

<b>EX-A6</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>	<b>P5</b>	<b>P6</b>	<b>P7</b>	<b>P8</b>	<b>P9</b>	<b>P10</b>	<b>P11</b>	<b>P12</b>
Seção (cm)	12/40	14/30	12/30	12/30	12/50	14/30	12/50	12/50	12/30	12/50	12/30	12/30
Lance	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
$\ell_e$ (m)	3,00	3,18	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,18	3,00	3,00	3,00	3,00
$\lambda$ (maior)	87	79	89	87	87	74	87	92	87	87	87	87
$A_{\zeta o}$ (kg)	40	54	37	27	68	95	48	59	27	59	33	37
Concreto (m <sup>3</sup> )	0,3	0,26	0,23	0,23	0,38	0,26	0,38	0,38	0,23	0,38	0,23	0,23
Taxa (kg/m <sup>3</sup> )	133	208	161	117	179	365	126	155	117	155	143	161
$\rho$ (%)	1	2,3	1,3	0,9	1,6	4,8	1,0	1,6	0,9	1,6	1,3	1,3
$A_{\zeta o tot}$ (kg)	<b>584</b>											
Concreto tot (m <sup>3</sup> )	<b>3,49</b>											
Taxa <sub>m</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	<b>169</b>											
$\rho_m$ (%)	<b>1,6</b>											

### 3.12 FUNDAÇÃO

Normalmente, na região de Ribeirão Preto, as estruturas de fundação deste tipo de edificação, em função dos aspectos geotécnicos do solo (capacidade de carga do solo e deformabilidade do solo) e pequenas cargas destas edificações, são constituídas por estacas escavadas mecanicamente, vigas baldrame e blocos rígidos sobre as estacas. Estas estacas são perfuradas em torno de 4 a 5 m quando recebem carga das vigas baldrame, que possuem cargas predominantemente das paredes. Para apoio dos blocos, que recebem carga dos pilares e uma parcela de carga dos baldrames, as estacas são perfuradas com profundidade entre 6 a 10 m. Seu diâmetro varia em torno de 25 cm, sendo este o mais comum.

Com bem menos intensidade, nas regiões onde o solo superficial apresenta características de solo residual de basalto ou afloramento de rocha, utilizam-se as sapatas isoladas. Quando estas características apresentam-se em torno de 2 a 5m de profundidade, utiliza-se o tubulão curto a céu aberto.

As vigas baldrame são executadas, geralmente a partir da escavação do terreno nas dimensões usuais de 20x30 cm, empregando-se o terreno como fôrma. São calculadas levando-se em consideração a utilização de armaduras com mesma bitola e espaçamento ao longo de todas as vigas, posicionando-se as estacas com distância máxima de 3 m para limitar o vão das vigas.

Como resultados dos cálculos, geralmente a armadura longitudinal constitui-se por quatro barras de aço com diâmetro de 8 ou 10 mm e estribos de 5 mm a cada 15 cm. Os resultados do cálculo destas vigas nos exemplos foram bem próximos, tendo para o exemplo A5 (caso com menores cargas) em comparação ao exemplo A3 (caso com maiores cargas) uma diferença de armadura longitudinal nas vigas V110, V111, V117 e V118 de quatro barras de 8 mm para 4 barras de 10 mm. Para a armadura dos estribos não houve diferença.

Para os blocos rígidos (quando a distância da extremidade do bloco à face do pilar for menor que o dobro da altura do bloco) não se considera nenhuma contribuição do solo como fundação direta, de modo que todas as cargas são recebidas diretamente pelas estacas. Desta forma, as pressões do solo, que nas sapatas dependem do tipo de solo, mas que geralmente se admitem como uniformemente distribuídas, não têm aqui qualquer influência no dimensionamento. Para os exemplos do trabalho, foram considerados blocos de uma e duas estacas, em função das cargas encontradas.

As estacas escavadas (sem esforços laterais) trabalham exclusivamente à compressão, com resistência de ponta e atrito lateral (quando a ponta da estaca transmite carga para solo

resistente e quando a estaca transmite carga para o solo através do atrito lateral). Para armadura destas estacas, quase sempre empíricas, emprega-se entre duas a quatro barras de ferro (diâmetro de 6,3 mm ou 8 mm), com geralmente 2 m de comprimento, a fim de promover a ligação entre estaca e baldrame ou estaca e bloco.

Estes elementos de fundação não serão calculados e analisados no trabalho.

## CAPÍTULO 4

# ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS EXEMPLOS

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Existe uma lacuna na literatura nacional, no que se refere a índices e consumos de concreto e aço nas estruturas de edificações de pequeno porte. Como única referência Ireferência nacional em seus inúmeros trabalhos e pesquisas desenvolvidas na construção civil, elaborou em 1993, sob a coordenação dos engenheiros Luiz Henrique Ceotto e Nobol Taya, documento técnico intitulado: critérios e parâmetros de projetos estruturais de edificações (ENCOL<sup>3</sup>, 1993).

Baseado em uma relação de projetos de diversos calculistas nacionais, adota-se como referência nos projetos estruturais de edifícios até 10 pavimentos (de aptos, plurifamiliares), o valor referencial médio de 90 kg de aço por m<sup>3</sup> de concreto, para os elementos estruturais: laje maciça, vigas e pilares do pavimento tipo de um edifício.

Leva-se em consideração a ação do vento, e baseia-se nos critérios da NBR 6118:1980, que estava em vigor na época.

Este parâmetro, isolado e com considerações bem distintas das adotadas no presente trabalho, serve como uma idéia inicial da ordem de grandeza da taxa de armadura de elementos estruturais.

Cada escritório de cálculo estrutural, de maneira geral, possui seus próprios índices e consumos referenciais, o que geralmente é ocultado por razões comerciais. Estes valores, como se pode observar nas tabelas deste capítulo, estão diretamente relacionados ao custo da estrutura. A elaboração de valores de referência é extremamente difícil, em função da diversidade de parâmetros que influenciam nos resultados. Baseado na experiência de alguns profissionais experientes, como referências empíricas, apresentam-se os seguintes valores para as superestruturas de sobrados residenciais:

- Para pilares - taxa de armadura de 110 kg de aço por m<sup>3</sup> de concreto e taxa geométrica de armadura ( $\rho$ ) de 1%;
- Para vigas - taxa de armadura de 90 kg de aço por m<sup>3</sup> de concreto;

---

<sup>3</sup> ENCOL S.A. *Crítérios e parâmetros de projetos estruturais de edificações*. Brasília: Ditec, 1993. 44 p.

- Para lajes maciças - taxa de armadura de 60 kg de aço por m<sup>3</sup> de concreto;
- Para lajes pré-fabricadas - não se encontrou referência.

Considerou-se para uso nas referências de custo, o valor de R\$ 180,00/m<sup>3</sup> para o concreto  $f_{ck}= 20$  MPa (C20), conforme NBR 8953:1992 (concreto para fins estruturais), com traço bombeável, somado ao valor de R\$ 35,00/m<sup>3</sup>, referente à taxa de bomba, totalizando o valor de R\$ 215,00/m<sup>3</sup>, o custo final do concreto considerado.

Para o custo do aço, considerou-se o valor médio entre as bitolas mais utilizadas (5 mm à 20 mm) de R\$ 4,00/kg de aço CA-50 e CA-60, conforme NBR 7480:2007 (aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação). Os valores dos insumos considerados referem-se somente aos materiais, não sendo considerados os insumos relativos à mão-de-obra.

Para adoção dos valores utilizados, considerou-se valores médios, relativos a consumos de até 10 m<sup>3</sup> por concretagem, e barras de aço entregues retas (sem dobra) na obra, com consumo da ordem de 1500 kg por entrega, referente ao mês de julho de 2008, na cidade de Ribeirão Preto, SP.

## **4.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS LAJES**

Conforme mostra a tabela a seguir (lajes do pavimento laje piso), comparando-se os exemplos A1 e A6 observa-se uma diferença de 8% no consumo de aço e 5% no consumo de concreto do pavimento. Esta diferença deu-se em função do tipo de parede adotada sobre as lajes do exemplo A6 (com tijolo maciço) e um pequeno aumento nas dimensões das lajes (A6) de 4,5 cm, em função da variação nas larguras das vigas (que diminuíram para 12 cm), conforme as fôrmas do pavimento, apresentadas no capítulo 3, no início de cada exemplo.

Observa-se a menor taxa de armadura de 70 kg/m<sup>3</sup> de concreto nos exemplos A2 e A4 (ambos com alvenaria de bloco cerâmico) e a maior taxa de armadura de 75 kg/m<sup>3</sup> de concreto, no exemplo A3 (com alvenaria de tijolo maciço).

A taxa média entre os exemplos, no pavimento laje piso é de 72 kg/m<sup>3</sup>.

Tabela 4.1 – Comparativo de consumos nas lajes do pavimento laje piso

LAJES PAV. LAJE PISO	EX-A1	EX-A2	EX-A3	EX-A4	EX-A5	EX-A6
$A_{\text{ço tot}} \text{ (kg)}$	301	306	324	305	314	325
$C_{\text{concreto tot}} \text{ (m}^3\text{)}$	4,2	4,3	4,2	4,3	4,4	4,4
$T_{\text{axa}_m} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	71	70	75	70	71	73

Onde:

$A_{\text{ço tot}}$  → quantidade de aço total das lajes do pavimento;

$C_{\text{concreto tot}}$  → quantidade de concreto total das lajes do pavimento;

$T_{\text{axa}_m}$  → taxa de armadura média das lajes do pavimento ( $A_{\text{ço}}/C_{\text{concreto}}$ ).

