

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS
ENGENHARIA CIVIL
TAMARA APARECIDA SILVA

ESTUDO COMPARATIVO ORÇAMENTÁRIO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL
ANALISANDO OS SISTEMAS ESTRUTURAIS:
Alvenaria Estrutural e concreto armado

VARGINHA - MG

2019

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS
ENGENHARIA CIVIL
TAMARA APARECIDA SILVA

ESTUDO COMPARATIVO ORÇAMENTÁRIO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL
ANALISANDO OS SISTEMAS ESTRUTURAIS:
Alvenaria Estrutural e concreto armado

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Centro
Universitário do Sul de Minas - UNIS como parte dos
requisitos necessários para a obtenção do grau de
Bacharel em Engenharia Civil.

VARGINHA - MG

2019

TAMARA APARECIDA SILVA

**ESTUDO COMPARATIVO ORÇAMENTÁRIO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL
ANALISANDO OS SISTEMAS ESTRUTURAIS:
Alvenaria Estrutural e concreto armado**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Centro
Universitário do Sul de Minas - UNIS como parte dos
requisitos necessários para a obtenção do grau de
Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: / /

Prof. Max Filipe Ferreira Marques

Prof.

Prof.

Obs.:

Dedico este trabalho a minha família que sempre me apoiou e me incentivou para chegar até aqui, aos meus professores pelo valioso aprendizado, e aos meus amigos e colegas que viveram comigo ao longo desses anos.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à Deus por me dar saúde e muita força para superar todas as dificuldades.

Aos meus pais, em especial minha mãe, pelo amor, carinho, paciência, ensinamentos e seu apoio.

“Os sonhos determinam o que você quer. A ação determina o que você conquista.”

Aldo Novak

RESUMO

Diante do amplo mercado e do crescente desenvolvimento do país é de grande importância o estudo dos diferentes sistemas estruturais, a fim de definir o jeito mais econômico e rápido a ser executado. Para isso, deve-se fazer estudos técnicos e detalhados sobre cada um. O presente trabalho faz a comparação entre dois dos principais sistemas de construção na modernidade, o de alvenaria estrutural e o método em concreto armado convencional, com o intuito de abranger as principais vantagens, desvantagens, e benefícios dos respectivos sistemas. Foi dimensionada a superestrutura para os dois tipos de sistemas estruturais e um comparativo entre seus respectivos orçamentos, analisando entre ambos os métodos, comparando as duas formas construtivas para a construção de um edifício comercial.

Palavras-chave: Estruturas, alvenaria estrutural, concreto armado.

ABSTRACT

Given the large market and the growing development of the country, it is very important to study the different structural systems in order to define the most economical and fast way to be executed. For this, it is necessary to make detailed and technical studies on each one. The present work compares two of the main building systems in modernity, the structural masonry and the conventional reinforced concrete method, in order to cover the main advantages, disadvantages, and benefits of the respective systems. The superstructure was dimensioned for both types of structural systems and a comparison between their respective budgets, analyzing between both methods, comparing the two constructive forms for the construction of a commercial building.

Keywords: *Structures, structural masonry, reinforced concrete.*

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Custo total da estrutura em concreto armado e alvenaria estrutural. 109

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Verga, contra verga e cintas de amarração.	19
Figura 2: Tipos de blocos cerâmicos.	21
Figura 3: Exemplo de Família de blocos de concreto	23
Figura 4: Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes.	27
Figura 5: Comprimento efetivo do flange.	28
Figura 6: Regras para ensaio de prisma.	30
Figura 7: Exemplo de armação de uma viga contínua.	44
Figura 8: Detalhe de amarração entre o pilar e a viga do edifício.	44
Figura 9: Imperfeições geométricas globais.	53
Figura 10: Vão livre e vão teórico.	58
Figura 11: Situações de vinculação das placas isoladas.	59
Figura 12: Distâncias l_0 e l	74
Figura 13: Apresentação pórtico 3D concreto armado lançado no software.	84
Figura 14: Planta de forma pavimento 1 ao 8.	85
Figura 15: Detalhamento armação nas lajes, direção x.	88
Figura 16: Detalhamento armação nas lajes, direção y.	88
Figura 17: Detalhamento da viga 1, do pavimento tipo 1.	90
Figura 18: Detalhamento dos pilares.	92
Figura 19: Apresentação pórtico 3D alvenaria estrutural lançada no software.	93
Figura 20: Modulação vertical da parede 2.	94
Figura 21: Modulação horizontal da 1ª fiada.	94
Figura 22: Paredes de contraventamento na direção x.	95
Figura 23: Paredes de contraventamento na direção y.	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Dimensões nominais para blocos portantes.....	20
Tabela 2: Dimensões nominais de blocos de concreto.....	21
Tabela 3: Requisito para resistência característica à compressão, absorção e retração.	22
Tabela 4: Resistência à compressão da argamassa.....	24
Tabela 5: Padronização da especificação de argamassa e graute e valor de prisma para blocos de concreto classe A, B e C.....	31
Tabela 6: Valores de γ_m	32
Tabela 7: Propriedades da deformação da alvenaria.	33
Tabela 8: Valores característicos da resistência ao cisalhamento $-f_{vk}$ (MPa).....	36
Tabela 9: Valores característicos da resistência à tração na flexão - f_{tk} (MPa).....	39
Tabela 10: Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).....	49
Tabela 11: Classe de agressividade ambiental (CAA).....	50
Tabela 12: Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.....	50
Tabela 13: Correspondência entre CAA e cobrimento nominal para estruturas de concreto armado.....	51
Tabela 14: Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	56
Tabela 15: Limites para deslocamentos.....	56
Tabela 16: Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	71
Tabela 17: Valores de coeficientes adicional γ_n para pilares-paredes.....	73
Tabela 18: Determinação de αb	76
Tabela 19: Resultados da Laje Pavimento Tipo 1.....	86
Tabela 20: Resultados da viga V1 Pavimento Tipo 1.....	89
Tabela 21: Resultados dos pilares do pavimento tipo 1.....	90
Tabela 22: Resultados da Laje Pavimento Térreo.....	97
Tabela 23: Resultados da viga V1 do pavimento térreo.....	98
Tabela 24: Resultados dos pilares do pavimento térreo.....	99
Tabela 25: Quantitativo de materiais para o sistema estrutural em concreto armado.....	102
Tabela 26: Custo direto da superestrutura e paredes para o sistema estrutural em concreto armado.....	102

Tabela 27: Quantitativo de materiais para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento térreo.	104
Tabela 28: Quantitativo de materiais para o sistema de alvenaria estrutural pavimento 1 ao 8, e reservatório.	105
Tabela 29: Custo direto da superestrutura e paredes para o sistema estrutural em alvenaria estrutural.	106
Tabela 30: Custo total para o sistema em concreto armado.	108
Tabela 31: Custo total para o sistema em concreto armado.	108
Tabela 32: Comparativo de custo entre as estruturas.	108
Tabela 33: Comparativo de custos entre as estruturas por porcentagem.....	109

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
2 OBJETIVOS	15
2.1 Objetivo Geral	15
2.2 Objetivos específicos.....	15
3 ALVENARIA ESTRUTURAL.....	16
3.1 Normas Técnicas.....	16
3.2 Os tipos de alvenaria estrutural	17
3.3 Elementos de reforço para a estrutura	17
3.3.1 Vergas	17
3.3.2 Contra Verga	18
3.3.3 Cintas de amarração.....	18
3.4 Coordenação modular	19
3.5 Componentes da alvenaria estrutural	19
3.5.1 Blocos cerâmicos.....	20
3.5.2 Blocos de concreto.....	21
3.5.3 Argamassa	23
3.5.4 Armadura	24
3.5.5 Graute	24
3.6 Vantagens e desvantagens do sistema de alvenaria estrutural.....	25
3.6.1 Vantagens	25
3.6.2 Desvantagens	25
3.7 Análise estrutural para cargas verticais.....	26
3.8 Análise estrutural para ações horizontais	27
3.9 Método de ensaios.....	30
3.9.1 Prisma	30
3.9.2 Relação entre a resistência de parede e prisma.....	31
3.9.3 Relação entre a resistência de pequenas paredes e prisma	32
3.10 Dimensionamento	32
3.10.1 Método dos estados limites	32
3.10.2 Deslocamentos limite	32
3.10.3 Propriedades Elásticas	33
3.10.4 Critério de dimensionamento.....	33
3.10.5 Resistência a compressão	34
3.10.6 Resistência ao cisalhamento	35
3.10.7 Resistência à flexão simples	38
3.10.8 Resistência à flexo-compressão.....	40
3.11 Detalhamento	40
4 CONCRETO ARMADO.....	42
4.1 Elementos estruturais.....	42
4.1.1 Laje	43
4.1.2 Viga	43
4.1.3 Pilar	44
4.2 Vantagens e Desvantagens	45
4.3 Normas Técnicas.....	46

4.4 Principais elementos que constituem o sistema estrutural convencional	46
4.4.1 Concreto	46
4.4.1.1 Resistência à compressão	47
4.4.1.2 Resistência à tração	47
4.4.1.3 Módulo de deformação longitudinal.....	48
4.4.2 Aço	49
4.4.3 Forma	49
4.5 Peso Específico	50
4.6 Durabilidade	50
4.7 Análise estrutural	51
4.7.1 Ações	51
4.7.1.1 Ações permanentes	52
4.7.1.2 Ações variáveis.....	52
4.7.1.2.1 Vento	52
4.7.1.3 Imperfeições geométricas globais	52
4.7.1.4 Ações excepcionais.....	54
4.8 Dimensionamento	54
4.8.1 Método dos Estados Limites.....	55
4.8.2 Coeficientes de ponderação das resistências	56
4.8.3 Limites para as deformações	56
4.8.4 Lajes	57
4.8.4.1 Determinação de esforços e deslocamentos por meio de séries	58
4.8.4.2 Verificação para o estado limite de serviço.....	63
4.8.4.3 Detalhamento.....	67
4.8.5 Viga	68
4.8.6 Pilares	72
5 CUSTOS	79
5.1 Custos diretos.....	79
5.2 Composição de custos unitários	79
5.3 Custos indiretos	80
6 METODOLOGIA.....	81
6.1 Estudo de caso.....	81
6.2 Critérios adotados	82
6.2.1 Sistema estrutural em concreto armado.....	82
6.2.2 Sistema em alvenaria estrutural.....	83
7 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO EM CONCRETO ARMADO.....	83
7.1 Concepção estrutural	83
7.2 Dados preliminares.....	85
7.3 Laje maciça	86
7.4 Vigas	88
7.5 Pilares	90
8 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL.....	93
8.1 MODULAÇÃO	93
8.2 Paredes de contraventamento	95

8.2.1 Paredes na direção X	95
8.2.2 Paredes na direção Y	95
8.3 Dados preliminares.....	96
8.4 Laje Maciça	97
8.5 Vigas	98
8.6 Pilares	99

9 COMPARATIVO DE CUSTO ENTRE CONCRETO ARMADO E ALVENARIA ESTRUTURAL.....101

9.1 Sistema estrutural em concreto armado.....102

9.2 Sistema em alvenaria estrutural.....104

10 ANALISE DOS RESULTADOS108

11 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....111

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS112

ANEXOS115

1 INTRODUÇÃO

Na hora de pensar seu projeto, uma das mais importantes decisões a ser tomada é determinar qual o sistema de construção será utilizado, entre o concreto armado e alvenaria estrutural. Nos últimos tempos o concreto armado é o modelo de construção clássico, sendo o mais utilizado no Brasil. Sua maior característica é a utilização de vigas e pilares, que funcionam como o esqueleto da edificação. Assim, as paredes têm apenas a função de separação de ambientes, que é conhecida como vedação. A sustentação do peso da construção cabe ao esqueleto. A alvenaria estrutural tem esse nome por, de fato, colocar a função estrutural nas paredes. Ela não tem pilares ou vigas e, portanto, cabe às paredes tanto sustentar o peso quanto vedar a construção.

Com o passar dos anos, foram feitos estudos para tornar o método mais coerente e mais eficaz, passando assim a ser dimensionada através de cálculos. Para isso são necessários estudos e análises detalhadas de cada um, assim como seus custos e benefícios.

O presente trabalho está organizado de maneira que, em um primeiro momento foi feito um referencial teórico sobre tópicos que envolvem o assunto, abrangendo as características dos sistemas estruturais, seus principais conceitos normativos, vantagens e desvantagens de cada sistema, ações impostas nas estruturas e as formas de dimensionamento. Em seguida é apresentado o edifício comercial que servirá como base para o estudo de caso, bem como a metodologia a ser adotada.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Desenvolver um estudo de caso comparativo orçamentário com materiais em um edifício comercial, entre os sistemas estrutural de concreto armado e de alvenaria estrutural, analisando assim, seus materiais e quantitativos por meio do dimensionamento de seus elementos estruturais que fazem parte desse sistema.

2.2 Objetivos específicos

- Apresentar elementos estruturais do sistema construtivo de concreto armado e do sistema de alvenaria estrutural;
- Apresentar materiais utilizados no sistema construtivo de concreto armado e do sistema de alvenaria estrutural;
- Dimensionar e detalhar elementos estruturais do sistema construtivo de concreto armado e do sistema de alvenaria estrutural;
- Realizar o levantamento quantitativo de materiais;
- Identificar custos dos materiais e da mão de obra necessários para a execução de ambos os sistemas construtivos;
- Analisar os custos e as diferenças dos sistemas construtivos de alvenaria estrutural e concreto armado.

3 ALVENARIA ESTRUTURAL

Segundo Villar (2005) concluiu-se que uma edificação de alvenaria estrutural são paredes as quais resistentes as ações horizontais e verticais, são elas que transmitem as fundações através de tensões de compressão. São responsáveis pela segurança da edificação, substituindo assim, vigas e pilares da estrutura convencional de concreto armado. Portanto, cumprem um papel duplo de estrutura e vedação na edificação.

De acordo com Kato (2002) a alvenaria estrutural, ou seja, suas paredes, devem apresentar as funções:

- Resistir a ações verticais e do vento;
- Resistir a impactos e cargas de ocupação;
- Prover estanqueidade á agua da chuva e do ar;
- Isolar acusticamente e termicamente ambientes;
- Ter desempenho a ação do fogo.

3.1 Normas Técnicas

A ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas, para a padronização de projetos, execução e controle de obras e materiais regulamenta procedimentos que serão empregados por meios de suas normas específicas. Para o sistema construtivo de alvenaria estrutural, as normas mais importantes são:

- NBR 6120/2000: Cargas para o cálculo de estruturas de edificação: procedimento;
- NBR 6123/2013: Forças devidas ao vento em edificações: procedimento;
- NBR 6136/2014: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: requisitos;
- NBR 10837/1989: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto.
- NBR 12118/2013: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: métodos de ensaio;
- NBR 15812-1/2010: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 1 – Projetos;
- NBR 15812-2/2010: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 2 – Execução e controle de obras;
- NBR 15812/2017: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 3 – Métodos de ensaio;
- NBR 15873/2010: Coordenação modular para edificações;

- NBR 15961-1/2011: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto;
- NBR 15961-2/2011: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras.

3.2 Os tipos de alvenaria estrutural

Segundo Mohamad, Machado e Jantsch (2018), a alvenaria estrutural é classificada em três categorias: alvenaria estrutural não armada, armada e protendida, descritas abaixo:

- Elementos de alvenaria não armada: alvenaria construída com blocos vazados assentados com argamassa, no qual é desconsiderada a utilização de armadura, assentada com argamassa e que possui armaduras apenas por razões construtivas (vergas e contravergas de janelas, vergas de portas e outros reforços construtivos para aberturas) e para evitar futuras patologias, como trincas e fissuras, com finalidade construtiva ou de amarração.
- Elementos de alvenaria armada: alvenaria construída com blocos vazados assentados com argamassa na qual são utilizadas armaduras passivas que são colocadas para resistir os esforços solicitantes.
- Elementos de alvenaria protendida: alvenaria construída com blocos vazados onde se é utilizada armaduras ativas, submetendo a alvenaria a esforços de compressão.