Conforme se observa na tabela 4.2 (lajes do pavimento laje forro), embora tenha ocorrido um pequeno aumento nas dimensões das lajes de alguns exemplos (A5 e A6, máximo de 4,5 cm) em função da variação nas larguras das vigas destes exemplos, isto não implicou em um aumento de armadura das lajes, mantendo-se todas com a mesma armadura e um pequeno aumento (máximo de 0,4 m<sup>3</sup>) no consumo de concreto para os exemplos A5 e A6.

Observa-se também, a menor taxa de armadura de 67 kg/m<sup>3</sup> de concreto nos exemplos A5 e A6, em função do pequeno aumento de consumo de concreto; e a maior taxa de armadura de 72 kg/m<sup>3</sup> de concreto para os exemplos A1 e A3, com menores consumos de concreto.

A taxa média entre os exemplos deste pavimento é de 69 kg/m<sup>3</sup>.

Tabela 4.2 – Comparativo de consumos nas lajes do pavimento laje forro

LAJES PAV. LAJE FORRO	EX-A1	EX-A2	EX-A3	EX-A4	EX-A5	EX-A6
$A_{\text{ço tot}} \text{ (kg)}$	407	407	407	407	407	407
$C_{\text{concreto tot}} \text{ (m}^3\text{)}$	6,0	6,3	6,0	6,2	6,4	6,4
$T_{\text{axa}_m} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	72	68	72	69	67	67

Na tabela 4.3, mostra-se o consumo de aço por m<sup>2</sup> de área total construída (de 166 m<sup>2</sup>), de 4,3 e 4,4 kg/m<sup>2</sup>, e o consumo de concreto por m<sup>2</sup> de área total construída de 0,06 e 0,07.

Pode-se observar uma taxa média de aço de 71 kg/m<sup>3</sup> de concreto e uma diferença média de custo do aço em relação ao custo do concreto de 27%.

A diferença no custo total é de 4,5%, comparando-se o custo total do exemplo A1 com o custo total do exemplo A6 (valores extremos).

Comparando-se a média do custo total das lajes, com a média do custo total da estrutura (tabela 4.9), no final do capítulo, conclui-se que as lajes dos exemplos representam em média 46% do custo da estrutura analisada, referentes ao aço e ao concreto

Tabela 4.3 – Comparativo de consumos e custos totais nas lajes para cada exemplo

LAJES DO EXEMPLO	EX-A1	EX-A2	EX-A3	EX-A4	EX-A5	EX-A6
$A_{\text{aço tot}}$ (kg)	708	713	731	712	721	732
$A_{\text{aço m}}$ (kg) / $m^2$ de área construída	4,3	4,3	4,4	4,3	4,3	4,4
$C_{\text{concreto tot}}$ ( $m^3$ )	10,2	10,6	10,2	10,5	10,8	10,8
$C_{\text{concreto m}}$ ( $m^3$ ) / $m^2$ de área construída	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07	0,07
$T_{\text{axa m}}$ (kg/ $m^3$ )	72	69	74	70	69	70
Custo do Aço (R\$)	R\$ 2.832,00	R\$ 2.852,00	R\$ 2.924,00	R\$ 2.848,00	R\$ 2.884,00	R\$ 2.928,00
Custo do Aço / Custo do Concreto + Aço - (%)	56%	56%	57%	56%	55%	56%
Custo do Concreto (R\$)	R\$ 2.193,00	R\$ 2.279,00	R\$ 2.193,00	R\$ 2.257,50	R\$ 2.322,00	R\$ 2.322,00
Custo do Concreto / Custo do Concreto + Aço - (%)	44%	44%	43%	44%	45%	44%
Custo do Concreto + Aço (R\$)	R\$ 5.025,00	R\$ 5.131,00	R\$ 5.117,00	R\$ 5.105,50	R\$ 5.206,00	R\$ 5.250,00
Custo Total (R\$) / $m^2$ de área construída	R\$ 30,27	R\$ 30,91	R\$ 30,83	R\$ 30,76	R\$ 31,36	R\$ 31,63

Para as lajes L201 (pav. laje piso, figura 4.1 a seguir) de todos os exemplos, em função das cargas das paredes existentes, necessitou-se o uso de *três tipos de vigotas treliçadas*, todas com o mesmo tipo de armadura treliçada eletrosoldada - TR 12646 (item 4.5.1 da NBR 14862:2002 - armaduras treliçadas eletrosoldadas - referente à nomenclatura), variando-se a bitola das armaduras adicionais nessas vigotas.

Para as lajes L202 (pav. laje piso, figura 4.1 a seguir) e L303 (pav. laje forro, figura 4.2 a seguir) de todos os exemplos, em função da carga da parede existente (L202) e da carga das caixas d'água (L303), utilizou-se *dois tipos de vigotas treliçadas*, todas com o mesmo tipo de armadura treliçada - TR 08635, variando-se as bitolas das armaduras adicionais nessas vigotas.

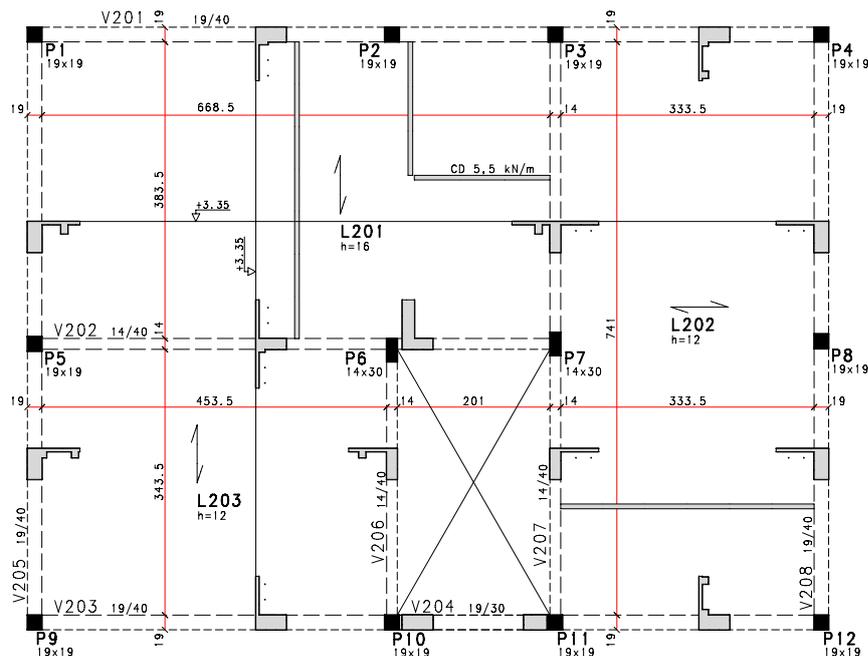


Figura 4.1 – Fôrma do pavimento laje piso do exemplo A1, mostrando as paredes sobre as lajes L201 e L202 , que variam a carga para cada exemplo

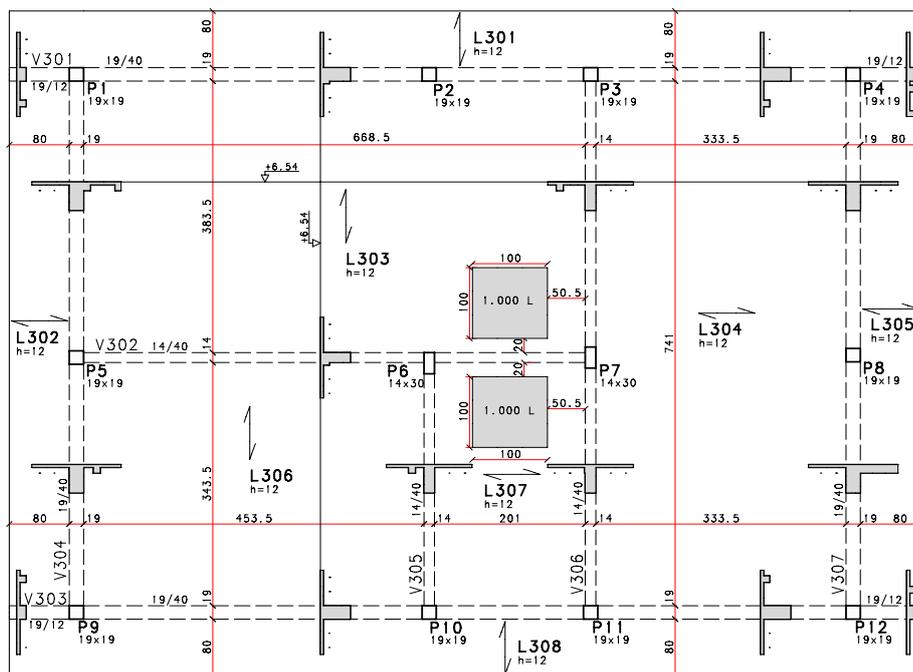


Figura 4.2 – Fôrma do pavimento laje forro do exemplo A1, mostrando a posição das caixas d'água nas lajes L303 e L307

Para as demais lajes, no pavimento laje piso e laje forro, foi possível adotar-se *um único tipo de vigota treliçada* em cada laje, com armadura treliçada - TR 08635, variando-se somente as armaduras adicionais entre as lajes (para cada laje, a mesma armadura adicional em todas as vigotas).

Em todas as lajes que recebem cargas de alvenaria, necessitou-se utilizar vigotas justapostas (sob paredes paralelas às vigotas), mesmo na L201, a qual adotou-se altura de 16 cm. Para a L201, em função das paredes perpendiculares às vigotas, não houve necessidade de adoção de vigotas justapostas. Cabe ressaltar que todas as lajes consideradas possuem  $\ell_{0,x}$  (distância entre faces dos apoios, na menor direção) variando entre 3,30 e 3,90 m, exceto a L307 com  $\ell_{0,x}$  da ordem de 2 m.

### 4.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS VIGAS

Conforme mostra a tabela 4.4, a seguir, as vigas do pavimento laje piso dos exemplos A3 e A6 possuem os maiores consumos de aço dos exemplos (316 kg e 283 kg respectivamente), em função das cargas das paredes em tijolo maciço.

Comparando-se o exemplo A3 com o exemplo A4 (maior e menor consumos de aço, respectivamente), os consumos têm uma variação de 41%.

Comparando-se os exemplos A6 e A5, que possuem paredes com praticamente a mesma largura acabada, porém com tijolos diferentes (A6 com tijolo maciço e A5 com bloco cerâmico) encontra-se a variação de 24% no consumo de aço.

Para o consumo de concreto, encontra-se uma variação de 50% comparando-se o exemplo A1, maior consumo, com os exemplos A5 e A6, menores consumos.

A maior taxa de armadura ( $115 \text{ kg/m}^3$ ) encontra-se no exemplo A6 e a menor no exemplo A1 ( $68 \text{ kg/m}^3$ ), uma diferença de 69%. Já se esperava variações elevadas, em função das diferenças entre as cargas das alvenarias, como se pode observar nas tabelas do capítulo 3, onde encontram-se as planilhas eletrônicas utilizadas para composição das cargas das paredes consideradas nos exemplos. A taxa média entre os exemplos deste pavimento é de  $89 \text{ kg/m}^3$ .

Tabela 4.4 – Comparativo de consumos nas vigas do pavimento laje piso

VIGAS DO PAV. LAJE PISO	EX-A1	EX-A2	EX-A3	EX-A4	EX-A5	EX-A6
$A_{\text{aço}_{\text{tot}}} \text{ (kg)}$	244	231	316	224	228	283
$C_{\text{concreto}_{\text{tot}}} \text{ (m}^3\text{)}$	3,6	2,7	3,5	2,9	2,4	2,4
$T_{\text{taxa}_m} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	68	84	94	77	95	115

Onde:

$A_{\text{aço}_{\text{tot}}}$  → quantidade de aço total das vigas do pavimento;

$C_{\text{concreto}_{\text{tot}}}$  → quantidade de concreto total das vigas do pavimento;

$T_{\text{taxa}_m}$  → taxa de armadura média das vigas do pavimento ( $A_{\text{aço}}/C_{\text{concreto}}$ ).

Conforme a tabela 4.5, os consumos de aço das vigas do pavimento laje forro apresentam-se com diferenças máximas de 15%, bem menores que às do pavimento laje piso (que comprova a grande influência das cargas das paredes).

Para os consumos de concreto, observa-se uma diferença de 50%, entre o maior valor (3,6 m<sup>3</sup> em A1) comparado ao menor (2,4 m<sup>3</sup> em A5 e A6), exatamente o mesmo valor encontrado no pavimento laje piso, com os mesmos parâmetros (maior e menor).

As maiores taxas de armadura (66 kg/m<sup>3</sup>) encontram-se nos exemplos A5 e A6 e a menor no exemplo A1 (52 kg/m<sup>3</sup>), uma diferença de 27%, bem menor que o valor de 69%, encontrado no pavimento laje piso, com os mesmos parâmetros (maior e menor).

A taxa média entre os exemplos deste pavimento é de 60 kg/m<sup>3</sup>.

Tabela 4.5 – Comparativo de consumos nas vigas do pavimento laje forro

VIGAS DO PAV. LAJE FORRO	EX-A1	EX-A2	EX-A3	EX-A4	EX-A5	EX-A6
Aço <sub>tot</sub> (kg)	185	168	187	169	162	163
Concreto <sub>tot</sub> (m <sup>3</sup> )	3,6	2,7	3,5	2,9	2,4	2,4
Taxa <sub>m</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	52	62	55	58	66	66

Na tabela 4.6 mostra-se o consumo de aço por m<sup>2</sup> de área total construída (de 166 m<sup>2</sup>), variando entre 3 e 2,3 kg/m<sup>2</sup> e o consumo de concreto por m<sup>2</sup> de área total construída variando entre 0,04 e 0,03 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.

Pode-se observar uma taxa média de aço de 74 kg/m<sup>3</sup> de concreto e uma diferença média de custo do aço em relação ao custo do concreto de 36%.

A diferença entre o custo total (aço + concreto) também é de 36%, comparando-se o exemplo A3 e o exemplo A5 (com valores extremos).

Comparando-se a média do custo total das vigas com a média do custo total da estrutura (tabela 4.9), no final do capítulo, conclui-se que as vigas dos exemplos representam em média 27% do custo da estrutura analisada, referentes ao aço e ao concreto.

Tabela 4.6 – Comparativo de consumos e custos totais nas vigas dos exemplos

VIGAS DO EXEMPLO	EX-A1	EX-A2	EX-A3	EX-A4	EX-A5	EX-A6
$A_{\text{ço tot}}$ (kg)	429	399	503	393	390	446
$A_{\text{ço m}}$ (kg) / $\text{m}^2$ de área construída	2,6	2,4	3,0	2,4	2,3	2,7
$C_{\text{concreto tot}}$ ( $\text{m}^3$ )	7,2	5,4	7,0	5,8	4,8	4,8
$C_{\text{concreto m}}$ ( $\text{m}^3$ ) / $\text{m}^2$ de área construída	0,04	0,03	0,04	0,03	0,03	0,03
$T_{\text{axa m}}$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	60	73	75	68	81	91
Custo do Aço (R\$)	R\$ 1.716,00	R\$ 1.596,00	R\$ 2.012,00	R\$ 1.572,00	R\$ 1.560,00	R\$ 1.784,00
Custo do Aço / Custo do Concreto + Aço - (%)	53%	58%	57%	56%	60%	63%
Custo do Concreto (R\$)	R\$ 1.550,15	R\$ 1.165,30	R\$ 1.511,45	R\$ 1.236,25	R\$ 1.034,15	R\$ 1.034,15
Custo do Concreto / Custo do Concreto + Aço - (%)	47%	42%	43%	44%	40%	37%
Custo do Concreto + Aço (R\$)	R\$ 3.266,15	R\$ 2.761,30	R\$ 3.523,45	R\$ 2.808,25	R\$ 2.594,15	R\$ 2.818,15
Custo Total (R\$) / $\text{m}^2$ de área construída	R\$ 19,68	R\$ 16,63	R\$ 21,23	R\$ 16,92	R\$ 15,63	R\$ 16,98

#### 4.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS PILARES

Conforme mostra a tabela 4.7, o maior consumo de aço apresenta-se no exemplo A6, com 901 kg, onde se procurou utilizar pilares com largura de 12 cm e as alvenarias adotadas são de tijolo maciço.

O menor consumo de aço apresenta-se no exemplo A1 (alvenarias com blocos cerâmicos, vigas e pilares com 19 e 14 cm), com 390 kg, uma diferença de 131% (entre os exemplos de maior e os menores consumos).

Pode-se notar ainda, que nos exemplos A5 e A6, onde utiliza-se pilares com 12 cm de largura, todos os consumos e taxas apresentam-se como os maiores entre todos os exemplos analisados.

Para o consumo de concreto, observa-se uma diferença de 28%, entre o maior valor ( $3,7 \text{ m}^3$  em A5) comparado ao menor ( $2,9 \text{ m}^3$  em A1).

A taxa média de armadura de aço ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) apresenta-se com uma diferença de 90% entre os exemplos A6 e A1 (maior e menor, respectivamente).

As taxas médias geométricas de armadura ( $\rho_m$ ), nas seções mais solicitadas, encontra-se com 3% referente aos pilares do exemplo A6 (pior situação) e 1,2% referente aos pilares dos exemplos A1 e A4 (melhores situações) uma diferença totalmente discrepante.

A diferença entre o custo total dos pilares (aço + concreto) entre os exemplos A1 e A6 (com valores extremos) é de 100% (o dobro do valor).

Comparando-se a média do custo total dos pilares com a média do custo total da estrutura (tabela 4.9), no final do capítulo, conclui-se que os pilares dos exemplos analisados

representam 27% do custo da estrutura analisada, referente ao aço e ao concreto; mesmo valor encontrado para as vigas.