De acordo com Sabattini (2003) as edificações com no máximo 25 pavimentos, podem ser construídas em alvenaria armada com segurança. Já no caso da alvenaria não armada é recomendável apenas para construções de no máximo 12 a 15 andares, pois nesses edifícios os esforços do vento não são significativos.

3.3 Elementos de reforço para a estrutura

Na alvenaria estrutural, as paredes são esses elementos que sustentam a edificação, assim, deve-se utilizar elementos de reforço em determinadas situações, como por exemplo: vão de janelas e portas, vãos com grandes extensões, concentração de aberturas em uma mesma parede e quando existir a ocorrência de apoios de elementos estruturais (KALIL, LEGGERINI, 2012).

3.3.1 Vergas

De acordo com Kalil e Leggerini (2012), nas aberturas das janelas e portas devem ser colocadas as vergas para reforçar estruturalmente. Sendo essas vergas são colocadas na primeira fiada acima do vão, pois a verga é um elemento estrutural e é submetida ao momento fletor, sua função é a de absorver reações das lajes e de cargas distribuídas pelas vergas às paredes. Podem ser executadas com blocos canaletas ou com peças pré-fabricadas de concreto. O seu comprimento deve se prolongar por no mínimo a medida do comprimento de dois blocos canaletas para janelas para os dois lados do vão e um bloco canaleta para as portas.

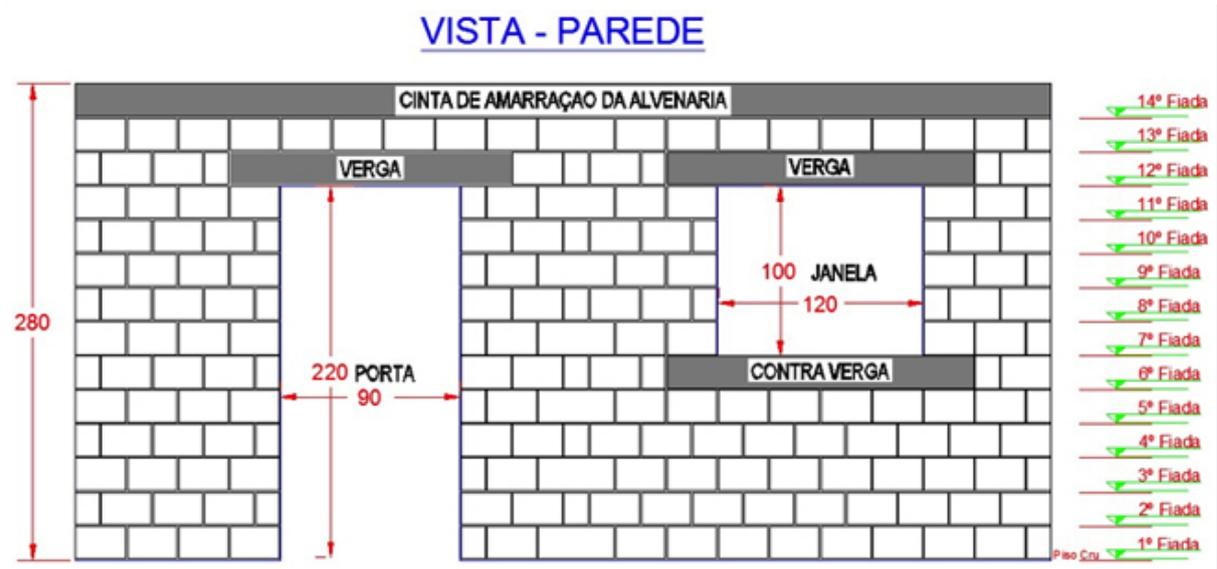
3.3.2 Contra Verga

Ainda de acordo com Kalil e Leggerini (2012), nas aberturas das janelas devem ser executadas as contra vergas para uma melhor distribuição das cargas nas paredes, e devem ser posicionadas na última fiada antes da abertura (de baixo para cima). Geralmente são executadas de bloco canaleta e seu comprimento prolongado no mínimo com a medida de comprimento de dois blocos para os dois lados do vão.

3.3.3 Cintas de amarração

Segundo Kalil e Leggerini (2012), cintas de amarração são apoiadas sobre as paredes, sendo consideradas elementos estruturais. Tem a finalidade de distribuir e uniformizar as cargas que atuam sobre as paredes de alvenaria. São projetadas e executadas em paredes onde exista a concentração de duas ou mais aberturas, tendo a mesma função de uma verga contínua. O emprego das cintas de amarração na estrutura evita também recalques diferenciais que não tenham sido considerados na estrutura além de contribuir para a amarração das paredes e contraventamento. Elas podem ser projetadas em concreto armado com blocos canaletas e/ou blocos “J” sendo preenchido com graute e armadura. Na figura 1 podemos ver uma demonstração das vergas, contra vergas e cintas de amarração.

Figura 1: Verga, contra verga e cintas de amarração.



Fonte: https://www.ceramicacity.com.br/bloco_ceramico/verga-e-contra-verga/

3.4 Coordenação modular

De acordo com Sánchez (2013), a coordenação modular diz respeito a técnica que permite relacionar as medidas do projeto com as medidas modulares da unidade através de um reticulado de referência. O projetista deve conhecer as dimensões das unidades que vão ser utilizadas na construção e assim trabalhar sob uma malha modular com medidas baseadas no tamanho do componente a ser usado. A medida se obtém através de um traçado de um reticulado como referência com um módulo básico escolhido (dimensões reais do bloco, mais espessura das juntas, sabendo que geralmente a medida dos módulos são de 15 a 20 cm).

Segundo Sánchez (2013) na alvenaria estrutural, a modulação perfeita é aquela em que o módulo seja igual à espessura da parede (unidade modular), sendo assim não é necessário a criação de blocos especiais para ajustes nas amarrações entre as paredes. A maior dificuldade de um projetista é encaixar a modulação ao projeto arquitetônico, pois existem diferentes famílias de blocos em que as modulações dependem das dimensões dessas unidades.

3.5 Componentes da alvenaria estrutural

De acordo com Dellatorre (2014) há vários tipos de materiais que podem ser usados em formato de bloco, como por exemplo: bloco cerâmico, bloco sílicocalcário, bloco de concreto celular e o bloco de cimento. Essas unidades podem ter o formato maciço, ou seja, formato de um tijolo, ou vazados, em forma de um bloco. Assim, eles são considerados

maciços quando apresentarem um índice de vazios menor ou até 25%. Caso seja ultrapassado esse limite, o bloco será denominado de vazado.

3.5.1 Blocos cerâmicos

De acordo com as recomendações normativas NBR 15270-2 (2015), os blocos cerâmicos para a alvenaria estrutural devem possuir algumas propriedades físicas (aspecto, dimensão, absorção de água, esquadro e planeza), e apresentarem furos cilíndricos ou prismáticos perpendiculares, sendo assentados com os furos na vertical.

Ainda de acordo com a NBR 15270-2 (2005) a resistência à compressão mínima para os blocos estruturais na área bruta deve ser considerada a partir de 4,50 MPa. A tabela 1 apresenta as dimensões nominais para os blocos portantes.

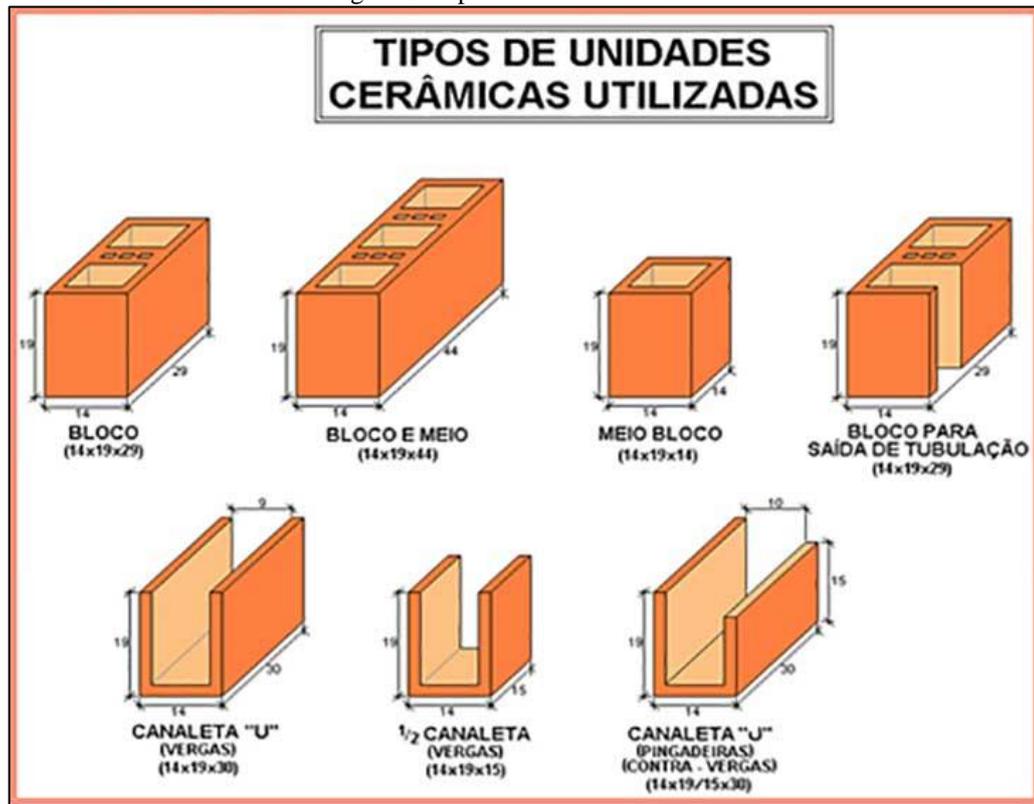
Tabela 1: Dimensões nominais para blocos portantes.

Dimensões comerciais L x H x C (cm)	Largura (L)	Dimensões nominais (mm) Altura (H)	Comprimento (C)
15x20x30	140	190	290
15x20x40	140	190	390
20x20x30	190	190	290
20x20x40	190	190	390

Fonte: (ABNT NBR 15270-2:2005).

Segundo Guimarães (2014) a vantagem desse tipo de bloco é que em comparação com os outros tipos de blocos ele apresenta um baixo peso específico. As dimensões nominais para esse tipo de bloco são indicadas pela NBR 15270-2 (2005). Na figura 2 são apresentados os tipos de blocos cerâmicos.

Figura 2: Tipos de blocos cerâmicos.



Fonte: <https://pedreira.com.br/conceitos-de-alvenaria-estrutural-passo-a-passo/>.

3.5.2 Blocos de concreto

Segundo Mohamad, Machado e Jantsch (2018), blocos de concreto são unidades estruturais vazadas, vibrocompactadas e produzidas por indústrias de pré-fabricação do concreto, o nome de bloco vazado é empregado pela unidade, por possuir área líquida igual ou menor que 75 % de área bruta, são os blocos mais utilizados em construções de alvenaria estrutural na atualidade. Como mostra a tabela 2.

Tabela 2: Dimensões nominais de blocos de concreto.

Família		20x40	15x40	15x30	12,5x40	12,5x25	12,5x37,5	10x40	10x30	7,5x40	
Medida Nominal mm	Largura	190	140		115			90		65	
	Altura	190	190	190	190	190	190	190	190	190	
	Comprimento	Inteiro	390	390	290	390	240	365	390	290	390
		Meio	190	190	140	190	115	—	190	140	190
		02/mar	—	—	—	—	—	240	—	190	—
		01/mar	—	—	—	—	—	115	—	90	—
		Amarração "L"	—	340	—	—	—	—	—	—	—
		Amarração "T"	—	540	440	—	365	—	—	290	—
		Compensador A	90	90	—	90	—	—	90	—	90

	Compensador B	40	40	_	40	_	_	40	_	40
	Canaleta inteira	390	390	290	390	240	365	390	290	_
	Meia canaleta	190	190	140	190	115	_	190	140	_

Fonte: (ABNT NBR 6136:2014).

De acordo com a NBR 15961-1 (2011):

“(…) na falta de uma avaliação precisa para o caso considerado, pode-se adotar o valor de 14 kN/m³, como peso específico para a alvenaria de blocos de concreto vazados, devendo-se acrescentar o peso do graute, quando existente.”

Segundo a NBR 6136 (2014), os blocos de concreto podem ser classificados em três classes: A, B, C de acordo com sua resistência característica à compressão axial obtida aos 28 dias (f_{bk}), como mostrado na tabela 3, e outros requisitos:

Tabela 3: Requisito para resistência característica à compressão, absorção e retração.

Classificação	Classe	Resistência característica á compressão axial ^a MPa	Absorção %				Retração %
			Agregado normal ^b		Agregado leve ^c		
			Individual	Média	Individual	Média	
Com função estrutural	A	$f_{bk} \geq 8,0$	$\leq 8,0$	$\leq 6,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$
	B	$4,5 \leq f_{bk} \leq 8,0$	$\leq 10,0$	$\leq 8,0$			
Com ou sem função estrutural	C	$f_{bk} \geq 3,0$	≤ 12	≤ 10			

a Resistência característica à compressão axial aos 28 dias.

b Blocos fabricados com agregado normal.

c Blocos fabricados com agregado leve

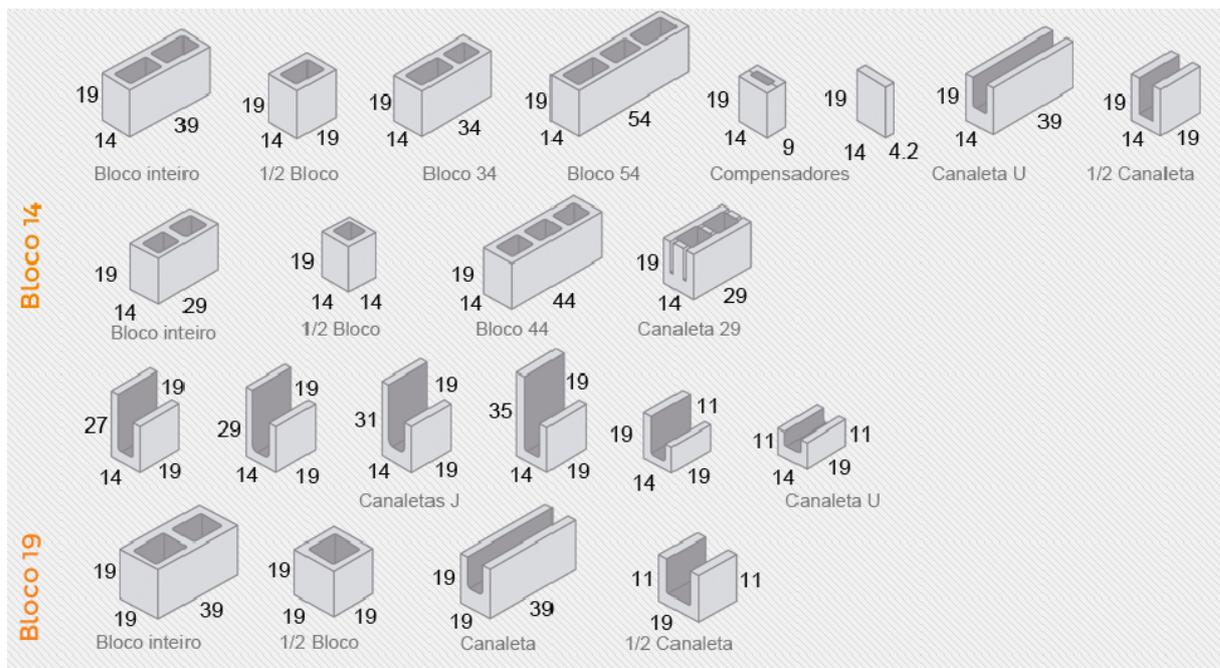
d Ensaio facultativo.