Tabela 4.7 – Comparativo de consumos totais e custos dos pilares dos exemplos

<b>PILARES DO EXEMPLO</b>	<b>EX-A1</b>	<b>EX-A2</b>	<b>EX-A3</b>	<b>EX-A4</b>	<b>EX-A5</b>	<b>EX-A6</b>
$A_{\text{Aço tot}}$ (kg)	390	485	499	450	766	901
$A_{\text{Aço m}}$ (kg) / m <sup>2</sup> de área construída	2,3	2,9	3,0	2,7	4,6	5,4
$C_{\text{Concreto tot}}$ (m <sup>3</sup> )	2,9	3,4	3,1	3,3	3,7	3,6
$C_{\text{Concreto m}}$ (m <sup>3</sup> ) / m <sup>2</sup> de área construída	0,018	0,020	0,018	0,020	0,022	0,022
$T_{\text{Taxa m}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	131	143	155	136	204	249
$\rho_m$ (%)	1,2	1,3	1,6	1,2	2,3	3,0
Custo do Aço (R\$)	R\$ 1.560,00	R\$ 1.940,00	R\$ 1.996,00	R\$ 1.800,00	R\$ 3.064,00	R\$ 3.604,00
Custo do Aço / Custo do Concreto + Aço - (%)	71%	73%	75%	72%	80%	82%
Custo do Concreto (R\$)	R\$ 632,10	R\$ 722,40	R\$ 657,90	R\$ 709,50	R\$ 786,90	R\$ 776,15
Custo do Concreto / Custo do Concreto + Aço - (%)	29%	27%	25%	28%	20%	18%
Custo do Concreto + Aço (R\$)	R\$ 2.192,10	R\$ 2.662,40	R\$ 2.653,90	R\$ 2.509,50	R\$ 3.850,90	R\$ 4.380,15
Custo Total (R\$) / m <sup>2</sup> de área construída	R\$ 13,21	R\$ 16,04	R\$ 15,99	R\$ 15,12	R\$ 23,20	R\$ 26,39

Onde:

$A_{\text{Aço tot}}$  → quantidade de aço total dos pilares (nos dois lances);

$C_{\text{Concreto tot}}$  → quantidade de concreto total dos pilares (nos dois lances);

$T_{\text{Taxa m}}$  → taxa de armadura média dos pilares (nos dois lances - Aço/Concreto);

$\rho_m$  → taxa geométrica média da armadura longitudinal dos pilares no lance considerado (mais solicitado);

## 4.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS CARGAS NA FUNDAÇÃO

Para as cargas apresentadas na tabela a seguir, para todos os exemplos, não estão considerados os pesos próprios dos blocos de fundação, mas incluem as cargas atuantes nas vigas-baldrame, que foram consideradas engastadas nos blocos e apoiadas nas estacas.

As maiores cargas apresentam-se nos exemplos A3 e A6, onde foram utilizadas alvenarias com tijolos maciços. Comparando-se o exemplo A3, o mais carregado (2.444 kN de carga total), com o exemplo A5, o menos carregado (1.796 kN de carga total), encontra-se uma diferença de 36% na carga total do sobrado.

Para o exemplo A3, encontra-se uma carga média por metro quadrado de construção de 29 kN/m<sup>2</sup> (para 83 m<sup>2</sup> de área de projeção em planta) e 22 kN/m<sup>2</sup>, para o exemplo A5, uma diferença de 32%. Os valores em vermelho, na tabela, representam as cargas nos blocos considerados com duas estacas, e em azul, as cargas nos blocos considerados com uma estaca.

Tabela 4.8 – Comparativo das cargas nos elementos da fundação e carga total dos exemplos

<b>ELEMENTO</b>	<b>UN.</b>	<b>EX-A1</b>	<b>EX-A2</b>	<b>EX-A3</b>	<b>EX-A4</b>	<b>EX-A5</b>	<b>EX-A6</b>
<b>BLOCO 1</b>	kN	124	117	164	112	106	130
<b>BLOCO 2</b>	kN	176	176	224	171	175	203
<b>BLOCO 3</b>	kN	120	116	157	113	109	131
<b>BLOCO 4</b>	kN	108	103	147	98	92	110
<b>BLOCO 5</b>	kN	193	175	246	170	170	194
<b>BLOCO 6</b>	kN	247	254	272	256	256	285
<b>BLOCO 7</b>	kN	181	182	213	182	184	213
<b>BLOCO 8</b>	kN	180	163	236	158	159	187
<b>BLOCO 9</b>	kN	111	105	147	101	97	114
<b>BLOCO 10</b>	kN	177	173	220	169	171	193
<b>BLOCO 11</b>	kN	112	106	145	105	100	125
<b>BLOCO 12</b>	kN	98	98	133	94	94	113
<b>ESTACA 1</b>	kN	18	17	31	16	16	22
<b>ESTACA 2</b>	kN	16	16	22	16	16	22
<b>ESTACA 3</b>	kN	16	16	23	16	16	23
<b>ESTACA 4</b>	kN	18	17	31	16	16	22
<b>ESTACA 5</b>	kN	21	20	33	19	19	26
<b>TOTAL</b>	<b>kN</b>	<b>1916</b>	<b>1854</b>	<b>2444</b>	<b>1812</b>	<b>1796</b>	<b>2113</b>

#### 4.6 COMPARATIVOS DE CONSUMOS TOTAIS E CUSTOS

Conforme se observa na tabela 4.9, a seguir, o maior consumo total de aço encontra-se no exemplo A6, considerado com alvenarias em tijolos maciços e a maior parte das vigas e pilares com larguras de 12 cm.

O menor consumo total de aço encontra-se no exemplo A1, considerado com alvenarias de bloco cerâmico, tendo-se as vigas e pilares com larguras de 19 e 14 cm. Entre os dois exemplos (A6 e A1) encontrou-se uma diferença de 36%.

Referente ao consumo de concreto total e taxa de armadura, encontrou-se uma diferença de 6% e 44%, respectivamente, também observada entre os exemplos A1 e A6.

O custo total do aço representa o dobro do custo do concreto, no exemplo A6. Para o exemplo A1, esta diferença foi de 40%.

Pode-se observar que quanto menor é a taxa de aço por volume de concreto, menor é o custo total da estrutura (concreto + aço), como se comprova com os exemplos A1 e A4.

Tabela 4.9 – Comparativo de consumos e custos totais dos exemplos

<b>CONSUMOS E CUSTOS TOTAIS</b>	<b>EX-A1</b>	<b>EX-A2</b>	<b>EX-A3</b>	<b>EX-A4</b>	<b>EX-A5</b>	<b>EX-A6</b>
Aço <sub>tot</sub> (daN)	1527	1597	1733	1555	1877	2079
Aço <sub>tot</sub> (daN) / m <sup>2</sup> de área construída	9,2	9,6	10,4	9,4	11,3	12,5
Concreto <sub>tot</sub> (m <sup>3</sup> )	20,3	19,4	20,3	19,6	19,3	19,2
Concreto <sub>tot</sub> (m <sup>3</sup> ) / m <sup>2</sup> de área construída	0,122	0,117	0,122	0,118	0,116	0,116
Taxa <sub>m, tot</sub> (daN/m <sup>3</sup> )	75	82	85	79	97	108
Custo do Aço (R\$)	R\$ 6.108,00	R\$ 6.388,00	R\$ 6.932,00	R\$ 6.220,00	R\$ 7.508,00	R\$ 8.316,00
Custo do Aço / Custo do Concreto + Aço - (%)	58%	60%	61%	60%	64%	67%
Custo do Concreto (R\$)	R\$ 4.364,50	R\$ 4.171,00	R\$ 4.364,50	R\$ 4.214,00	R\$ 4.149,50	R\$ 4.128,00
Custo do Concreto / Custo do Concreto + Aço - (%)	42%	40%	39%	40%	36%	33%
Custo do Concreto + Aço (R\$)	R\$ 10.472,50	R\$ 10.559,00	R\$ 11.296,50	R\$ 10.434,00	R\$ 11.657,50	R\$ 12.444,00
Custo Total (R\$) / m <sup>2</sup> de área construída	R\$ 63,09	R\$ 63,61	R\$ 68,05	R\$ 62,86	R\$ 70,23	R\$ 74,96

## **CAPÍTULO 5**

# **CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES**

Neste capítulo serão abordados: a influência dos tipos mais comuns de alvenaria na composição das cargas atuantes nas lajes e vigas de sobrados residenciais, análise dos resultados, comentários e recomendações gerais sobre as lajes pré-fabricadas com nervuras treliçadas unidirecionais, vigas retangulares e pilares retangulares, comentários e recomendações gerais sobre os exemplos analisados, sugestões para elaboração de projetos estruturais de sobrados residenciais e sugestões para prosseguimento do trabalho.

### **5.1 SOBRE AS CARGAS ATUANTES**

Neste item serão analisadas as cargas atuantes nas vigas e lajes, decorrentes das paredes, sua influência no cálculo dos elementos estruturais, sua composição com utilização de planilhas eletrônicas e uma comparação com valores da NBR 6120:1980 (cargas para o cálculo de estruturas de edificações).

A determinação e quantificação das cargas atuantes na estrutura são extremamente importantes. Quanto mais precisas forem as considerações, mais próximo da situação real será calculada a estrutura, e mais precisos serão os resultados alcançados.

As cargas unitárias das paredes se compõem em função das dimensões e pesos específicos dos tijolos ou blocos, e espessuras e pesos específicos das argamassas de assentamento e revestimento. Em uma edificação, como é o caso do sobrado analisado neste trabalho, sua ação nos elementos estruturais condiciona-se às dimensões que terão em função da variação das alturas de vigas, lajes e pés-direitos, bem como, das espessuras a serem adotadas de acordo com as especificações dos projetos arquitetônicos.

O uso de planilhas eletrônicas para estas quantificações, além de tornar o trabalho mais rápido para as mais diversas variações e situações, condiciona a determinação de valores mais precisos, de maneira mais fácil e com uma grande diversidade de parâmetros. O mesmo levantamento sem o uso de planilhas eletrônicas, de maneira manual e usual, pode tornar-se justificável em situações isoladas e esporádicas, sem grandes diversidades de informações a serem consideradas. Para este trabalho, elaborou-se uma planilha eletrônica “universal”, que pode ser utilizada para o levantamento das cargas das paredes, para qualquer tipo de tijolo ou bloco.

Para os valores apresentados na tabela a seguir, consideraram-se argamassas de assentamento e revestimento de cal, cimento e areia, com peso específico aparente de  $19 \text{ kN/m}^3$ , de acordo com as especificações da tabela 1 da NBR 6120:1980 (cargas para o cálculo de estruturas de edificações), e apresentam-se os pesos absolutos das paredes por  $\text{m}^2$  e os pesos relativos das paredes dos exemplos analisados no trabalho.

Tabela 5.1 - Critérios adotados para a composição das paredes dos exemplos analisados e pesos absolutos e relativos das paredes

TIPO DE BLOCO OU TIJOLO	Juntas Horizontais (cm)	Juntas Verticais (cm)	Espessura Osso da Parede (cm)	Revestimento interno e externo (cm)	Espessura Acabada da Parede (cm)	Peso Absoluto da Parede ( $\text{daN/m}^2$ )	Peso Relativo da Parede
Bloco cerâmico 11,5x14x24 cm	1,5	1	11,5	2	15,5	180	<b>1</b>
Bloco cerâmico 11,5x14x24 cm	1,5	1	14	2	18	205	<b>1,14</b>
Bloco cerâmico 14x19x29 cm	1,5	1	14	2	18	180	<b>1</b>
Bloco cerâmico 14x19x29 cm	1,5	1	19	2	23	223	<b>1,24</b>
Tijolo maciço 5x10x19 cm	1,5	1	10	3	16	281	<b>1,56</b>
Tijolo maciço 5x10x19 cm	1,5	1	19	3	25	432	<b>2,4</b>

A NBR 6120:1980 (cargas para o cálculo de estruturas de edificações), tabela 1, apresenta os pesos específicos aparentes dos materiais de construção mais frequentes. Considera para os tijolos furados  $13 \text{ kN/m}^3$ , e para os tijolos maciços  $18 \text{ kN/m}^3$ .

Para o trabalho calcularam-se e utilizaram-se para os blocos cerâmicos os pesos específicos aparentes de  $6,1 \text{ kN/m}^3$  (14x19x29 cm) e  $7,5 \text{ kN/m}^3$  (11,5x14x24 cm), e para o tijolo maciço  $15,8 \text{ kN/m}^3$  (5x10x19 cm), valores baseados nas informações técnicas dos fabricantes.

Considerando-se juntas verticais com 1 cm de espessura e horizontais com 1,5 cm de espessura (com argamassa de cal, cimento e areia), sem consideração dos revestimentos, e utilizando-se os valores do trabalho, conforme tabela 5.1, encontram-se para os blocos cerâmicos  $7,6 \text{ kN/m}^3$  (14x19x29 cm) e  $9,1 \text{ kN/m}^3$  (11,5x14x24 cm), e para o tijolo maciço  $16,7 \text{ kN/m}^3$ .

Pode observar-se que os valores calculados no trabalho são inferiores aos valores da NBR 6120:1980, reproduzidos a seguir na tabela 5.2, que geram esforços maiores que os reais na estrutura e conseqüentemente consumos maiores de materiais. Como a própria NBR 6120:1980 (item 2.1.3) enfatiza, que na “*falta de determinação experimental*” deve ser utilizada a tabela 1, recomenda-se não aceitar plenamente os valores da norma; sempre que

possível, é importante fazer ensaios para se compararem os resultados obtidos com valores normativos, que geralmente são conservadores. A NBR 6120:1980 tem 28 anos de existência; ao longo destes anos não sofreu revisão e muitos materiais novos surgiram no mercado da construção civil.

Tabela 5.2 - Peso específico dos materiais de construção  
(Parte da tabela 1 da NBR 6120:1980)

MATERIAIS		PESO ESPECÍFICO APARENTE (kN/m <sup>3</sup> )
2 BLOCOS ARTIFICIAIS	TIJOLOS FURADOS	13
	TIJOLOS MACIÇOS	18
3 REVESTIMENTOS E CONCRETOS	ARGAMASSA DE CAL, CIMENTO E AREIA	19
	ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA	21

## 5.2 SOBRE AS LAJES

Neste item serão comentados: os tipos de lajes utilizadas para edificações de pequeno porte, os tipos de elementos de enchimento disponíveis no mercado, a influência do modelo estrutural adotado nos resultados do cálculo estrutural das lajes com vigotas treliçadas, as implicações sobre a consideração da continuidade destas lajes, a utilização de nervuras justapostas, um comparativo dos consumos de materiais e custos em relação às vigas e pilares e recomendações gerais sobre o uso destas lajes.

Para edificações de pequeno porte, as lajes nervuradas treliçadas unidirecionais são uma excelente solução, largamente utilizadas há algum tempo. Possuem em relação às maciças: maior facilidade de execução, redução de cargas, não necessitam de fôrmas e utilizam pouco escoramento.

Os elementos de enchimento, dispostos entre as nervuras, podem ser lajotas cerâmicas, lajotas de concreto ou blocos de poliestireno expandido (EPS).

As lajotas cerâmicas, o enchimento mais utilizado em função do menor custo, costuma apresentar irregularidades em relação à NBR 14859-1:2002 (laje pré-fabricada - requisitos - parte 1: lajes unidirecionais). Em muitos casos verificados não se apresentam com as medidas normatizadas nas tabelas 5 e 6 desta norma, principalmente a altura ( $h_e$ ), que deveriam ter 7 cm (altura mínima) e apresentam-se com medida da ordem de 6,5 cm, acarretando um consumo maior de concreto e um pequeno aumento da carga atuante. Também é comum o não cumprimento do item 4.3.4.1 da norma (para lajotas com  $h_e = 7$  cm), onde se admite

resistência característica para suportar uma carga mínima de 0,7 kN, fato observado pela grande quebra durante a movimentação de operários e peso do concreto no momento da concretagem.

As lajotas de concreto, de maneira geral, atendem às prescrições da NBR 14859-1:2002, porém possuem peso específico aparente superior às cerâmicas, que devem ser considerados no cálculo, e custos maiores comparadas às cerâmicas.

O blocos em EPS geralmente atendem às prescrições normativas, possuem peso específico aparente entre 13 daN/m<sup>3</sup> e 25 daN/m<sup>3</sup>, em função da densidade requerida (tipo P1 - 13 a 16 daN/m<sup>3</sup>, tipo P2 - 16 a 20 daN/ m<sup>3</sup> e tipo P3 - 20 a 25 daN/ m<sup>3</sup>), que geram alívios no peso próprio da laje (blocos + vigotas + capa) da ordem de 20% para altura total da laje com 12 cm ( $h_e = 8\text{cm} + 4\text{cm}$  de capa), se comparadas às lajes com lajotas cerâmicas. Possuem o inconveniente de necessitarem do uso de aditivo aderente no chapisco e fixação de telas galvanizadas nos blocos na face inferior da laje, para aumentar a aderência do chapisco e reboco nos blocos de EPS. Para as lajotas cerâmicas, isto não é necessário, e pode-se executar o chapisco e reboco da forma usual. Em relação às lajotas cerâmicas e de concreto, os blocos de EPS possuem o maior custo.

A adoção do modelo de grelhas equivalentes para análise das lajes unidirecionais, como vigas isoladas com seção “T”, possibilita a obtenção do momento fletor máximo em cada nervura, de modo a serem dimensionadas por grupos de nervuras com esforços próximos. As tabelas prontas, utilizadas para uma análise inicial, apresentam armaduras iguais para todas as vigotas da mesma laje, a partir do momento fletor máximo, direcionando a um consumo maior de armadura.

A consideração da não continuidade das lajes nervuradas treliçadas unidirecionais, sendo calculadas como lajes simplesmente apoiadas, desprezando-se os benefícios da continuidade, é prática comum, embora inúmeras discussões favoráveis e desfavoráveis estejam presentes no meio técnico.

As normas não estabelecem uma prescrição, logo, recomenda-se por experiências negativas observadas nos canteiros de obras, a não consideração para edificações de pequeno porte. Entre os motivos, o mais discutido é o posicionamento das armaduras negativas nas regiões de continuidade, que dificilmente são garantidas em função da movimentação de operários durante a concretagem. Na sua maioria, estes não possuem treinamento necessário, e o posicionamento destas armaduras é feito de forma irregular, com uso insuficiente de dispositivos - como caranguejos - que auxiliam o correto posicionamento.

Para obras (geralmente de médio e grande porte) que possuem operários capacitados e planos de controle de qualidade definidos, recomenda-se a consideração da continuidade, bem como adoção desta prática.

A substituição das lajotas de enchimento, próximas aos apoios intermediários por concreto, quando necessário para resistir aos esforços na zona de compressão, também se caracteriza um motivo contrário à não consideração da continuidade.

Nas lajes treliçadas unidirecionais (segundo os resultados obtidos nos exemplos), com altura total de 12 cm, que recebem cargas de paredes paralelamente às nervuras, com vãos  $\ell_{0,x}$  (distância entre faces dos apoios, na menor direção) próximos a 3,30 m, necessitou-se o uso de vigotas justapostas sob as paredes, para atender aos esforços e deslocamentos nos estados limites últimos e de serviço. Quando os vãos ( $\ell_{0,x}$ ) são próximos ou no máximo medem 3,90 m, além das vigotas justapostas, as lajes necessitam ter sua altura total aumentada para 16 cm. Nestas condições, em grande parte dos casos, ainda apresentam-se flechas excessivas, porém muito próximas aos limites de norma, onde pode-se adotar contraflechas com boa margem de folga.

Recomenda-se o uso de nervuras justapostas em todas as lajes que recebem paredes na direção das nervuras. Essas nervuras funcionam como vigas (chatas) de pequena altura e podem ser calculadas como vigas simplesmente apoiadas sob flexão normal simples.

As lajes pré-moldadas com vigotas treliçadas bidirecionais e as lajes com vigotas protendidas são outras opções de lajes para edificações de pequeno porte. As pré-moldadas bidirecionais possuem comportamento estrutural próximo ao de placas delgadas, minimizando deslocamentos e apresentando uma melhor distribuição das cargas na vigas de contorno (apoio). Possuem o inconveniente de necessitarem um cálculo mais refinado para obtenção dos esforços, comumente utilizado a analogia de grelhas, de maneira geral, pouco utilizado por grande parte dos fabricantes de lajes, que recorrem ao uso de tabelas prontas. Também possuem uma maior dificuldade de montagem em relação às unidirecionais.