Fonte: NBR 6136 (2014).

- Classe A: blocos de concreto com função estrutural com f_{bk} maior que 8,0 MPa, essa classe de bloco pode ser utilizada em aplicações acima ou abaixo do nível do solo;
- Classe B: blocos de concreto com função estrutural com f_{bk} entre 4,0 e 8,0 MPa, utilizados para aplicação acima do nível do solo;
- Classe C: blocos com ou sem função estrutural, com f_{bk} maior que 3,0 MPa, para uso em aplicações acima do solo, com os seguintes critérios em relação á largura: os blocos com largura de 90 mm podem ser aplicados em edifícios de apenas um pavimento, blocos com

largura de 115 mm podem ser aplicados em edifícios de no máximo dois pavimentos e bloco com largura de 140 e 190 mm em edifícios com até cinco pavimentos. Os blocos de classe C com largura de 65 mm não podem ser aplicados em alvenarias estruturais. A figura 3 nos mostra um exemplo de família de concreto.

Figura 3: Exemplo de Família de blocos de concreto



Fonte: http://www.pavertech.com.br/catalogo_blocos_de_concreto.html.

De acordo com a NBR 15961-1 (2011) em edificações com mais de dois pavimentos não é admitido a utilização de parede estrutural com espessura efetiva inferior a 14 cm.

3.5.3 Argamassa

De acordo com Mohamad, Machado e Jantsch (2018), a argamassa é uma massa homogênea, normalmente composta por cimento, areia, e água, tem a função de unir os blocos, apresentando como principal função transmitir todas as ações verticais e horizontais atuantes de forma a solidarizar as unidades, formando assim, uma estrutura única.

De acordo com Villar (2005) a argamassa corresponde a cerca de 20% do volume total da parede, ela desenvolve uma grande importância secundária para a resistência, é ela quem controla os tipos de ruptura das paredes.

De acordo com a NBR 15961-1 (2011) a resistência à compressão da argamassa não deverá extrapolar o valor máximo de limite que é 0,7 da resistência característica especificada para o bloco, referente à área líquida.

A tabela 4 apresenta a resistência característica da argamassa quanto à compressão e seu tipo de classe, com base na NBR 13281 (2005):

Tabela 4: Resistência à compressão da argamassa.

Classe	Resistência à compressão MPa	Método de ensaio
P1	$\leq 2,0$	ABNT NBR 13279
P2	1,5 a 3,0	
P3	2,5 a 4,5	
P4	4,0 a 6,5	
P5	5,5 a 9,0	
P6	$> 8,0$	

Fonte: NBR 13281 (2005).

3.5.4 Armadura

De acordo com Mohamad, Machado e Jantsch (2018), as armaduras são utilizadas para aumentar a resistência da estrutura aos esforços de tração, ou compressão, podendo também serem utilizadas para conectar paredes e outros elementos não estruturais, para evitar a abertura de fissuras. Elas são utilizadas verticalmente nos blocos, ou horizontalmente nas vergas, contravergas, e canaletas.

As barras de aço, no sistema construtivo de alvenaria estrutural, serão as mesmas barras utilizadas no sistema construtivo de concreto armado, mas, como componentes da alvenaria devem trabalhar monoliticamente, a armadura terá que ser revestida com graute.

3.5.5 Graute

O graute para alvenaria é um concreto ou argamassa que apresenta fluidez necessária, utilizado para preencher os vazios dos blocos. Ele é obtido através de uma mistura de cimento e agregados, os mesmos materiais usados para produzir o concreto convencional a diferença está entre os agregados utilizados, que devem ser com dimensões menores. Sua função principal é a de consolidação entre blocos e a armadura que existe no seu interior, assim, ambos trabalham monoliticamente, aumentando à área resistente. Sendo também utilizado

como material de enchimento para atuar como reforço estrutural, principalmente em áreas de concentração de tensões. O lançamento do graute, geralmente é realizado em duas ou três camadas ao longo da altura da parede, conforme a fluidez do material. (MOHAMAD, MACHADO, e JANTSCH, 2018).

3.6 Vantagens e desvantagens do sistema de alvenaria estrutural

De acordo com Mohamad, Machado e Jantsch (2018), a alvenaria apresenta aspectos bons e ruins, como vantagens e desvantagens de se utilizar a alvenaria estrutural em relação ao sistema de concreto armado (sistema esse, conhecido como convencional).

3.6.1 Vantagens

- Limpeza no canteiro de obras;
- Redução nas armaduras;
- Redução das formas, sendo necessárias apenas para a execução de lajes;
- Redução do desperdício de material, como não pode ter intervenções, acaba eliminando em parte os desperdícios, reduzindo assim o material não aproveitável a ser retirado;
- Otimização no tempo de execução da obra;
- Necessidade de integração e compatibilização com instalações prediais;
- Redução do número de profissionais no canteiro de obras.

3.6.2 Desvantagens

- Não permite improvisações na arquitetura após a construção;
- Restringe a possibilidade de modificações, a impossibilidade de furar e cortar paredes, sem controle rigoroso, limita e condiciona os projetos de instalações na edificação;
- Inibe a destinação dos edifícios (uso e ocupação);
- Vãos livres limitados e vãos em balanço não indicados;
- Não permite conjuntos muito esbeltos.

3.7 Análise estrutural para cargas verticais

- Carregamento vertical

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) as principais cargas a serem consideradas em edifícios residenciais em alvenaria estrutural são:

- Ações das lajes;
- Peso próprio das paredes.

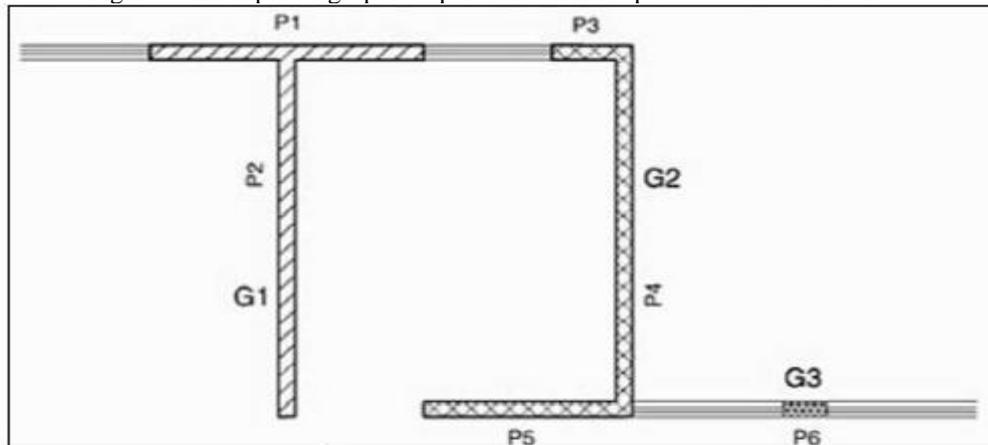
- Interação de paredes

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) uma parede de alvenaria quando aplicada um carregamento localizado, apenas sobre uma parte do seu comprimento, tende a ocorrer um espalhamento da carga ao longo da altura. A NBR 15961-1 (2011) afirma que esse espalhamento deve ocorrer de acordo com um ângulo de 45°. É considerado que a existência da abertura represente também um limite entre as paredes. Desse modo, uma parede com abertura normalmente é considerada uma sequência de paredes independentes. Nesse caso, porém, habitualmente ocorre forças de integração entre os diferentes elementos, e por fim, há o espalhamento e uniformização das cargas.

- Procedimento de distribuição

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) para o auxílio a definição da distribuição das cargas verticais, pode destacar alguns métodos, sendo eles: modelagem tridimensional do elemento, paredes isoladas, grupos de paredes, isoladas e grupos de paredes com interação. No trabalho atual será utilizado o método dos grupos isolados de parede, como será analisado a seguir, como apresentado na figura 4.

Figura 4: Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes.



Fonte: (RAMALHO E CÔRREA, 2003).

- Grupos isolados de paredes: é um conjunto de paredes que são totalmente solidárias, normalmente, os limites dos grupos são as aberturas, janelas e portas.

De acordo com Ramalho e Corrêa (2003) é considerado nesse procedimento, que as cargas sejam totalmente uniformizadas em cada grupo de paredes. Assim, indica que forças de interação nas bordas e cantos são consideradas de grande importância para proporcionar a uniformização total e o espalhamento numa pequena altura. Por outro lado, é desconsiderado as forças de interação nas aberturas, sendo possível que cada grupo trabalhe isolado dos demais.

3.8 Análise estrutural para ações horizontais

- Ações horizontais que devem ser consideradas

De acordo com a NBR 8681 (2003) ações que atuam na alvenaria estrutural seguem as mesmas definições citadas no item 2.7 e seus subitens. Exceto o subitem 2.7.1.1.1, em que o valor limite do ângulo de desaprumo recomendado pela NBR 15961-1 2011) é:

$$\theta_a \leq \frac{1}{40 H} \quad (1)$$

Onde:

- θ_a : ângulo em radianos
- H = altura total da edificação em metros.

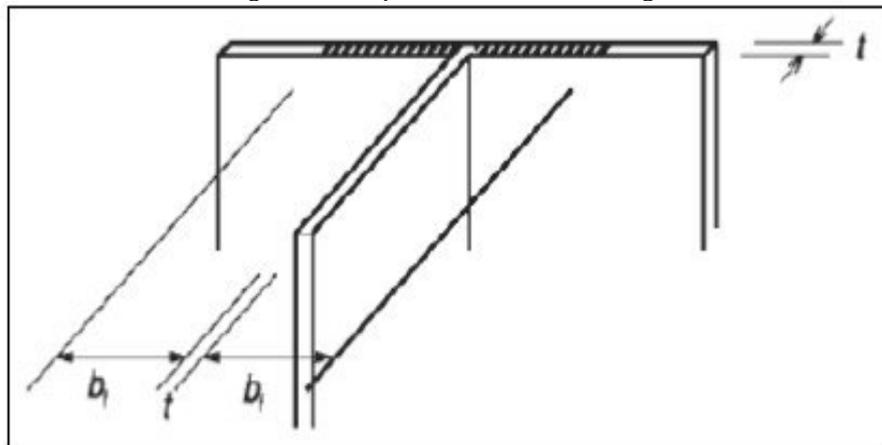
De acordo com Parsekian (2012) forças horizontais correspondentes ao desaprumo em estruturas de alvenaria estrutural, deverão ser somadas as ações do vento ao nível de cada pavimento.

- Consideração de abas em painéis de contraventamento

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) para considerar a rigidez dos painéis de contraventamento deve se considerar a ajuda dos flanges, os quais são trechos que se ligam ao painel. Esse tipo de trecho pode ser considerado como solidário ao painel, mudando assim, de forma significativa sua rigidez, principalmente seu momento de inércia relativa a flexão.

Segundo a NBR 15961-1 (2011), no item 10.1.3, é determinado que seu comprimento efetivo do flange em painéis de contraventamento obedeça ao limite $bt \leq 6 \cdot t$, conforme figura 5.

Figura 5: Comprimento efetivo do flange.



Fonte: NBR 15961-1 (2011).

- Distribuição de ações para contraventamento simétricos

Segundo Ramalho e Côrrea (2003) em caso de contraventamento simétrico em relação à direção atuante do vento analisado, irá ocorrer apenas translações dos pavimentos, fazendo assim, com que todas as paredes de determinado nível, apresente deslocamento igual. Assim, poderão ser utilizados dois procedimentos, sendo eles: o de parede isolada e o de parede com

abertura. No atual estudo será utilizado o método da parede isolada, o qual será descrito a seguir.

“Paredes isoladas: para esse método admite-se que a existência de uma abertura, divida as paredes adjacentes a esta, transformando-as em elementos isolados. Entre elas haverá apenas a necessidade de que os deslocamentos horizontais sejam iguais ao nível de cada pavimento, por conta da existência das lajes de concreto que funcionam como diafragmas rígidos da estrutura (RAMALHO E CÔRREA, 2003).”

Em conformidade com Ramalho e Côrrea (2003) no caso de ações que atuem segundo eixos de simetria da estrutura, poderá ser feita a compatibilização dos deslocamentos de diversos painéis para encontrar o quinhão de carga que corresponde a cada um. A princípio, cada painel assumirá um quinhão de carga proporcional à sua rigidez, ou seja, para painéis de rigidez constantes ao longo da altura, esse quinhão será proporcional ao seu momento de inércia, podendo assim, definir a soma de todas as inércias, conforme equação a seguir:

$$\sum I = I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_n \quad (2)$$

Desse modo, a rigidez relativa de cada painel será:

$$R_i = \frac{I_i}{\sum I} \quad (3)$$

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003) ação em cada painel pode ser adquirida através da multiplicação da ação total em um determinado pavimento. F_{tot} , pelo valor R_i , ou seja:

$$F_i = F_{tot} \cdot R_i \quad (4)$$

Ainda segundo Ramalho e Côrrea (2003) assim que forem encontradas as ações ao nível de cada pavimento, será possível determinar os diagramas de esforço solicitante. Desse modo, as tensões necessitadas a essa ação, poderão ser obtidas através da seguinte equação:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (5)$$

Onde:

- M : momento fletor atuante na parede;

- W : módulo de resistência à flexão ($W = \frac{I}{ymáx}$).

- Estabilidade Global

A verificação da estabilidade global para o sistema em alvenaria estrutural segue as mesmas prescrições citadas no item 2.7.2 (estabilidade global) e seus subitens, em conformidade com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

3.9 Método de ensaios

3.9.1 Prisma

De acordo com Reboredo (2013) prisma vem a ser:

“(…) é um corpo de prova formado pela superposição de dois blocos com argamassa (como mostrado na figura 6), com a finalidade de representar uma parede feita com os mesmos componentes.

A resistência do prisma é menor que a resistência do bloco, assim como a resistência da parede é menor que a resistência do prisma. Embora o ensaio à compressão do prisma não simule completamente o ensaio à compressão da parede de alvenaria, ele fornece uma avaliação muito mais precisa sobre a resistência à compressão da parede do que o simples ensaio do bloco de concreto isolado. O ensaio do prisma serve como um índice de qualidade da parede. Existe uma correlação entre a resistência característica à compressão do prisma f_{pk} e do bloco f_{bk} .”

Figura 6: Regras para ensaio de prisma.



Fonte: <http://techn17.pini.com.br/engenharia-civil/169/nova-norma-brasileira-de-projeto-e-execucao-de-alvenaria-estrutural-285865-1.aspx>.

De acordo com Parsekian (2012) são apresentados algumas das relações prisma/bloco, ou seja, f_{pk}/f_{bk} que foram baseados no conhecimento e experiência de projetistas e os resultados de alguns ensaios realizados, considerando assim, argamassa, resistência do bloco e eventual graute utilizado. Na tabela 5, serão apresentadas essa relação citada abaixo, sendo apenas um indicativo. É necessário que para cada situação seja realizado ensaios para sua avaliação final ou a utilização do histórico do produto, o qual determina suas características.

Tabela 5: Padronização da especificação de argamassa e graute e valor de prisma para blocos de concreto classe A, B e C.

MPa, área bruta						
f_{bk}	f_a	f_{gk}	f_{pk}/f_{bk}	f_{pk}	f_{pk0}/f_{pk}	f_{pk}^*
3,0	4,0	15,0	0,80	2,40	2,00	4,80
4,0	4,0	15,0	0,80	3,20	2,00	6,40
6,0	6,0	15,0	0,80	4,80	1,75	8,40
8,0	6,0	20,0	0,80	6,40	1,75	11,20
10,0	8,0	20,0	0,80	7,50	1,75	13,13
12,0	8,0	25,0	0,80	9,00	1,60	14,40
14,0	12,0	25,0	0,70	9,80	1,60	15,68
16,0	12,0	30,0	0,70	11,20	1,60	17,92
18,0	14,0	30,0	0,70	12,60	1,60	20,16
20,0	14,0	30,0	0,70	14,00	1,60	22,40

Em que:

f_a : resistência média à compressão da argamassa;

f_{bk} : resistência característica à compressão do bloco;

f_{gk} : resistência característica à compressão do graute;

f_{pk} : resistência característica à compressão do prisma oco;

f_{pk}^* : resistência característica à compressão do prisma cheio;

Blocos de 14 cm de espessura.

Fonte: (PARSEKIAN ,2012).

3.9.2 Relação entre a resistência de parede e prisma

Segundo Parsekian (2012) os ensaios em corpo de prova de maior dimensão geram uma redução da resistência, para grande parte dos materiais, isso ocorre de acordo com a possibilidade de ocorrências simultâneas de pequenas falhas. Geralmente isso ocorre em paredes com sua escala real, que possuem resistência inferior à do prisma, correspondendo assim, a possibilidade da distribuição não uniforme da esbeltez e carregamento.

De acordo com a NBR 15961-1 (2011) a resistência da parede (f_k) corresponde a 70% em relação a resistência do prisma (f_{pk}).

3.9.3 Relação entre a resistência de pequenas paredes e prisma

De acordo com a NBR 15961-2 (2011) o ensaio que define a resistência à compressão de pequenas paredes acompanha a definição da resistência a compressão da argamassa de assentamento e blocos; no caso de parede apenas com graute ou armada, defini-se a resistência à compressão do graute.

Cada corpo de prova compõe uma pequena parede que possui comprimento mínimo equivalente a dois blocos e altura que equivale a cinco vezes a espessura do bloco, não podendo ser inferior a 70 cm. Ainda de acordo com a NBR 15961-1 (2011) a resistência da pequena parede (f_{ppk}) corresponde a 85% da resistência do prisma (f_{pk}).

3.10 Dimensionamento

3.10.1 Método dos estados limites

De acordo com a NBR 15961-1 (2011):

“(...) adota como modelo de verificação da segurança estrutural o Método dos Estados Limites, descritas no item 2.8.1 e seus subitens. Alterando apenas o subitem 2.8.1.1, em que o coeficiente de ponderação das resistências recomendadas pela norma está descrito na tabela 6.”

Tabela 6: Valores de γ_m .

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2,0	2,0	1,15
Especiais ou de construção	1,50	1,50	1,15
Excepcionais	1,50	1,50	1,00

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

3.10.2 Deslocamentos limite

De acordo com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011):

“Os deslocamentos finais (incluindo os efeitos de fissuração, temperatura, retração e fluência) para todos os elementos fletidos não podem ser maiores que $L/150$ ou 20 mm para peças em balanço e $L/300$ ou 10 mm para os outros casos. Os elementos estruturais que servem de apoio para a alvenaria (vigas, lajes, etc.) não podem apresentar deslocamentos maiores que $L/500$, 10 mm ou $\theta = 0,0017$ rad.”

3.10.3 Propriedades Elásticas

De acordo com a NBR 15961-1 (2011) o módulo de deformação da alvenaria depende das características da argamassa e dos blocos. Valores de propriedade elástica da alvenaria devem ser adotados de acordo com a tabela 7.

Tabela 7: Propriedades da deformação da alvenaria.

Propriedade	Valor	Valor máximo
Módulo de deformação longitudinal	800 fpk	16 GPa
Coefficiente de Poisson	0,20	

Fonte: NBR 15961-1 (ABNT, 2011)

“A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) estabelece que para verificações de estados-limites de serviço (ELS), é indicado reduzir os módulos de deformação em 40%, para considerar de forma aproximada o efeito da fissuração da alvenaria.”

3.10.4 Critério de dimensionamento

Segundo a NBR 15961-1 (2011) para o dimensionamento de elementos da alvenaria **não armada** que estão sujeitas as tensões normais, é necessário admitir as hipóteses a seguir, sendo elas:

- As seções transversais se mantêm planas depois da deformação;
- As tensões máximas de compressão deverão ter valor inferior ou igual à resistência à compressão da alvenaria na compressão simples e a esse valor multiplicado por 1,5 para a compressão na flexão;
- As tensões máximas de tração deverão ter valor inferior ou igual à resistência à tração da alvenaria;
- As seções transversais sujeitas à flexão e flexo-compressão serão dimensionadas no Estádio I.

Já para o dimensionamento de elementos da alvenaria **armada** que estão sujeitas as tensões normais, é necessário admitir as hipóteses a seguir, sendo elas:

- As seções transversais se mantêm planas depois da deformação;
- As armaduras aderentes têm deformação igual à alvenaria em seus arredores;
- A resistência à tração da alvenaria é nula;

- As tensões máximas de compressão deverão ter valor inferior ou igual à resistência à compressão da alvenaria;
- Na flexão ou flexo-compressão o encurtamento máximo da alvenaria se limita a 0,35%;
- O alongamento máximo do aço se limita a 1%.

3.10.5 Resistência a compressão

De acordo com Parsekian (2012) a resistência a compressão da alvenaria advém da resistência do bloco, mão de obra e da resistência da argamassa. A carga de compressão maior que a parede, suporta o peso de acordo com a seção transversal, ou seja, comprimento e espessura da parede, da esbeltez e das eventuais excentricidades do carregamento. A NBR 15961-2 (2011) recomenda ensaios para controlar a resistência a compressão, sendo eles ensaios de prisma, de paredes e de paredes pequenas.

De acordo com a NBR 15961-1 (2011):

“(...) a resistência característica à compressão simples da alvenaria (f_k) deve ser definida em relação à resistência do ensaio de paredes, ou ser considerada como 70% da resistência característica de compressão simples de prisma (f_{pk}) ou 85% da de pequena parede (f_{ppk}). Em edifícios de alvenaria estrutural a compressão simples é a resistência mais significativa e a solicitação mais relevante e corrente, ocorrendo em paredes e pilares.”

Ainda de acordo com a NBR 15961-1 (2011) a resistência à compressão é verificada através da equação:

$$\frac{\gamma_f \cdot N_k}{A} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ parede} \\ 0,9 \text{ pilares} \end{array} \right\} \cdot \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (6)$$

Onde:

- γ_f e γ_m : coeficientes de ponderação das ações e das resistências. Geralmente em edifícios de alvenaria estrutural os valores adotados são: $\gamma_m = 2,0$ e $\gamma_f = 1,4$;
- N_k : força normal característica;
- A: área bruta da seção transversal;

- f_{pk} : resistência característica de compressão simples do prisma;
- t_{ef}, h_{ef} : espessura e altura efetiva.

De acordo com a NBR 15961-1 (2011):

“(...) a espessura mínima da parede estrutural é de 14 cm, com flexibilização da exigência para edificações com até dois pavimentos, em que se deve atender o limite do índice de esbeltez. Ela ainda estabelece os seguintes limites para o índice de esbeltez (λ), definido como a relação entre altura efetiva e espessura efetiva:”

- $\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 24$ para alvenaria não armada;
- $\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 30$ para alvenaria armada.

Se aumentada com o emprego de enrijecedores, a espessura efetiva só poderá ser usada para cálculo de esbeltez da parede. Já no cálculo da área da seção resistente, utiliza-se a espessura t da parede, o dimensionamento a compressão deve também levar em consideração critérios da resistência na direção horizontal dos blocos. No prisma inteiro grauteado ou em uma parede, deve atribuir que a resistência a compressão em sua direção horizontal é igual à da sua direção vertical, a qual é geralmente utilizada em ensaio de prisma. Ainda de acordo com a NBR 15961-1 (2011) se não houver graute, deverá ser adotado a resistência a compressão na direção horizontal com valor igual a 50% da resistência alcançada na direção vertical.

3.10.6 Resistência ao cisalhamento

De acordo com Reboredo (2013):

“Em edifícios de alvenaria estrutural o cisalhamento, por atuar junto com o momento fletor, ocorre em vigas, vergas, e em paredes de contraventamento. Ao se considerar a estrutura aporticada também ocorre nos lintéis. Quando se adota a distribuição do carregamento vertical por grupo de paredes também ocorrem tensões de cisalhamento na interface de paredes amarradas devido a tendência de deslocamento relativo devido a diferença de carregamento entre essas paredes.”

De acordo com a NBR 15961-1 (2011) tensões de cisalhamento na alvenaria abordam como critério de resistência a resistência de Coulomb, que é expressa pela equação:

$$\tau = \tau_0 + \mu\sigma \quad (7)$$

Assim, há uma parcela inicial da resistência que corresponde a aderência, que aumenta de acordo com o nível de pré compressão. A norma ainda diz, que o valor parcial da resistência ao cisalhamento da alvenaria, vem do traço da argamassa usado, afetando assim, a aderência inicial (τ_0) e o nível de pré compressão ($\mu\sigma$), tendo como coeficiente de atrito (μ) um valor igual a 0,5, (NBR 15961-1, 2011).

O valor da resistência convencional ao cisalhamento (f_{vk}), será indicado a seguir na tabela 8:

Tabela 8: Valores característicos da resistência ao cisalhamento $-f_{vk}$ (MPa).

	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,50 a 7,0	Acima de 7,0
f_{vk}	$0,10 + 0,5\sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5\sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5\sigma \leq 1,7$

Fonte: (NBR 15961-1, 2011).

Onde:

- f_{vk} é a resistência característica ao cisalhamento;
- σ é a tensão normal considerando apenas 90% das cargas permanentes.

Reboredo (2013) ainda afirma que para se verificar o cisalhamento nas interfaces de ligação entre paredes, ou seja, amarração direta, o f_{vk} deve ser considerado igual a 0,35 MPa.

Já para os elementos de alvenaria estrutural submetidos a flexão e/ou quando existir armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento, e ainda tendo graute ao seu entorno, a resistência característica ao cisalhamento será obtida através da seguinte equação:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \rho \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (8)$$

Onde:

- ρ é a taxa geométrica da armadura.

Ainda segundo Reboredo (2013) já no caso de vigas de alvenaria estrutural em balanço ou bi apoiadas, sua resistência característica ao cisalhamento deve ser multiplicada pelo fator apresentado na equação a seguir:

$$\left[2,5 - \frac{0,25 \cdot M_{m\acute{a}x}}{V_{m\acute{a}x} \cdot d} \right] \quad (9)$$

Onde:

- $M_{m\acute{a}x}$: maior valor do momento de cálculo na viga;
- $V_{m\acute{a}x}$: maior valor do esforço cortante de cálculo na viga;
- d : altura útil da seção transversal da viga.

Utilizando sempre o valor maior que 1,0, fazendo com que a resistência característica majorada não ultrapasse o valor de 1,75 MPa. De acordo com a NBR 15961-1 (2011) deve-se calcular a tensão de cisalhamento de acordo com a seguinte equação:

$$-\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot h} \text{ para peças de alvenaria não armada;}$$

$$-\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d} \text{ para peças de alvenaria armada.}$$

Se a alvenaria possuir seção I, T ou outra forma que possua flange, será considerado apenas a área da alma.

De acordo com a NBR 15961-1 (2011) a verificação da resistência será atendida se a tensão de cisalhamento de cálculo não apresentar valor maior que a resistência de cálculo obtida, ou seja:

$$\tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (10)$$

Caso a verificação feita acima não for atendida, poderá ser calculada a armadura de cisalhamento paralela a direção da força cortante. Assim, teremos a seguinte equação:

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,5 f_{yd} \cdot d} \quad (11)$$

A parte do cisalhamento suportada pela alvenaria é dada por:

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (12)$$

Onde:

- A_{sw} : área da seção transversal da armadura de cisalhamento;
- V_a : força cortante absorvida pela alvenaria;
- V_d : força cortante de cálculo;
- s : espaçamento das barras da armadura.

Ainda de acordo com a NBR 15961-1 (2011) não é admitido espaçamento (s) maior que 50% da altura útil. Para as paredes armadas ao cisalhamento esse espaçamento não pode ser superior a 60 cm e em caso de vigas de alvenaria o limite não pode ser superior a 30 cm.

3.10.7 Resistência à flexão simples

De acordo com Reboredo (2013) flexão simples ocorre principalmente em muros (devido ao vento), muros de arrimo, paredes de reservatórios pouco comprimidas, vergas e vigas.

- Alvenaria não armada

De acordo com a NBR 15961-1 (2011) alvenaria não armada, ocorre seu dimensionamento no estágio I, ou seja, único caso que permite tensões de tração na alvenaria não armada, tendo uma tensão máximas de tração inferior a resistência à tração na flexão (f_{tk}). A NBR ainda estabelece valores característicos a resistência à tração de alvenaria sob flexão de acordo com os indicativos da tabela 9, os quais são válidos para argamassa de areia, cal e cimento, onde não tem adições nem aditivos e juntas verticais preenchidas. Em outros casos, a resistência de tração na flexão deverá ser estabelecida de acordo com o procedimento descrito no Anexo C da NBR 15961-2 (2011). De acordo com a NBR 15961-1 (2011) a resistência de compressão na flexão é admitida 50% a mais que a de compressão simples.

Tabela 9: Valores característicos da resistência à tração na flexão - f_{tk} (MPa).

Direção da tração	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
Normal à fiada - f_{tk}	0,1	0,2	0,25
Paralela á fiada - f_{tk}	0,2	0,4	0,5

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

- Alvenaria armada

De acordo com a NBR 15961-1 (2011) a alvenaria armada, ocorre seu dimensionamento no estágio III, tendo tensões não lineares em sua região comprimida. No caso da alvenaria armada, a resistência da alvenaria a tração não precisa ser considerada, pois quem resistirá será a armadura. A NBR ainda diz que uma seção retangular fletida com armadura simples terá seu momento fletor resistente de cálculo igual a equação:

$$M_{rd} = A_s \cdot f_s \cdot z \quad (13)$$

$$M_{rd} \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad (14)$$

Onde seu braço de alavanca (z) será dado por:

$$z = d \cdot \left(1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95d \quad (15)$$

Onde:

- A_s : área da armadura tracionada;
- $f_s = 0,5f_{yd}$, ou seja, metade da resistência ao escoamento de cálculo da armadura, sendo a tensão de tração na armadura;
- f_d : máxima tensão de compressão.

De acordo com Ramalho (2012) as expressões para o cálculo de armadura simples serão:

$$k_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}} \quad (16)$$

$$A_s = \frac{1}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,4 \cdot K_x)} \cdot \frac{M_d}{d} \quad (17)$$

3.10.8 Resistência à flexo-compressão

Segundo a NBR 15961-1 (2011) tensões normais na seção transversal da alvenaria não armada devem ser adquiridas através da superposição das tensões normais lineares, devido ao momento fletor com as tensões normais uniformes devido à força de compressão.