As lajes com vigotas protendidas, sempre unidirecionais, possuem bom controle tecnológico na fabricação. Necessitam de um número reduzido de escoramentos e um consumo menor de concreto. Têm o inconveniente de não possuírem armaduras expostas nas extremidades das vigotas dificultando a concretagem das vigas de apoio, principalmente com larguras de 12 cm, ocasionando nichos (bicheiras) nestes elementos. Ainda existe uma certa restrição em relação ao seu uso em edificações de pequeno porte, como o exemplo do trabalho. Também possuem uma maior dificuldade para passagem e posicionamento das tubulações elétricas, pois são compostas por vigotas do tipo trilho.

Pode-se considerar (baseado nos resultados dos exemplos) para as lajes pré-moldadas com vigotas treliçadas unidirecionais e lajotas cerâmicas como elemento de enchimento, com alturas totais de 12 e 16 cm, e utilizadas como laje piso, uma taxa de armadura média referencial ( $Taxa_m$  - aço/concreto) de  $72 \text{ kg/m}^3$ . Para as mesmas lajes, porém utilizadas para forro, com altura total de 12 cm, pode-se considerar uma taxa de armadura média referencial de  $69 \text{ kg/m}^3$ . Na composição média do custo das lajes, o aço tem participação de 56% e o concreto de 44%. Comparando-se com o custo total médio da superestrutura (concreto + aço, das lajes, vigas e pilares), encontra-se para estas lajes o valor de 46% do custo total.

### 5.3 SOBRE AS VIGAS

Neste item serão analisados os aspectos referentes às dimensões adotadas nas vigas, os critérios para avaliação dos deslocamentos, uma avaliação das taxas de armadura e um comparativo dos consumos de materiais e custos em relação às lajes e pilares.

Para as estimativas iniciais das alturas das vigas, pode-se considerar 8% do vão, para tramos internos das vigas contínuas e 10% do vão, para vigas biapoiadas e tramos extremos de vigas contínuas.

Baseado nos resultados dos exemplos, quando se considera cargas atuantes de paredes (*caso das vigas do pavimento laje piso*), pode-se para estas estimativas iniciais arredondar-se para cima o resultado obtido (exemplo: para 10% de 3,5 m de vão, adotar-se inicialmente altura de 40 cm, ao invés de 35 cm). Quando não se considera carga atuante de paredes (*caso das vigas do pavimento laje forro*), arredondar-se-á o resultado do valor obtido para baixo (exemplo: para 10% de 3,5 m de vão, adotar-se inicialmente altura de 30 cm, ao invés de 35 cm). Com estas considerações procura-se direcionar uma estimativa inicial à situação mais próxima das medidas finais das vigas.

Na NBR 6118:2003 não existe recomendação sobre a altura inicial a ser adotada para vigas. De acordo com o item 17.3.2.1, sempre será necessário avaliar as flechas em vigas e lajes, levando-se em consideração a presença da armadura e a existência de fissuras no concreto, ao longo dessa armadura, e as deformações (item 17.3.2), e compará-las aos valores-limite especificados no item 13.3 da mesma norma.

A “Prática recomendada Ibracon para estruturas de edifícios de pequeno porte” (Comitê CT-301), no capítulo 13, permite dispensar a verificação de flechas quando a relação  $\ell/d$  (comprimento do vão/altura útil da seção) não exceder os valores da tabela 5.3 a seguir,

onde estes são válidos para elementos em concreto armado submetidos à flexão simples para as seguintes situações:

- Aço CA-50 (para outros aços, multiplicar os valores por  $500/f_{yk}$ ) em MPa;
- Seções retangulares ou “T” com  $b_f/b_w \leq 3$  (para relações maiores, multiplicar os valores por 0,8);
- Valores válidos para vãos até 7 m; para vãos maiores, multiplicar os valores por  $(7/\ell)$ .

Conforme NBR 6118:2003, para elementos lineares sujeitos a solicitações normais, para verificação dos deslocamentos excessivos no estado limite de serviço, deve ser adotada a inércia média das seções fissuradas e o efeito de fluência. Qualquer estimativa feita deve ser confirmada com cálculos.

Tabela 5.3 - Tabela 13.1 de “Prática recomendada Ibracon para estruturas de edifícios de pequeno porte”, valores de  $\ell/d$  máximos para dispensa de verificação de flechas

SISTEMA ESTRUTURAL	Valores de $100.\rho = 100.A_s/(b_w.d)$				
	1,5	1,25	1	0,75	0,5
1- Vigas ou lajes simplesmente apoiadas	14	15	16	17	20
2- Vãos extremos de vigas/lajes (1 dir.) contínuas	18	19	20	21	25
3- Lajes em cruz contínuas na menor direção	18	19	20	21	25
4- Vãos internos de vigas e lajes contínuas	20	22	24	26	28
5- Vigas ou lajes em balanço	5	5	5	5	8

Para uma mesma edificação podem-se ter vários modelos estruturais, que resultam em diferentes consumos de aço e concreto. Obter-se um parâmetro ideal, para avaliação de consumos de materiais, é extremamente complexo. As taxas de armadura são indicativos referenciais de consumo. Para verificar as taxas de armaduras dos elementos estruturais, pode-se recorrer a uma comparação com os valores de norma. Taxas próximas da mínima podem ser um indicativo para que se diminua as dimensões da peça. Taxas próximas aos valores máximos podem ser indicativos para aumentar as dimensões da peça. Outra maneira é basear-se em dados de outras estruturas calculadas, com características próximas, como parâmetro de avaliação.

Para vigas com cargas atuantes de alvenaria (baseado nos resultados dos exemplos analisados), pode-se considerar uma taxa média de armadura referencial de  $90 \text{ kg/m}^3$  de concreto. Para vigas sem cargas atuantes de alvenarias, pode-se considerar uma taxa média de armadura referencial de  $60 \text{ kg/m}^3$  de concreto, levando-se em conta, nos dois casos, as mesmas dimensões. Os valores encontrados ( $90 \text{ kg/m}^3$ ) são iguais à referência inicial, apresentada no capítulo 4, baseados nos valores empíricos de alguns profissionais experientes.

Na composição média do custo das vigas (baseado nos exemplos analisados), o aço tem participação de 58% e o concreto de 44%. Comparando-se com o custo total médio da superestrutura (concreto + aço, das lajes, vigas e pilares), encontra-se para as vigas o valor de 27% do custo total.

Em relação às considerações iniciais, sobre a adoção das larguras das vigas em função da largura da alvenaria adotada, as vigas apresentam-se com resultados que viabilizam esta situação, mesmo na utilização de um único tipo de tijolo maciço ou bloco cerâmico, ou mesmo para adoção de larguras de 12 cm.

## 5.4 SOBRE OS PILARES

Neste item serão analisados os aspectos gerais referentes aos pilares: a influência das seções transversais nos resultados do dimensionamento, os índices de esbeltez ( $\lambda$ ), uma avaliação das taxas de armadura, um comparativo dos consumos de materiais e custos em relação às lajes e vigas.

Para os exemplos analisados, os pilares apresentam-se com uma taxa média de armadura de  $170 \text{ kg/m}^3$ , e uma taxa média geométrica de armadura ( $\rho_m$ ) de 1,8%. Estes valores são bem maiores que a referência inicial, apresentada no capítulo 4, de  $110 \text{ kg/m}^3$  e taxa geométrica ( $\rho$ ) de 1%, baseados nos valores empíricos de alguns profissionais experientes.

Os piores resultados econômicos referem-se aos exemplos onde se adotou pilares com a menor seção transversal de 12 cm de largura. Estes apresentam-se com taxa média de armadura de  $227 \text{ kg/m}^3$  e taxa média geométrica de armadura de 2,7%. Esta situação resulta numa diferença média de valores de 75% mais caros que os pilares dos exemplos, com menor custo, onde para as seções transversais adotou-se 19x19 e 14x30 cm, ou somente 14x30 cm.

Para os exemplos com os melhores resultados (seções 19x19 cm e 14x30 cm, ou somente 14x30 cm) obteve-se: taxa média de armadura de 134 kg/m<sup>3</sup> e taxa média geométrica de armadura de 1,2%.

Para o exemplo A1, onde se adota as seções com 19x19 cm e 14x30cm, todos os itens analisados apresentam-se com os menores valores dos exemplos: taxa média de armadura de 131 kg/m<sup>3</sup>, taxa média geométrica de armadura de 1,2% e menores consumos totais de aço e concreto, conseqüentemente menor custo dos pilares, entre todos os exemplos analisados (referente ao aço e ao concreto).

Em todos os exemplos analisados, o pilar P6, localizado na região central da estrutura, considerado um pilar de borda quanto às solicitações iniciais (onde se admite excentricidade inicial em uma direção, solicitações com flexão composta normal), apresentou os maiores esforços entre todos os pilares; somente foi possível calculá-lo com a menor seção transversal com 14 cm. Para a largura de 12 cm, seria caracterizado como pilar-parede (item 18.5 da NBR 6118:2003).

Todos os pilares admitidos com a menor seção transversal com 12 cm apresentaram-se com índice de esbeltez ( $\lambda$ ) maior que 90, o que implica na consideração da fluência (item 15.8.4 da NBR 6118:2003) e podem ser classificados como pilares esbeltos ou muito esbeltos. Os demais, apresentaram-se com índice de esbeltez abaixo de 90, classificados como pilares com esbeltez média, gerando consumos bem menores.