Ainda de acordo com a NBR 15961-1 (2011) as tensões normais de compressão devem atender a seguinte equação:

$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{W \cdot K} \leq f_d \quad (18)$$

Onde:

- N_d : força normal de cálculo;
- M_d : momento fletor de cálculo;
- f_d : resistência à compressão de cálculo da alvenaria;
- A : área da seção resistente;
- W : mínimo módulo de resistência de flexão da seção resistente;
- K : fator que ajusta a resistência à compressão na flexão, igual a 1,50;
- R : coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento, conforme a expressão:

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (19)$$

De acordo com a NBR 15961-1 (2011) em caso que houver tensão de tração, seu valor máximo deverá ser menor ou igual à resistência de tração da alvenaria f_{td} .

3.11 Detalhamento

- Cobrimento

Segundo a NBR 15961-1 (2011) barras de armaduras horizontais aparelhadas nas juntas de assentamento, necessitam estar envolvidas totalmente pela argamassa, com cobrimento mínimo de 15 mm na horizontal. Já para o caso de armaduras entrelaçadas pelo graute, seu cobrimento mínimo é de 15 mm, porém desconsiderando a espessura do bloco.

- Armaduras máximas e mínimas

De acordo com a NBR 15961-1 (2011), as paredes de contraventamento, as quais são determinadas como alvenaria não armada, sua armadura longitudinal de combate à tração, se necessário, não deverá ser inferior a 0,10% da área da seção transversal. Para casos assim é desnecessário a armadura mínima secundária. As armaduras alocadas num mesmo espaçamento grauteado, não poderão ter a área da sua seção transversal superior a 8% da área correspondente da seção do graute que a envolve.

Ainda de acordo com a NBR 15961-1 (2011) se localizadas em juntas de assentamentos, as barras da armadura não poderão ter diâmetro superior a 6,3 mm, e 25 mm em outro caso.

- Uso de cinta intermediária

Segundo Parsekian (2012) é recomendado se utilizar cintas intermediárias, armadas com uma barra de 10 mm nos exemplos a seguir:

- Em paredes externas com comprimento superior a 6 metros;
- Em paredes internas acima de 10 m de comprimento.

- Armadura vertical

De acordo com Parsekian (2012) sempre deve ser armado os cantos externos da edificação, independente da altura do prédio. Essa armadura é construtiva, na maioria das vezes igual a uma barra de 10mm.

- Vergas e contravergas

De acordo com Parsekian (2012) a contraverga possui armadura construtiva, geralmente utilizada uma barra de 10 mm, já a armadura da verga deve ser dimensionada.

4 CONCRETO ARMADO

De acordo com Araújo (2010) concreto armado é o material composto, obtido através da combinação do concreto com barras de aço alocadas em seu interior. As barras de aço exercem a função de absorver os esforços de compressão na estrutura, por apresentarem uma baixa resistência à tração, além de servirem para aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas.

A característica mais relevante do concreto é a alta resistências aos esforços de compressão junto a uma baixa resistência à tração. Desempenha também a função de proteger as armaduras contra corrosão (DELLATORE, 2014).

Segundo Araújo (2010) o desempenho conjunto dos dois materiais é possível devido a aderência. Se não existisse aderência entre aço e concreto, não haveria o concreto armado. A aderência faz com que as deformações das barras de aço sejam praticamente iguais as deformações do concreto que as envolve. Por causa da sua baixa resistência a tração, o concreto acaba sofrendo uma fissuração na zona tracionada do elemento estrutural. Neste momento, os esforços de tração são absorvidos pela armadura, impedindo assim, a ruína brusca da estrutura.

4.1 Elementos estruturais

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), elementos estruturais são peças, que na maioria das vezes apresentam uma ou duas dimensões principais sobre as demais. Os elementos usuais que compõem uma estrutura de concreto armado nas edificações são: vigas, lajes e pilares. Em alguns tipos de construções, pode ocorrer a utilização de outros elementos, como por exemplo: blocos de fundação, estacas, vigas – parede, sapatas, tubulões, entre outros.

“(…) a **laje** de concreto (plana) suporta seu peso, os revestimentos e mais alguma carga acidental (água da chuva, pessoas, etc.); as **vigas** recebem os esforços da laje (placa de concreto) e os transmitem, juntamente com seu próprio peso (mais o peso da parede, se houver), aos **pilares**; os pilares recebem todas as cargas e as transmitem, também com seu peso, para as fundações (no caso, **blocos e estacas**)”, (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

4.1.1 Laje

De acordo com Bastos (2006), lajes são elementos destinadas a receber a maior parte das cargas e/ou ações aplicadas em uma construção, como por exemplo, móveis, pessoas, pisos, paredes e tipos variados de carga.

Existem diversos tipos de lajes, mas no Brasil, são comuns a utilização de dois tipos, sendo elas: lajes maciças de concreto armado e lajes nervuradas de concreto armado:

- Laje maciça de concreto armado: De acordo com Lopes (2012) a laje é considerada um elemento estrutural bidimensional, ou seja, que possui duas dimensões, sendo elas comprimento e largura. Geralmente, as lajes têm uma dupla função estrutural. Funcionam como placas, suportando cargas verticais que são aplicadas ao longo do piso; e como chapas, constituem-se em diafragmas rígidos na horizontal, os quais distribuem pelos pilares da estrutura as forças atuantes.

Ainda de acordo com Lopes (2012) as lajes maciças de concreto armado são de espessura regular em concreto, contendo armaduras longitudinais de flexão e armaduras transversais (possivelmente).

- Laje nervurada de concreto armado: De acordo com a NBR 6118 (2014) laje nervurada vem a ser a laje moldada in loco ou que tenha nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momento positivo se localize nas nervuras podendo acrescentar material inerte entre elas. A NBR 6118 (2014) diz que as lajes nervuradas do tipo direcional devem ser calculadas de acordo com a direção das nervuras, e desprezar a rigidez tanto transversal como a torção. Já as lajes nervuradas bidirecionais (conforme ABNT NBR 14859-2) podem ser calculadas para efeito de esforços solicitantes, como lajes maciças.

4.1.2 Viga

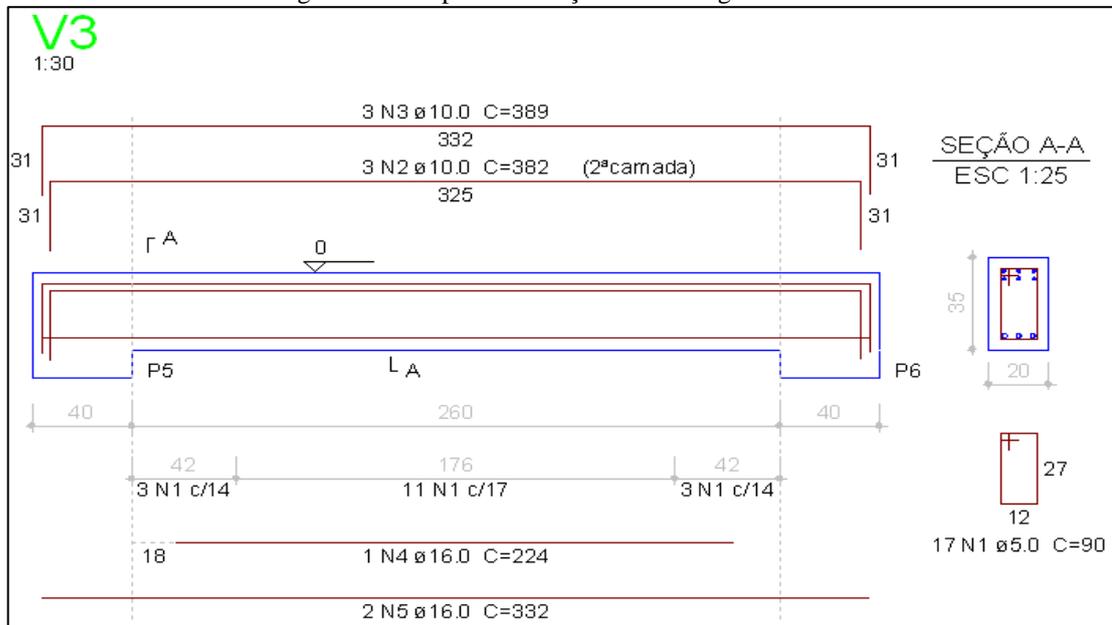
De acordo com a NBR 6118 (2014) vigas “são elementos lineares em que a flexão é preponderante”.

Segundo Bastos (2006) vigas são classificadas como barras e normalmente retas e horizontais, sendo elas, destinadas a receber as ações das lajes, de outras vigas, parede de alvenaria e ações nela atuante para os apoios.

Do mesmo modo que lajes e pilares, as vigas também fazem parte da estrutura de contraventamento, o qual é responsável em proporcionar estabilidade global às ações horizontais e verticais. A armadura da viga, normalmente é composta por estribos, também

chamados de armadura transversal, e pelas barras longitudinais, as chamadas armadura longitudinal como podemos ver na figura 7.

Figura 7: Exemplo de armadura de uma viga contínua.



Fonte: <http://blogeberick.altoqi.com.br/melhorias-em-recursos/ajuste-da-armadura-negativa-da-viga-na-regiao-do-pilar/comment-page-1/>.

4.1.3 Pilar

A NBR 6118/2014 diz que pilares são:

“Elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”.

De acordo com Bastos (2006) os pilares são os elementos de maior importância em uma estrutura, tanto do ponto de vista da capacidade resistente da edificação quanto no quesito segurança. Os pilares fazem parte da transmissão de cargas verticais para elementos de fundação e podem também pertencer ao sistema de contraventamento, que é o responsável em garantir estabilidade global da edificação as ações verticais e horizontais. A figura 8 apresenta a amarração entre os pilares e as vigas em construção.

Figura 8: Detalhe de amarração entre o pilar e a viga do edifício.



Fonte: <https://www.mapadaobra.com.br/capacitacao/como-construir-vigas-aereas>.

4.2 Vantagens e Desvantagens

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), como qualquer material, o concreto armado possui vantagens e desvantagens quanto a sua empregabilidade.

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) apresentam as seguintes características positivas do concreto armado:

- Facilidade de adaptação e execução a qualquer tipo de forma (proporcionando a liberdade arquitetônica);
- Possui vida útil de longa duração;
- Maiores reservas de segurança;
- Resistência a efeitos atmosféricos, térmicos, a desgastes mecânicos;
- Possibilidade de utilização de pré-moldagem de peças estruturais;
- Manutenção e conservação praticamente nulas.

Mesmo com muitas vantagens, Carvalho e Figueiredo Filho (2014) apresentam também as desvantagens do material em questão:

- Peso próprio elevado (ou seja, 25 kN/m^3);
- Baixo grau de proteção térmica e isolamento acústico;
- Para peças não pré-fabricadas o escoramento é necessário até que o concreto atinja sua resistência adequada e possa ser retirado suas escoras.

Por fim, mesmo apresentando pontos negativos o concreto não deixa de ser uma boa solução para a maioria dos tipos de obras e suas vantagens acabam se sobressaindo melhor que as desvantagens apresentadas.

4.3 Normas Técnicas

Através das Normas Técnicas (ABNT) são apresentados os regulamentos e procedimentos usados na padronização de projetos, execução e controle de obras e materiais. Eles devem ser seguidos e empregados nos projetos por meio de normas específicas. Para edificações em concreto armado, as de maior importância são as seguintes normas:

- NBR 6118/2014: Projeto de estruturas de concreto: procedimento;
- NBR 6120/1998 (versão corrigida de 2000): Cargas para o cálculo de estruturas de edificação: procedimento;
- NBR 6122/1996: Projeto e execução de fundações: procedimento;
- NBR 6123/1988 (versão corrigida 2 de 2013): Forças devidas ao vento em edificações: procedimento;
- NBR 8681/2003 (versão corrigida de 2004): Ações e segurança nas estruturas: procedimento.

4.4 Principais elementos que constituem o sistema estrutural convencional

De acordo com Bastos (2006) para compreender o comportamento das estruturas de concreto armado é imprescindível conhecer determinadas características e propriedades dos materiais constituintes do concreto e do aço.

4.4.1 Concreto

De acordo com Araújo (2010) concreto é um material que se deu origem através da mistura de agregados graúdos e miúdos (areia), água e cimento. De acordo com determinadas necessidades, são adicionados aditivos químicos aceleradores ou retardadores de pega, (plastificantes, superplastificantes, entre outros) e as adições minerais (escórias de alto-forno, pozolanas, fillers calcários, microssílica, etc.) os quais melhoram as especialidades do concreto fresco e/ou endurecido.

4.4.1.1 Resistência à compressão

O concreto apresenta como principal característica a resistência a compressão; característica essa determinada por ensaios de corpos de prova, em formato cilíndrico, aos 28 dias, sendo ensaios padronizados pelas normas: NBR 5738:94 (Concreto: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova) e NBR 5739:94 (Concreto: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos).

De acordo com a resistência característica, a NBR 6118/2014 estipula classes para o concreto, em consenso com a NBR 8953/2015 da seguinte maneira:

- Grupo I: concretos da classe C20 até C50 (se tratando de concretos estruturais);
- Grupo II: concretos C55 até C90, (os números indicadores representantes da resistência característica à compressão especificada em MPa para 28 dias).

4.4.1.2 Resistência à tração

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o concreto vem a ser um material que não resiste bem a tração, entretanto pode ser uma resistência que se relacione com a capacidade resistente da peça, sendo de extrema importância o seu conhecimento.

A NBR 6118/2014 apresenta que a resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ a resistência à tração na flexão $f_{ct,f}$ devem ser adquiridas através de ensaios. No mesmo item é definido também a resistência a tração direta f_{ct} , que pode ser considerada com valor igual a $0,9.f_{ct,sp}$ ou $0,7.f_{ct,f}$. Na falta de ensaios para adquirir o $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$, pode ser levado em consideração o valor médio ou o valor característicos das equações apresentadas a seguir:

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ct,m} \quad (20)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 \cdot f_{ct,m} \quad (21)$$

Utilizada para concretos da classe até C50.

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (22)$$

Onde:

$F_{ct,m}$ e $f_{ck} = \text{MPa}$.

4.4.1.3 Módulo de deformação longitudinal

Segundo a NBR 6118/2014, o módulo de elasticidade deve ser estabelecido de acordo com o método apresentado pela NBR 8522/2008, considerando nesta norma o módulo de deformação tangente inicial, o qual é obtido dias após a realização do ensaio. Caso não seja realizado ensaios, o valor do módulo pode ser estipulado de acordo com as seguintes equações:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa}; \quad (23)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa} \quad (24)$$

Sendo:

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

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

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Ainda de acordo com a NBR 6118/2014, o módulo de deformação secante pode ser encontrado através do método de ensaio estabelecido pela NBR 8522/2008, ou através da seguinte equação:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = (0,8 + 0,2) \cdot \frac{f_{ck}}{80} \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (25)$$

A NBR 6118/2014 proporciona valores estimados e arredondados para utilização em projetos estruturais para o módulo de deformação tangencial inicial do concreto (E_{ci}) e também para o módulo de deformação longitudinal a compressão (E_{cs}), como podemos observar na tabela 10, apresentada a seguir. Os valores são estimados de acordo com a aplicação do granito como sendo agregado graúdo.

Tabela 10: Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,9	0,91	0,92	0,95	0,98	1	1

Fonte: (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO 2014, página 39).

4.4.2 Aço

A norma que apresenta as características do aço é a NBR 7480/2007 – Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Por apresentar baixa resistência a tração, se faz necessário a colocação do aço no interior do concreto para que haja absorção dos esforços.

De acordo com a NBR 7480 (2007) é classificado como barra aquele produto que possua diâmetro entre 6,3 até 40 mm (milímetros), e são produzidos através da laminação a quente, não havendo processo de deformação mecânica posteriormente, já os fios apresentam diâmetro nominal de 10 mm ou inferior, produzidos por fio máquina por trefilação ou processo equivalente, ou seja, laminação a frio.

Ainda de acordo com a NBR 7480 (2007) barras de aço são classificadas por categorias sendo elas CA-25 e CA-50, já o aço utilizado no concreto armado se enquadra na categoria CA-50 e CA-60.

De acordo com a NBR 6118 (2014) na ausência de valores fornecidos pelo fabricante ou de ensaios, deve se considerar para o módulo de elasticidade longitudinal do aço para concreto armado o valor de 210 GPa e massa específica igual a 7850 kg/m³.

4.4.3 Forma

De acordo com Calil Et Al (1998 apud PERES, 2013):

“As fôrmas são estruturas provisórias destinadas a dar forma e suporte ao lançamento e adensamento do concreto fresco até que esse adquira uma resistência de suporte, garantindo a obtenção das dimensões, posições, níveis, texturas e geometria das peças estruturais, conforme especificados em projeto. Além disso, elas devem garantir o correto posicionamento das instalações e das armaduras, permitindo a colocação de espaçadores para garantir os cobrimentos e servir de suporte para os serviços armação e concretagem.”

4.5 Peso Específico

De acordo com a NBR 6118/2014 admite que o peso próprio da estrutura de concreto armado seja considerado com uma massa específica de 2400 kg/m³ para concreto simples e 2500 kg/m³ para o concreto armado ou protendido.

4.6 Durabilidade

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a NBR 6118/2014 exige que as estruturas de concreto sejam projetadas e construídas de acordo com as influências ambientais previstas e utilizadas conforme descrita em projeto, devem conservar sua segurança, estabilidade e comportamento em sua utilização devido ao período correspondente à sua vida útil de projeto. A agressividade ambiental é classificada de acordo com o quadro 6.1 da NBR 6118/2014, como podemos ver na tabela 11, a seguir:

Tabela 11: Classe de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito Forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO 2014, página 65).

De acordo com a NBR 6118 (2014) deve-se adotar alguns fatores necessários para garantir qualidade e durabilidade do concreto, segundo a tabela 7.1, que será apresentada através da tabela 12:

Tabela 12: Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento	Concreto armado	≤ 0,65	≤ 0,60	0,55 ≤	≤ 0,45

em massa	Concreto protendido	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto	Concreto armado	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	Concreto protendido	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Fonte: (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO 2014, página 66).

De acordo com a NBR 6118 (2014) após estabelecer a classe de agressividade da estrutura analisada, é definido o cobrimento da armadura em estruturas de concreto armado, conforme apresentado na tabela 13 a seguir:

Tabela 13: Correspondência entre CAA e cobrimento nominal para estruturas de concreto armado.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV (c)
		Comprimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje (b)	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em concreto com o solo (d)	30	30	40	50
Concreto protendido (a)	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Nota:

(a) Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabelos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

(b) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal ≥ 15 mm

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

(d) No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

4.7 Análise estrutural

4.7.1 Ações

De acordo com a NBR 8681 (2004) deve ser estimada na análise estrutural, o desempenho de todas as ações que produzam efeitos expressivos quanto à segurança da estrutura, considerando assim, os estados limites últimos e os de serviço.

4.7.1.1 Ações permanentes

Segundo a NBR 8681 (2004) as ações permanentes são ações as quais atuam com valores praticamente constantes, durante o tempo de utilização da estrutura; deve ser considerada com valores representativos prejudiciais em termos de segurança.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) nas ações permanentes diretas está o peso da estrutura, dos elementos fixos e das instalações permanentes, ou seja, equipamentos, revestimentos, telhados, entre outros. E ações permanentes indiretas são originadas pelas deformações atribuídas a fluência e retração do concreto; deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas, sendo elas globais e/ou locais, e protensão.

4.7.1.2 Ações variáveis

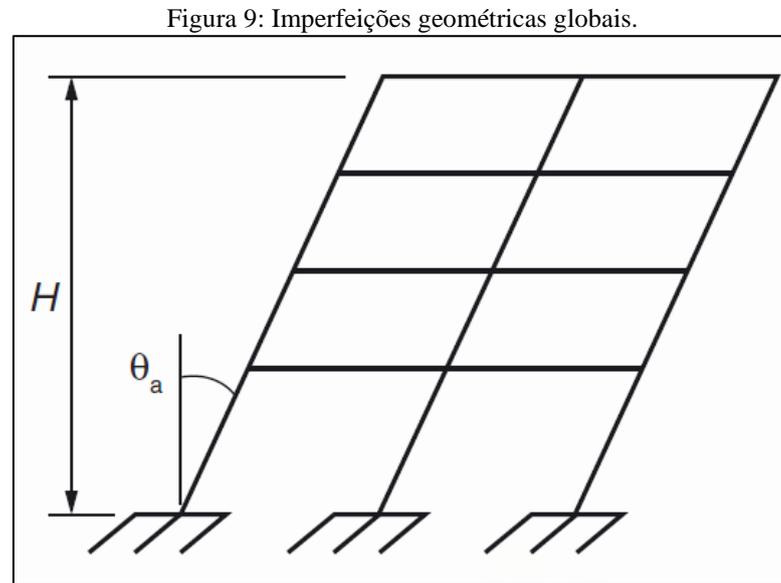
De acordo com a NBR 8681 (2003) as ações variáveis são divididas em: diretas e indiretas. As ações variáveis diretas compostas por cargas acidentais, de acordo com o uso da construção, pelas ações da água e do vento, respeitando assim, as determinações prescritas pelas normas brasileiras específicas. E as ações variáveis indiretas são ações causadas pela variação de temperatura e ações dinâmicas exercidas na estrutura.

4.7.1.2.1 Vento

Deve ser utilizada a NBR 6123 (1988) para determinar a ação do vento. Com a utilização desta norma é possível calcular as pressões do vento, as quais atuam nas faces da edificação, elas sofrem variações conforme a altura, multiplicada pela área de obstrução de cada andar, ou seja, que sofre alteração nas forças estáticas ao nível de cada andar e seguidamente são distribuídas pelos painéis de contraventamento.

4.7.1.3 Imperfeições geométricas globais

De acordo com a NBR 6118 (2014) deve ser considerado um desaprumo global em edifícios, por meio do ângulo de desaprumo (θ_a), como apresentado na figura 9:



Fonte: (NBR 6118:2014).

Onde:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (26)$$

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \quad (27)$$

Onde:

H: altura total da edificação em metros;

n: número de prumadas do pórtico;

$1/300 \leq \theta_1 \leq 1/200$: para estruturas em concreto armado.

A excentricidade devido à imperfeição geométrica localizada no topo da edificação é obtida através da seguinte fórmula:

$$e_{tp} = \theta_a \cdot H \quad (28)$$

Segundo a NBR 6118 (2014) pode se estabelecer uma ação horizontal equivalente (F), através do ângulo de desaprumo, para ser aplicada ao nível de cada pavimento, utilizando a seguinte fórmula:

$$F = P \cdot \theta_a \quad (29)$$

Onde:

P = peso total.

A NBR 6118 (2014) ainda estabelece que o desaprumo e a sobreposição do vento não é necessário, quando o menor valor entre ambos for maior que 30% do maior valor.

4.7.1.4 Ações excepcionais

De acordo com a NBR 8681 (2003):

“Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas”.

Segundo a NBR 8681 (2003), consideram-se como exemplo de ações excepcionais tais causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.

4.8 Dimensionamento

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o dimensionamento ou cálculo de uma estrutura deve garantir que ela suporte, de uma forma segura, estável e sem deformações excessivas, todas as solicitações em que estará submetida durante sua execução e utilização, ou seja, assegurar, com segurança adequada, que a estrutura mantenha características que proporcionem a utilização adequada da construção, durante sua vida útil, para as finalidades às quais foi projetada.

De acordo com a NBR 6118 (2014), o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações de uma estrutura com o propósito de efetuar as verificações de estados limites últimos e de serviço. A análise da estrutura proporciona estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos em uma determinada parte ou em toda estrutura.

4.8.1 Método dos Estados Limites

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) para o cálculo das estruturas de concreto armado são considerados os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS). No qual o (ELU) é aquele relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determina a paralisação. E o (ELS) está relacionado á durabilidade da estrutura, à aparência, ao conforto do usuário e a boa utilização funcional das mesmas.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) adota como modelo de verificação da segurança estrutural o Método dos Estados Limites. De maneira geral, o comportamento de uma estrutura sob ação das cargas funcionais e ambientais é considerado adequado, quando:

- a) No (ELU), o sistema apresenta uma segurança adequada contra a ruptura;
- b) No (ELS), as fissuras, os deslocamentos e as vibrações são compatíveis com as exigências funcionais ou de durabilidade da obra.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) o dimensionamento é realizado no estado limite último (ELU) fundamentando-se que as tensões devidas aos tipos de cargas, devidamente majoradas, não excedam as tensões resistentes minoradas. A condição de segurança a ser satisfeita é:

$$S_d \leq R_d \quad (30)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (31)$$

$$S_d = \gamma_f \cdot f_k \quad (32)$$

Onde:

- S_d : solicitação de cálculo;
- f_d : resistência de cálculo;
- f_k : valores característicos de resistência e ações;
- γ_m e γ_f : coeficientes de ponderação;
- f_k : ação característica.

4.8.2 Coeficientes de ponderação das resistências

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que a resistência de cálculo, baseada nos estados limites últimos, é obtida pela resistência característica dividida pelo coeficiente de ponderação das resistências. Os valores para verificação no Estado Limite Último (ELU) estão indicados na tabela 14 para estruturas em concreto armado, conforme prescrições da norma. Já os limites estabelecidos para os estados limites de serviço não necessitam de minoração, portanto $\gamma_m=1,0$.

Tabela 14: Valores dos coeficientes γ_c e γ_s .

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,20	1,15
Excepcionais	1,20	1,00

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

4.8.3 Limites para as deformações

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) para se atender os limites de deformação excessiva são estabelecidos limites máximos, mostrados na tabela 15.

Tabela 15: Limites para deslocamentos.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamento visível em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

4.8.4 Lajes

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) lajes são placas de concreto de superfície plana, que distribuem suas reações em todas as vigas que a contorna. O pavimento de uma edificação pode ser projetado com elementos pré-moldados ou moldados no local, o moldado no local pode ser estabelecido uma única laje (maciça ou nervurada), sem vigas ou de um conjunto de lajes apoiadas em vigas. Com destaque nas lajes maciças que podem ser utilizadas em diferentes sistemas estruturais, como no caso de estruturas em concreto armado e alvenaria estrutural.

Quando a relação entre o maior e o menor vão da laje é inferior ou igual a dois, considera-se, para efeito de cálculo, que essa laje funciona em duas direções ou é armada em duas direções; quando essa relação é superior a dois, a laje é considerada funcionando em apenas uma direção (a de menor vão) sendo armada apenas nessa direção (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Ainda de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a equação diferencial fundamental das placas delgadas submetidas a uma carga $p(x, y)$ é descrita abaixo:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial x^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial^4} = -\frac{p}{D} \quad (33)$$

Em que:

- w : deslocamento vertical;
- x, y : coordenadas de um ponto genérico da placa;
- p : intensidade da carga atuante;
- $D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$: é a rigidez à flexão da placa;
- E : módulo de deformação longitudinal do concreto;
- ν : coeficiente de Poisson.

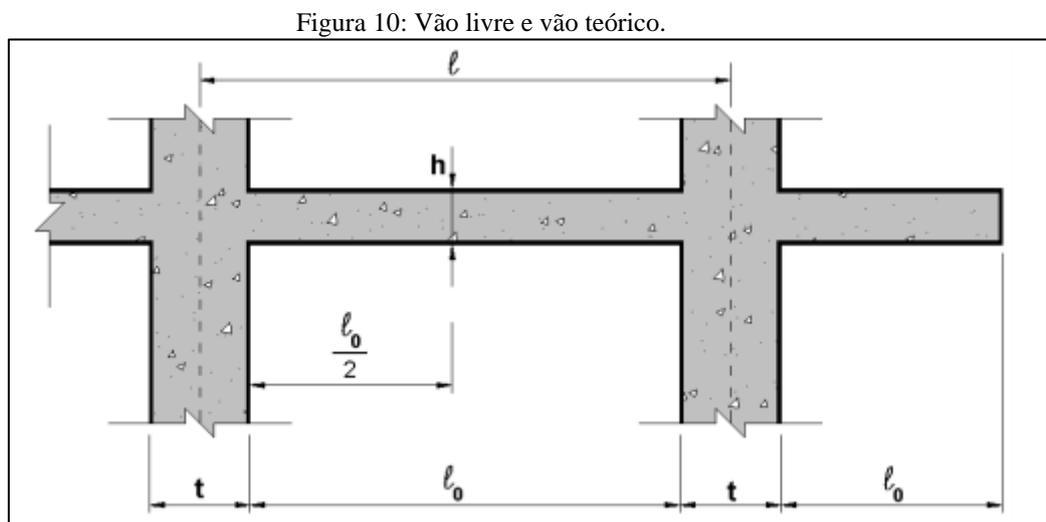
De acordo com a NBR 6118 (2003) para o projeto do cálculo de lajes, a primeira etapa consiste em determinar os vãos livres (ℓ_0), os vãos teóricos (ℓ) e a relação entre os vãos teóricos.

Vão livre (ℓ_0), é a distância livre entre as faces dos apoios. No caso de balanços, é a distância da extremidade livre até a face do apoio.

Vão teórico (ℓ) é a distância entre os centros dos apoios, não sendo necessário adotar valores maiores do que:

- em laje isolada, o vão livre acrescido da espessura da laje no meio do vão;
- em vão extremo de laje contínua, o vão livre acrescido da metade da dimensão do apoio interno e da metade da espessura da laje no meio do vão.

Em geral, para facilidade do cálculo, é comum considerar os vãos teóricos até os eixos dos apoios, como mostra a figura 10.



Fonte: <http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/11%20Lajes%20Macicas.pdf>.

4.8.4.1 Determinação de esforços e deslocamentos por meio de séries

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o método de cálculo de placas por séries é adequado para a concepção de tabelas que possibilitam definir os momentos fletores máximos e deslocamentos máximos (flechas) por meio da geometria e das condições de vinculação da placa. Para o pavimento em estudo devem ser considerados que cada laje deve ser tratada individualmente, e suas vinculações com as demais são determinadas como engastada ou apoiada, de maneira geral as lajes menores e menos rígidas são engastadas nas maiores e mais rígidas. A figura 11 apresenta as condições possíveis de vinculação das placas analisadas isoladamente.