Na composição média do custo dos pilares (baseado nos exemplos analisados), o aço tem participação de 77% e o concreto de 23%. Comparando-se com o custo total médio da superestrutura (concreto + aço, das lajes, vigas e pilares), encontra-se para os pilares o valor de 27% do custo total, mesmo valor das vigas.

## 5.5 CONCLUSÕES

O trabalho apresentou vários aspectos importantes, do ponto de vista estrutural e comparativos de custos dos elementos usuais de concreto armado (lajes pré-moldadas, vigas e pilares), para a superestrutura de um sobrado residencial. Não houve a intenção de se aprofundar no cálculo dos elementos estruturais, mas avaliar os resultados e propor recomendações.

A Prática recomendada IBRACON para estruturas de pequeno porte apresenta uma série de colaborações e subsídios na rotina do cálculo e dimensionamento deste tipo de estrutura, mas é uma obra praticamente isolada sobre o assunto.

Existe uma lacuna nas publicações técnicas que abordam estruturas em concreto armado para edificações de pequeno porte, com exemplos numéricos, análise dos resultados, comentários e recomendações gerais. As edificações de pequeno porte ocupam lugar de destaque, sendo consideradas responsáveis por 90% das edificações (entre pequeno, médio e grande).

O custo da estrutura em detrimento ao atendimento das normas específicas está sempre presente para o usuário final. Quando os resultados financeiros se sobrepõem às questões técnicas, são criadas determinadas dificuldades ao projetista. Convergir estes interesses requer um trabalho conjunto entre arquitetura, estrutura, proprietário e demais projetos, desde o início da concepção da edificação; um projeto não pode ser feito sem interação das especialidades.

Com uma pré-análise mais criteriosa, pode-se otimizar uma estrutura sem comprometer a concepção principal do projeto arquitetônico. Em alguns casos, com apenas uma observação crítica e verificações simples é possível identificar pontos críticos do projeto e propor alguns ajustes.

Os softwares e sistemas computacionais de cálculo de estruturas otimizam enormemente a análise estrutural, o cálculo e o detalhamento de uma estrutura, com um enorme refinamento nas análises e aproximação do comportamento real da estrutura, que tornam-se mais seguras, econômicas e duráveis, conforme as prescrições da NBR 6118:2003. Várias simulações do mesmo projeto podem ser feitas e analisadas em poucos minutos.

A análise estrutural deve ser feita com um modelo estrutural realista, que permita representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura e que permita também representar a resposta não linear dos materiais (NBR 6118:2003, item 14.2.2).

Com os recursos dos sistemas computacionais para cálculo de estruturas consegue-se: simular a situação monolítica das estruturas, o comportamento não linear e heterogêneo dos materiais (concreto armado), com uma análise plástica dos elementos estruturais, levando-se em conta a interação de cada um dos elementos que compõem a estrutura, minimizando-se, a cada dia, o uso de simulações aproximadas.

Os métodos de cálculo praticados sem os recursos modernos, calculando-se os elementos estruturais isoladamente, e considerando suas interações de maneira aproximada, com comportamento elástico linear e homogêneo dos materiais, não mais espelham a boa prática da engenharia nos dias atuais, mesmo para estruturas mais modestas.

Com relação aos exemplos analisados, pode-se observar que o uso dos blocos cerâmicos na espessura de 14 cm (onde existem vigas e pilares) mostrou ser uma boa opção.

Os exemplos A1 e A4, ambos utilizando-se blocos cerâmicos 14x19x29 cm, possuem os menores custos da estrutura, onde observa-se que quanto menor é a taxa de aço por volume de concreto, menor é o custo total da estrutura (concreto + aço).

Com a comparação dos exemplos conseguiu-se uma boa análise da influência de uso dos blocos e tijolos utilizados. Tecnicamente e economicamente pode-se considerar que é viável o uso de um único tipo de bloco cerâmico e também a utilização de uma única espessura (de 14 cm). Alterações pequenas na arquitetura, sem prejudicar os conceitos e objetivos arquitetônicos, podem acarretar grandes benefícios estruturais.

Como recomendação para os projetos estruturais de sobrados residenciais, sugere-se uma boa compatibilização inicial do projeto arquitetônico com a estrutura, o uso de no mínimo 14 cm para a menor dimensão da seção transversal dos pilares e adotar para as vigas a largura mínima de 12 cm.

As lajes pré-moldadas são os elementos estruturais que mais apresentam patologias (principalmente flechas excessivas) nas edificações de pequeno porte, geralmente calculadas pelos fabricantes. Recomenda-se, mesmo que o projetista da estrutura não calcule este elemento estrutural, que pelo menos se confira o projeto do fabricante antes dele ser encaminhado para obra.

A especificação, os procedimentos de concretagem, o adensamento, a cura e a desforma do concreto, são essenciais e imprescindíveis para uma boa estrutura. Também cabe ao projetista estrutural transmitir os conhecimentos para uma boa execução.

O prosseguimento deste estudo com outros exemplos numéricos, variando-se o projeto arquitetônico e avançando-se na análise e resultados das fundações, bem como, a influência das alvenarias como fôrmas, nos resultados do cálculo dos elementos da superestrutura, são sugestões para novos estudos.

## FONTES BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: projeto de execução de obras de concreto armado: procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7170**: tijolo maciço cerâmico para alvenaria. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7171**: bloco cerâmico para alvenaria. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7190**: projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7480**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado: especificação. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7481**: tela de aço soldada: armadura para concreto armado: especificação. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8953**: concreto para fins estruturais: classificação por grupos de resistência. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12655**: concreto de cimento portland: preparo, controle e recebimento: procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14859-1**: laje pré-fabricada: requisitos: parte 1: lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14859-2**: laje pré-fabricada: requisitos: parte 2: lajes bidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14860-1**: laje pré-fabricada: pré-laje: requisitos: parte 1: lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14860-2**: laje pré-fabricada: pré-laje: requisitos: parte 2: lajes bidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14862**: armaduras treliçadas eletrossoldadas: requisitos. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14931**: execução de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15575-2**: edifícios habitacionais de até cinco pavimentos: desempenho: parte 2: requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2008.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2003. 3.ed. São Carlos: EdUFSCar, 2007.

EL DEBS, M.K. **Concreto pré-moldado**: fundamentos e aplicações. São Carlos: EESC - USP, 2000.

FRANCA, A.B.M.; FUSCO, P.B. **As lajes nervuradas na moderna construção de edifícios**. São Paulo: ABRAPEX, 2001. 62 p.

GRAZIANO, F.P. **Projeto e execução de estruturas de concreto armado**. São Paulo: O Nome da Rosa, 2005.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON). **Prática recomendada IBRACON para estruturas de edifícios de nível 1**: estruturas de pequeno porte: comitê técnico CT-301: concreto estrutural. São Paulo: IBRACON, 2001. 39 p.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais. São Paulo: Pini, 2007.

MARGARIDO, A.F. **Fundamentos de estruturas**: um programa para arquitetos e engenheiros que se iniciam no estudo das estruturas. São Paulo: Zigurate, 2001.

NOBOA FILHO, S. **Sobre o emprego de tijolos e blocos de vedação com função estrutural em edificações de pequeno porte**. 2007. 316 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

PINHEIRO, L.M. **Notas de aula da disciplina estruturas de concreto armado**. São Carlos: EESC - USP, 2003 e 2005.

SANTOS, L.M. **Cálculo de concreto armado** : segundo a nova NB-1 e o CEB. 3.ed. São Paulo: LMS, 1983. v. 2.

SILVA, M.A.F. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado**. 2005. 239 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

TCPO 10. **Tabelas de composição de preços para orçamentos**. São Paulo: Pini, 1996.

TQS INFORMÁTICA LTDA. **Manuais teóricos, de critérios, de comandos e funções**. São Paulo: TQS, 2007.

# ANEXO

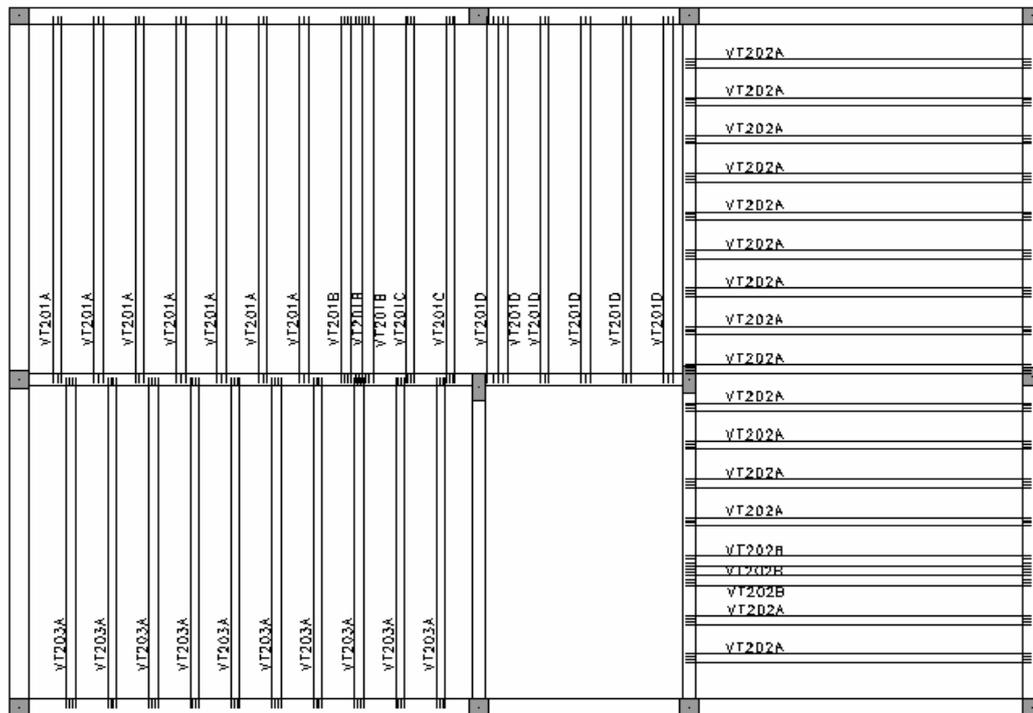


Figura A1 – Vigotas treliçadas do pavimento laje piso do exemplo A1

<p>VT201A L201 7 Unidades</p>		<p>VT202A L202 15 Unidades</p>	
<p>VT201B L201 3 Unidades</p>		<p>VT202B L202 3 Unidades</p>	
<p>VT201C L201 2 Unidades</p>		<p>TRELIÇA</p> <p>ARMADURA ADICIONAL</p>	
<p>VT201D L201 6 Unidades</p>		<p>VT203A L203 10 Unidades</p>	