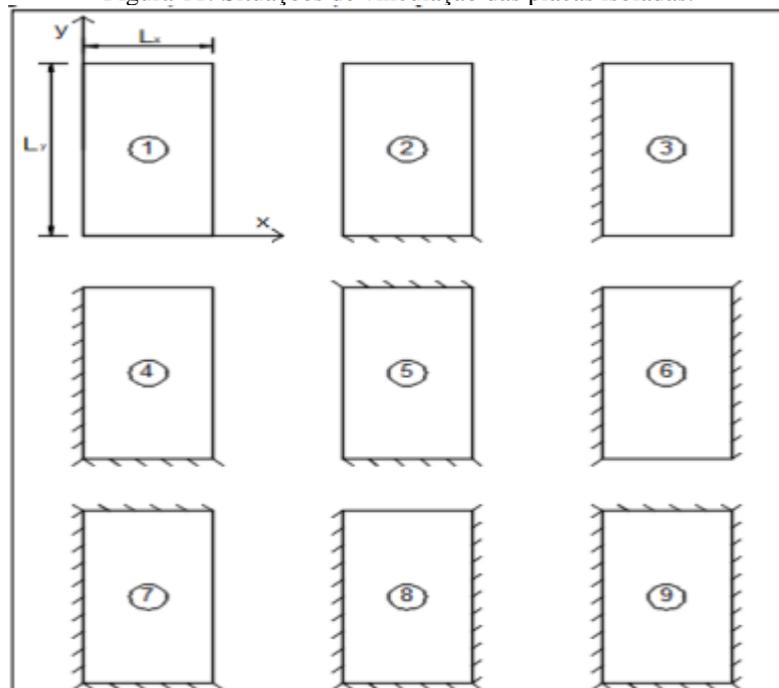
O parâmetro λ , que é a relação entre a maior dimensão e a menor dimensão da laje, é dado por:

$$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x} \quad (34)$$

Em que:

- ℓ_y : maior dimensão da laje em análise;
- ℓ_x : menor dimensão da laje em análise.

Figura 11: Situações de vinculação das placas isoladas.



Fonte: (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Com o valor de λ determinado é possível estabelecer um roteiro de cálculo para determinar os demais itens necessários para a verificação e dimensionamento da laje em estudo.

a) Altura das lajes;

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estipula valores limites mínimos para a espessura de lajes maciças que devem ser respeitados:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;

- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\ell/42$ para lajes de piso biapoiadas e $\ell/50$ para lajes de piso contínuas.

b) Determinação de flechas;

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a flecha para lajes com carregamento uniforme e com as condições de contorno é determinada pela equação a seguir e pelos coeficientes (α) da tabela 7.2, encontrados na obra dos respectivos autores.

$$f = \frac{p \cdot \ell x^4}{E \cdot h^3} \cdot \frac{\alpha}{100} \quad (35)$$

Onde:

- p : carregamento uniformemente distribuído a placa;
- E : módulo de deformabilidade do concreto;
- h : altura ou espessura da placa.

c) Determinação dos momentos fletores;

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) os momentos fletores máximos são determinados pelas seguintes equações:

- Momentos máximos positivos, por unidade de comprimento, nas direções x e y:

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot \ell x^2}{100} \quad (36)$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot \ell x^2}{100} \quad (37)$$

- Momentos máximos negativos, por unidade de comprimento, nas direções x e y:

$$x_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot lx^2}{100} \quad (38)$$

$$x_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot lx^2}{100} \quad (39)$$

Em que μ_x , μ_y , μ'_x e μ'_y , coeficientes fornecidos na tabela 7.3, 7.4 e 7.5, encontrados na obra de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

d) Determinação das armaduras longitudinais

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o cálculo das armaduras longitudinais da laje nas direções x e y podem ser determinadas da mesma forma que se calculam as de viga, observando que para a largura da seção é determinada uma faixa unitária (geralmente uma faixa de um metro), e, sendo assim, a armadura encontrada deve ser distribuída ao longo dessa largura.

As equações a seguir satisfazem tais condições.

$$k_{md} = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (40)$$

$$A_s = \frac{Md}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (41)$$

Em que:

- M_d : Momento de cálculo;
- $k_{md} = 0,68 \cdot (k_x) - 0,272 \cdot (k_x)^2$: adimensional;
- k_x : aproveitamento da seção de concreto;
- b_w : largura da base;
- d : altura da base inferior até o centro de gravidade da barra de aço;
- f_{cd} : resistência de cálculo do concreto;
- A_s : área de aço;

- $k_z = 1 - 0,40 \cdot k_x$;
- f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece a área de aço mínima para lajes maciças como sendo:

$$A_{s \text{ mín}} = 0,15\% \cdot b_w \cdot H \quad (42)$$

e) Reações das lajes nas vigas

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a reação das lajes nas vigas de apoio pode ser obtida utilizando-se a expressão fundamental e o processo de séries. A ação das lajes nas vigas, no estado elástico, ocorre por meio de um carregamento com intensidade variável ao longo do seu comprimento (depende, principalmente, da relação entre os vãos e das condições de apoio), e não uniforme.

Portanto, de modo simplificado, pode-se adotar que a ação das lajes maciças nas vigas se faça de maneira uniforme.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) as reações nas vigas, para certo carregamento (p) e sempre com l_x sendo o menor vão, também podem ser determinadas de acordo com as equações:

$$q_x = k_x \cdot \rho \cdot \frac{l_x}{10} \quad (43)$$

$$q_y = k_y \cdot \rho \cdot \frac{l_x}{10} \quad (44)$$

$$q'_x = k_x \cdot \rho \cdot \frac{l_x}{10} \quad (45)$$

$$q'_y = k_y \cdot \rho \cdot \frac{l_x}{10} \quad (46)$$

Em que k_x , k_y , k'_x e k'_y são coeficientes fornecidos na tabela 7.8, 7.9 e 7.10 encontrados na obra de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

f) Verificação do cisalhamento

Em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014), é permitido prescindir da armadura transversal para suportar aos esforços de tração devidos à força cortante, contanto que os critérios de ancoragem estejam atendidos, se a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) for menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento (V_{rd1}), ou seja:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} = [\tau_{Rd1} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (47)$$

Onde:

$$\tau_{Rd1} = 0,25 \cdot \left(\frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (48)$$

$$k = (1,6 - d) \geq 1 \quad (49)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (50)$$

4.8.4.2 Verificação para o estado limite de serviço

a) Estado limite de deformação excessiva

O estado limite de deformação excessiva corresponde à verificação se o maior deslocamento do elemento estrutural não exceda ao limite prescrito na tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). A combinação utilizada para cálculo de flechas será a quase permanente.

b) Definição do estágio

A viga será admitida fissurada no momento em que o momento atuante ultrapassar o valor do momento de fissuração, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), expresso pela seguinte equação:

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (51)$$

Onde:

- $\alpha = 1,5$ para seções retangulares;
- $f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}$ para deformação excessiva;
- $f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot f_{ck}$ para formação de fissuras;
- $I_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$ momento de inércia da seção bruta de concreto;
- $y_t = \frac{h}{2}$ distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

Portanto, se:

$M_a < M_R \rightarrow$ Estádio I, sem fissuração;

$M_a > M_R \rightarrow$ Estádio II, com fissuração.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) um elemento de concreto tem seções trabalhando entre os estádios I e II, sendo necessário utilizar uma inércia média para calcular sua flecha. O modelo estabelecido admite para todo o elemento de concreto tem uma inércia única, representando os trechos fissurados e não fissurados.

Esse método pode ser empregado para se obter o valor da inércia, interposto ao valor no estádio I e no final do estádio II. A expressão é dada por:

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}} \right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}} \right)^n \right] \cdot I_{II} \quad (52)$$

Onde:

- I_m : momento de inércia efetivo para uma seção ou para toda a peça, no caso de vigas simplesmente apoiadas; momento de inércia médio entre a seção do apoio e a seção do meio do vão, para o caso de vigas contínuas;
- I_I : momento de inércia da peça no estágio I (da seção bruta ou homogeneizada);
- I_{II} : momento de inércia da peça no estágio II puro;
- M_r : momento de fissuração do concreto; -
- M_{at} : momento atuante, de serviço, na seção mais solicitada;
- n : índice de valor igual a 4, para situações em que a análise é feita em apenas uma seção da peça, ou igual a 3, quando se faz a análise da peça ao longo de todo o seu comprimento.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a posição da linha neutra no estágio II, é dada por:

$$\frac{b}{2} \cdot x_2^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot x_2 - \alpha_e \cdot A_s \cdot d = 0 \quad (53)$$

$$X_{II} = -a_2 \frac{-a_2 + \sqrt{(a_2)^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \quad (54)$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - X_{II})^2 \quad (55)$$

Sendo:

- d : altura útil da seção;
- b : largura da seção;
- A_s : área de aço.

O coeficiente de homogeneização da seção pode ser obtido pela expressão:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (56)$$

- E_s : módulo de elasticidade do aço;

- E_{CS} : módulo de elasticidade secante do concreto.

c) Efeito da fluência do concreto: avaliação da flecha imediata

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) fluência é o evento em que acontecem deformações ao decorrer do tempo em um corpo solicitado por tensão contínua. Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) a flecha adicional diferida de vigas, decorrentes das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser determinada pela multiplicação da flecha imediata por um fator α_f dado por:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (57)$$

Sendo $\Delta \varepsilon = \varepsilon(t) - \varepsilon(t_0)$; onde:

ε : coeficiente em função do tempo, calculado pela expressão:

$$\varepsilon(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32} \rightarrow \text{Para } t \leq 70 \text{ meses;}$$

t : tempo em meses, em qual se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 : é a idade em meses, relativa á aplicação da carga de longa duração;

- $\rho' = \frac{A_s}{b \cdot d}$ taxa da armadura dupla.

O valor da flecha total no tempo infinito ($a_{t,\infty}$) será:

$$a_{t,\infty} = a_{t,0} \cdot (1 + \alpha_f) \quad (58)$$

Sendo que $a_{t,0}$ é a flecha imediata para a combinação de ações consideradas e de caráter permanente.

d) Verificação da abertura de fissuras

Conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) define critérios para a verificação dos valores-límites para a abertura de fissuras nos elementos estruturais, analisados e submetidas à combinações de ações, esses valores dependem da agressividade do meio onde a estrutura está

inserida. Assim, para o projeto em questão situado em classe de agressividade II o valor limite é de 0,3 mm. O valor característico da abertura de fissuras (w_k) é o menor entre os obtidos pelas expressões a seguir:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (59)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) \quad (60)$$

Onde:

- Tensão na armadura no estágio II:

$$\sigma_{si} = \frac{M_{serviço}}{A_s \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3} \right)} \quad (61)$$

- A posição da linha neutra no estágio II:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right) \quad (62)$$

- η_1 : coeficiente de conformação superficial da armadura (2,25 para barras nervuradas).

4.8.4.3 Detalhamento

De acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014), o detalhamento das armaduras das lajes maciças deve seguir as recomendações a seguir:

- Cobrimento nominal da armadura;
- As armaduras positivas deverão ser colocadas em todo o vão das lajes;
- As barras ou telas soldadas da armadura positiva deverão penetrar 4,0 cm além do eixo teórico do apoio de acordo com o item 20.1 da referida norma;
- Nas lajes adjacentes poderá ser considerada armadura negativa referente ao maior momento fletor;

- As armaduras de distribuição deverão ser admitidas com base na seguinte expressão:

$$A_{s \text{ distr}} \geq \begin{cases} \frac{A_s}{5} \\ 0,9 \frac{cm^2}{m} \end{cases} \quad (63)$$

4.8.5 Viga

Os esforços que predominam nas vigas são o momento fletor e o esforço cortante, e estes elementos serão dimensionados para suportar as cargas verticais aos quais são solicitados.

a) Engastamento viga-pilar

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), pode-se utilizar o modelo clássico de viga contínua, exclusivamente apoiada nos pilares, desde que observando às seguintes condições:

- Não devem ser considerados momentos positivos inferiores aos que se obteriam engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- No caso em que a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for superior a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto inferior do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- Quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade do pilar com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes da equação a seguir:

$$M_{ext,viga} = \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{inf}} \cdot M_{eng} \quad (64)$$

Onde:

- M_{eng} : Momento de engastamento perfeito na ligação viga-pilar;
- $r_{inf}, r_{sup}, r_{inf}$: Rigidez de cada elemento i no nó em foco (pilar inferior, superior e viga).

b) Dimensionamento à flexão

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) em uma viga de concreto armado, conforme a solicitação do esforço pode haver três estádios de deformações, que são:

- Estádios I e II: correspondem às situações de serviço;
- Estádio III: corresponde ao estado limite último, que ocorre apenas em situações extremas, em que as ações atuam com seus valores majorados e as resistências dos materiais minoradas.

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o cálculo do dimensionamento das estruturas de concreto armado é feito no estado limite último (estádio III), visto que o principal objetivo é dimensionar estruturas que resistam de maneira econômica e segura, aos esforços solicitantes sem chegar ao colapso.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) para oferecer o comportamento flexível satisfatório em vigas, exige que a altura relativa (x/d) da linha neutra não ultrapasse o valor máximo de 0,45. Conhecendo o posicionamento da linha neutra, é possível saber o domínio em que a peça se encontra trabalhando e calcular as tensões de compressão do concreto (F_c) e o braço de alavanca (z).

$$F_c = (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_w) \cdot (0,8 \cdot x) \quad (65)$$

$$z = d - 0,4 \cdot x \quad (66)$$

Ou ainda:

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \quad (67)$$

Onde:

- M_d : máximo momento resistente de cálculo;
- b_w : largura da seção transversal;
- f_{cd} : resistência de cálculo do concreto.

De acordo com a NBR6118 (ABNT, 2014) para averiguar o domínio em que a seção está, é realizado a determinação da posição da linha neutra, obtida, pela seguinte expressão:

$$x = \frac{0,68 \cdot d \pm \sqrt{(0,68 \cdot d)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot \left(\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}\right)}}{0,544} \quad (68)$$

Em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014) com o valor de x encontrado, é possível determinar A_s , com base no equilíbrio de forças atuantes na seção é realizado o cálculo da armadura longitudinal, considerando a tensão no aço, o f_{ck} do concreto, as dimensões da seção e a altura da linha neutra, resultando na área de aço necessária para resistir aos esforços.

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} \quad (69)$$

Onde:

- A_s : área de aço;
- f_{yd} : resistência de cálculo do aço.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) sempre que possível, é conveniente trabalhar com fórmulas adimensionais, já que simplificam a utilização de vários sistemas de unidades e possibilitam a utilização de gráficos e quadros de maneira mais racional. Na forma adimensional, para concreto até a classe C50, as equações são:

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,68 \cdot (k_x) - 0,272 \cdot (k_x)^2 \quad (70)$$

$$k_z = 1 - 0,4 \cdot k_x \quad (71)$$

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (72)$$

c) Armadura mínima para as vigas

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) a armadura mínima de tração em uma viga deve ser estipulada respeitando sempre uma taxa mínima absoluta de 0,15% da área bruta da seção de concreto. Devem sempre ser atendidas as taxas mínimas de armadura (ρ_{\min}) conforme a tabela 16.

Tabela 16: Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^{(1)}$ ($A_{s,\min}/A_c$) %						
	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,15	0,15	0,15	0,164	0,179	0,194	0,208

(1) Os valores de δ_{\min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA50, $d/h=0,8$ e $\gamma_c=1,4$ e $\gamma_s=1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

d) Armadura de pele

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a armadura de pele é empregada, principalmente, para minimizar problemas ocasionados pela variação de temperatura, retração e fissuração, e também para diminuir a abertura de fissuras de flexão na alma das vigas. Em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm, dispensa o uso dessa armadura.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda que a armadura mínima de pele deva ser 0,10% da área de concreto da alma da viga ($A_{c,alma}$) disposta em cada face da alma da viga.

e) Espaçamento e quantidade de barras por camada

O item 18.3.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que o espaçamento livre entre as faces das barras medido horizontalmente (a_h) é o maior entre os seguintes valores:

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2 \text{ vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo} \end{cases} \quad (73)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) também estabelece que o espaçamento livre entre as faces das barras medido verticalmente (a_v) seja o maior entre os seguintes valores:

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 0,5 \text{ vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo} \end{cases} \quad (74)$$

Assim, o número de barras que cabem em uma camada pode ser obtido pela expressão:

$$N_{b/c} = \frac{b_w - 2 \cdot (c + \phi_t + \frac{\phi_1}{2})}{a_h + \phi_1} + 1 \quad (75)$$

Onde:

- b_w : largura da seção;
- c : cobrimento nominal;
- ϕ_t : diâmetro do estribo;
- ϕ_1 : diâmetro da barra longitudinal.