Figura A2 – Armação das vigotas treliçadas do pavimento laje piso do exemplo A1

Tabela A1 – Tabela de especificações das treliças Gerdau em aço CA-60

Designação Gerdau	Outra Designação	Peso (kg/m)	Altura (cm)	Diâmetros (mm)		
				Banzo Superior	Diagonal	Banzo Inferior
TG 8 L	TR 08634	0,625	8	6,0	3,4	4,2
TG 8 M	TR 08635	0,725	8	6,0	3,4	5,0
TG 12 M	TR 12645	0,886	12	6,0	4,2	5,0
TG 12 R	TR 12646	1,016	12	6,0	4,2	6,0
TG 16 L	TR 16645	0,954	16	6,0	4,2	5,0
TG 16 M	TR 16646	1,084	16	6,0	4,2	6,0
TG 16 R	TR 16745	1,028	16	7,0	4,2	5,0
TG20 L	TR 20745	1,111	20	7,0	4,2	5,0
TG 20 R	TR 20756	1,446	20	7,0	5,0	6,0
TG 25 L	TR 25756	1,602	25	7,0	5,0	6,0
TG 25 R	TR 25858	2,024	25	8,0	5,0	8,0

Tabela A2 – Tabela de aço, com área em função do número de barras

Diâm.	Peso	Área em função do número de barras (cm <sup>2</sup> )									
Ø (mm)	Kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,0	0,16	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	0,25	0,32	0,63	0,95	1,26	1,58	1,89	2,21	2,52	2,84	3,15
8,0	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10,0	0,63	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00
12,5	1,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
16,0	1,60	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
20,0	2,50	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
22,0	3,05	3,88	7,76	11,64	15,52	19,40	23,28	27,16	31,04	34,92	38,80
25,0	4,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
32,0	6,30	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00
40,0	10,00	12,50	25,00	37,50	50,00	62,50	75,00	87,50	100,00	112,50	125,00

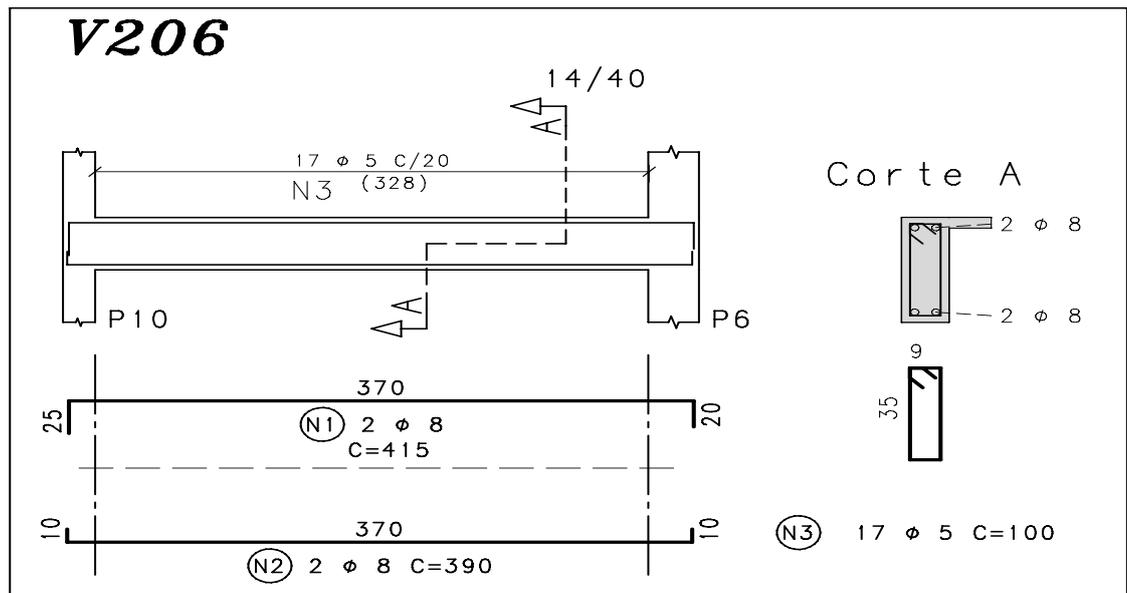


Figura A3 – Detalhe de armação da viga V206 do pavimento laje piso do exemplo A1

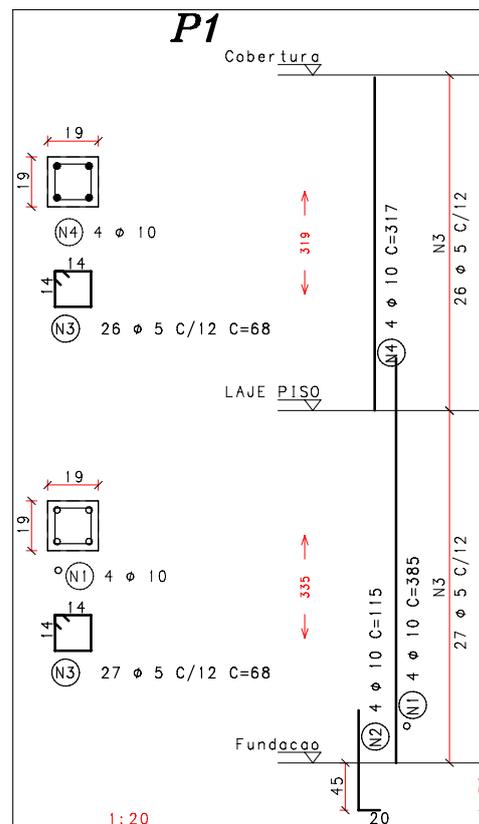


Figura A4 – Detalhe de armação do pilar P1 do exemplo A1

Tabela A3 – Sistema de unidades

1 N	0,1 kgf		1 kgf	10 N	<i>Prefixos</i>	
1 kN	100 kgf		1kgf	0,01 kN		
1 kN	0,1 tf		1 tf	10 kN	<b>T</b> (tera)	$10^{12}$
1 kN.m	100 kgf.m		1 kgf.m	0,01 kN.m	<b>G</b> (giga)	$10^9$
1 kN.m	0,1 tf.m		1 tf.m	10 kN.m	<b>M</b> (mega)	$10^6$
1 kN/m	100 kgf/m		1 kgf/m	0,01 kN/m	<b>k</b> (quilo)	$10^3$
1 kN/m	0,1 tf/m		1 tf/m	10 kN/m	<b>h</b> (hecto)	$10^2$
1 kN/m <sup>2</sup>	100 kgf/m <sup>2</sup>		1 kgf/m <sup>2</sup>	0,01 kN/m <sup>2</sup>	<b>da</b> (deca)	10
1 kN/m <sup>2</sup>	0,1 tf/m <sup>2</sup>		1 tf/m <sup>2</sup>	10 kN/m <sup>2</sup>	<b>d</b> (deci)	$10^{-1}$
1 kN/m <sup>3</sup>	100 kgf/m <sup>3</sup>		1 kgf/m <sup>3</sup>	0,01 kN/m <sup>3</sup>	<b>c</b> (centi)	$10^{-2}$
1 kN/m <sup>3</sup>	0,1 tf/m <sup>3</sup>		1 tf/m <sup>3</sup>	10 kN/m <sup>3</sup>	<b>m</b> (mili)	$10^{-3}$
1 MPa	100 tf/m <sup>2</sup>		1 tf/m <sup>2</sup>	0,01 MPa	<b>μ</b> (micro)	$10^{-6}$
1 MPa	10 kgf/cm <sup>2</sup>		1 kgf/cm <sup>2</sup>	0,1 MPa	<b>n</b> (nano)	$10^{-9}$
1 MPa	$10^{-3}$ kN/mm <sup>2</sup>		1 kN/mm <sup>2</sup>	$10^3$ MPa	<b>p</b> (pico)	$10^{-12}$
1 MPa	0,1 kN/cm <sup>2</sup>		1 kN/cm <sup>2</sup>	10 MPa	<i>obs:</i>	
1 MPa	$10^3$ kN/m <sup>2</sup>		1 kN/m <sup>2</sup>	$10^{-3}$ MPa		
1 N/m <sup>2</sup>	1 Pa		1 kN/m <sup>2</sup>	$10^3$ N/m <sup>2</sup>		
1 Pa	$10^{-3}$ MPa		1 MPa	$10^3$ Pa		
1 MPa	$10^{-3}$ GPa		1 GPa	$10^3$ MPa		