4.8.6 Pilares

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) os pilares de concreto armado são elementos estruturais que recebem as cargas das vigas e transmite para as fundações, onde durante essa transferência são submetidos à flexão oblíqua. Os pilares podem apresentar esforços distintos segundo a sua posição na estrutura, sendo classificados em:

- Pilares intermediários: são aqueles posicionados no interior da edificação. As vigas e lajes que se apoiam sobre estes dispõem de continuidade nas duas direções. É analisado apenas o carregamento vertical que atuam das vigas, adota-se que as reações sejam centradas e que os momentos fletores transmitidos a ele são pequenos. Os pilares intermediários, em princípio, estão sujeitos a compressão simples, ou seja, não apresentam excentricidades iniciais;
- Pilares de borda: corresponde ao apoio extremo de uma viga, gerando uma excentricidade inicial em uma direção, ou seja, as solicitações iniciais correspondem à flexão composta normal. Para seção retangular ou quadrada, a excentricidade inicial acontece na direção perpendicular à borda;
- Pilares de canto: são aqueles posicionados no apoio extremo de duas vigas, estando sujeitos a flexão oblíqua. As excentricidades iniciais acontecem nas direções das bordas.

a) Dimensões mínimas

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) a seção transversal de pilares, independente de sua forma, não deve ter dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, se aceita adotar dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que o esforço solicitante de cálculo seja majorado por um coeficiente adicional (γ_n) que muda de acordo com a menor dimensão da seção, dado pela tabela 17.

Tabela 17: Valores de coeficientes adicional γ_n para pilares-paredes.

b(cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Onde:

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

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

Nota:

a) O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares e pilares-parede, quando do seu dimensionamento.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Também, de acordo com a norma, em qualquer caso, não se permite pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm². E a maior dimensão da seção dos pilares não deve ultrapassar em cinco vezes a sua menor dimensão. Caso esta circunstância não seja atendida, o elemento estrutural deve ser dimensionado como pilar-parede.

b) Comprimento equivalente

Em conformidade com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o comprimento equivalente do pilar, tido como vinculado em ambas as extremidades, é o menor dos seguintes valores:

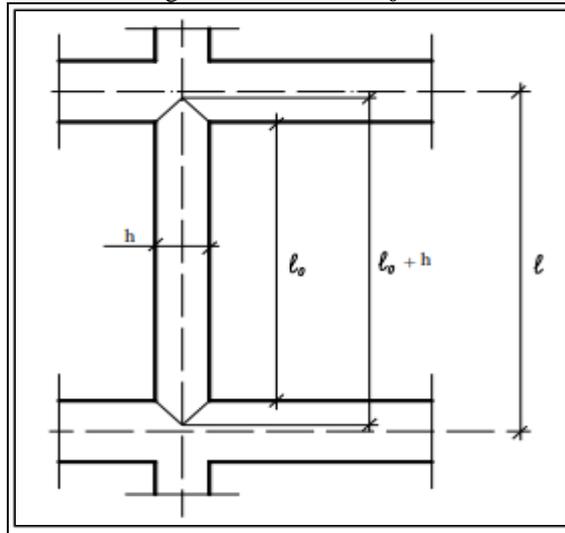
$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (76)$$

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

h = altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

l = distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

As distâncias l_0 e l podem ser obtidas com base na figura 12.

Figura 12: Distâncias l_0 e l .

Fonte:(BASTOS, 2017).

c) Pré-dimensionamento

Conforme as especificações da NBR 6118 (ABNT, 2014), para o pré-dimensionamento dos pilares, são possíveis considerar os mesmos com carga suposta centrada, submetidos à compressão simples com carga $Nd^* = \alpha \cdot Nk$, em que α leva em conta as excentricidades acidentais e de segunda ordem, onde:

- $\alpha = 1,8$ para pilares intermediários;
- $\alpha = 2,0$ a $2,2$ para pilares de borda;
- $\alpha = 2,2$ a $2,5$ para pilares de canto.

A expressão para o pré-dimensionamento é dado a seguir:

$$A_{c \text{ ideal}} = \frac{Nd^*}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot (1 - \rho) + \rho \cdot \sigma_s} \quad (77)$$

Em que:

- Taxa ideal de armadura: $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ ($1,5\% \leq \rho_{\text{méd}} \leq 2,0\%$).

d) Classificação quanto à esbeltez

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) os pilares podem ser classificados de acordo com seu índice de esbeltez, como:

- Pilares curtos ($\lambda < \lambda_1$): os efeitos de 2ª ordem podem ser ignorados, dado que o índice de referência é superior ao índice de esbeltez;
- Pilares medianamente esbeltos ($\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$): os efeitos de 2ª ordem podem ser adotados determinando-se métodos aproximados como o método do pilar-padrão com rigidez aproximada ou com curvatura;
- Pilares esbeltos ($90 < \lambda \leq 140$): os efeitos de 2ª ordem podem ser analisados com o processo do pilar-padrão utilizando diagramas M, N, l/r para a curvatura crítica. O efeito da fluência deve ser empregado;
- Pilares muito esbeltos ($140 \leq \lambda \leq 200$): os efeitos de 2ª ordem devem ser determinados pelo método geral, considerando o efeito da fluência.

e) Índice de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (78)$$

Sendo $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ → raio de giração do pilar.

- Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (79)$$

Em que:

- e_1 : excentricidade de 1ª ordem;
- α_b : coeficiente dado de acordo com a vinculação e do carregamento atuante.

O valor α_b , conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) é obtido conforme tabela 18.

Tabela 18: Determinação de α_b .

Situação	Valor de α_b
Para pilares biapoiados sem cargas transversais	$\alpha_b = 0,60 + 0,40x \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$ <p style="text-align: center;">Sendo: $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$</p>
Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas, ao longo da altura	$\alpha_b = 1,0$
Para pilares em balanço	$\alpha_b = 0,80 + 0,20x \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85$ <p style="text-align: center;">Sendo: $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$</p>
Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo	$\alpha_b = 1,0$

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

- Esbeltez Máxima

A NBR 6118 (ABNT, 2014) não aconselha o projeto e construção de pilares com índice de esbeltez superior a 200.

f) Momento mínimo

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (80)$$

Sendo N_d , correspondente a força normal de cálculo.

Como prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014), quando houver necessidade do cálculo dos efeitos de 2ª ordem e se o momento mínimo for maior que o momento de 1ª ordem, o momento mínimo deve ser acrescido aos momentos de 2ª ordem.

g) Determinação dos efeitos de 2ª ordem

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que para pilares com índice de esbeltez menor que 90 e com armadura simétrica, os efeitos de segunda ordem locais podem ser determinados

através de métodos aproximados, sendo abordado neste trabalho o Método do Pilar-Padrão com curvatura aproximada, considerando a curvatura da seção crítica. A superposição dos efeitos de 1ª e 2ª ordem resulta em um momento total máximo no pilar:

$$M_{d,total} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (81)$$

Onde:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}: \text{Curvatura da seção crítica;}$$

$$- \nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}: \text{Força normal adimensional;}$$

$-M_{1d,A}$: maior valor absoluto de momento de 1ª ordem ao longo do pilar.

h) Dimensionamento da armadura longitudinal

A obtenção da armadura longitudinal pode ser realizada por meio de ábacos, onde estes fornecem coeficientes adimensionais (ω) em relação à disposição das barras longitudinais, das dimensões da seção e dos esforços atuantes, representados pelos coeficientes adimensionais μ_d e ν_d .

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) o cálculo do coeficiente μ_d para utilização dos ábacos é expresso por:

$$\mu_d = \frac{M_d}{A_{seção} \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (82)$$

Extraídos os coeficientes ω do ábaco, a área de aço é calculada por:

$$A_s = \omega \cdot A_{seção} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (83)$$

- Armadura longitudinal mínima

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

(84)

Além da área mínima exigido por norma, deve-se atender a exigência do item 18.4.2.1 que prescreve que o diâmetro das barras longitudinais não deve ser menor que 10 mm.

- Armadura longitudinal máxima

$$A_{s,máx} = 0,08.A_c \quad (85)$$

Este valor deve também atender as regiões de emenda. Além disso, a norma determina no item 18.4.2.1 que o diâmetro das barras não deve ultrapassar a 1/8 da menor dimensão transversal.

- Espaçamento das barras

O espaçamento mínimo e máximo entre as barras deve atender aos seguintes valores estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$s_{min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{barra} \\ 1,2 \cdot \phi_{máx,agregado} \end{cases} \quad (86)$$

$$s_{máx} \leq \begin{cases} 2 \text{ vezes a menor dimensão} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad (87)$$

i) Dimensionamento da armadura transversal

A NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve que o diâmetro dos estribos e espaçamento longitudinal nos pilares não deve ser inferior ao maior dos seguintes valores:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_1}{4} \end{cases} \quad (88)$$

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão } (b) \\ 12 \cdot \phi_{\text{barra}} \end{cases} \quad (89)$$

5 CUSTOS

“O custo total de uma obra é fruto do custo orçado para cada um dos serviços integrantes da obra. Portanto, a origem da quantificação está na identificação dos serviços. Um orçamento, por mais cuidadoso que seja feito, estará longe de ser completo se excluir algum serviço requerido pela obra.” (MATTOS, 2006).

De acordo com Tisaka (2011) custo vem a ser a somatória de custos unitários referente aos serviços necessários para a construção, juntamente com custos de infraestrutura e apoio à obra, imprescindíveis para a execução da edificação. Os custos são divididos em dois tipos: os custos diretos e os indiretos.

5.1 Custos diretos

Segundo Tisaka (2011) o custo direto ou despesas são todos aqueles custos envolvidos diretamente na produção e execução da obra, ou seja, insumos, os quais são constituídos por materiais, mão de obra e toda a infraestrutura de apoio que serão necessárias para a execução da obra.

Os custos diretos são representados em planilha, onde fazem parte:

- Quantitativos de todos os serviços e respectivos custos obtidos através da composição dos custos unitários;
- Custo de preparação do canteiro de obras, mobilização e desmobilização;
- Custos da administração local com a previsão dos gastos com os técnicos (encarregado, mestre, engenheiro, etc.), administrativo (encarregado de escritório, de higiene e segurança, apontador, escriturário, motorista, vigia, etc.) e de apoio (almoxarife, mecânico de manutenção, enfermeiro, etc.).

5.2 Composição de custos unitários

Segundo Tisaka (2011) é necessário que sua composição seja conhecida, ou seja, quantidade de material utilizado, número de pessoas qualificadas e não qualificadas, número de horas dos equipamentos utilizados, isso tudo ocorre, para se fazer o cálculo correto dos

custos unitários da obra. Para entender melhor o funcionamento da composição é necessário saber a relação de insumos e serviço apresentados a seguir de acordo com o autor:

- “Insumos: material (areia, pedra, cimento, etc), mão-de-obra (pedreiro, servente, etc) e equipamentos (betoneiras, furadeiras, lixadeiras, etc).
- Serviços: o conjunto de insumos combinados a serem realizados no andamento da obra.

Os valores para a composição de custos podem ser consultados em literaturas, como a Tabela de Composição de Preços para Orçamentos (TCPO), sendo a base para quantificar os materiais e taxas horárias de funcionários e equipamentos.” (TISAKA, 2011).

5.3 Custos indiretos

De acordo com Mattos (2006):

“Os custos indiretos são aqueles que não estão diretamente associados aos serviços de campo em si, mas que são requeridos para que tais serviços possam ser feitos.”

De acordo com Tisaka (2011) os custos indiretos são custos específicos da parte de administração geral, que são ligados diretamente a determinada obra, como por exemplo, gerente de contrato, engenheiro fiscal e suas despesas alimentação e viagem e o rateio dos custos total da administração central, o qual é constituído pelo salário dos funcionários, pró-labore de diretores, apoio técnico-administrativo e o de planejamento, compras, contabilidade, contas a pagar e receber, almoxarifado central, transporte de materiais e de pessoas, impostos, taxas, seguros, entre outros.

Ainda de acordo com Tisaka (2011) o BDI (ou seja, benefícios e custos indiretos) e os custos indiretos são compostos:

- Custo financeiro do capital de giro;
- Despesas;
- Taxa de risco do empreendimento;
- Taxa de comercialização;
- Tributos;
- Lucros ou benefícios.

Segundo Mattos (2006) o BDI vem a ser o fator de majoração, sendo ele expresso em porcentagem, devendo ser aplicado ao custo direto, tendo como sua finalidade a de representar o custo indireto e o lucro, além de impostos incidentes.

6 METODOLOGIA

O estudo de caso tem como objetivo realizar um comparativo de custo com materiais em um edifício comercial sendo empregado o sistema estrutural de concreto armado em comparação com o sistema de alvenaria estrutural com blocos de concreto, por meio do dimensionamento desses sistemas.

Na primeira etapa do trabalho, foi feita a revisão bibliográfica descrevendo as características, materiais, vantagens, desvantagens e as etapas dos respectivos dimensionamentos.

Em seguida foi realizado o dimensionamento dos elementos estruturais em concreto armado e alvenaria estrutural.

Por meio de dados retirados dos preços de insumos da tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – Caixa (SINAPI) e pesquisa de preço de mercado, foi realizado o orçamento da superestrutura do edifício, sendo realizada em concreto armado e em alvenaria estrutural.

Ao final dos projetos e da orçamentação, foi realizado o comparativo identificando o consumo e custo com materiais para estruturas em concreto armado (concreto, aço, fôrma e bloco) e em alvenaria estrutural (bloco, argamassa, graute e aço). E assim, identificar a melhor opção estrutural para a situação proposta. O estudo em questão seguia sequência descrita abaixo em sua elaboração:

- a) Lançamento da estrutura no software Eberick V9 (concreto armado e alvenaria estrutural);
- b) Dimensionamento dos elementos estruturais;
- c) Detalhamento dos elementos estruturais;
- d) Consumo e levantamento de custo com materiais;
- e) Análise comparativa do edifício comercial (concreto armado e alvenaria estrutural).

6.1 Estudo de caso

Para o estudo em questão será proposto um projeto de um edifício comercial, com o intuito de obtermos uma análise entre ambos os sistemas abordados neste trabalho, trata-se de uma edificação comercial, que será implantada no município de Três Corações – MG. A obra possui uma área total de 1166,07 m², e o terreno possui 300 m². A edificação comercial consiste em uma estrutura de 8 pavimentos tipo e térreo, com pé direito de 2,90 m para todos os pavimentos. O térreo da edificação possui área de 117,03 m² composta por oito vagas para

garagens. Os oito pavimentos tipo possuem duas partes para salas com uma área total de 131,13 m² cada. Cada parte é composta por três salas, dois banheiros, e uma varanda, totalizando uma área total de 49,70 m². Para o estudo em questão será apresentada a superestrutura da edificação tanto na alvenaria estrutural quanto no concreto armado, a estrutura foi lançada no software de cálculo estrutural. O projeto em questão foi disponibilizado pelo engenheiro civil Laureci Izidoro da Silva. Para este trabalho são apresentadas as representações gráficas de plantas baixas, cortes e fachadas do projeto arquitetônico, planta de forma e detalhamento, conforme anexos.

6.2 Critérios adotados

Para o estudo de caso em questão será adotado para a estrutura em concreto armado lajes maciças, vigas e pilares, e para a estrutura em alvenaria estrutural serão adotadas lajes maciças e paredes estruturais de blocos de concreto para os oito pavimentos tipo, e para a garagem serão adotadas lajes maciças, vigas e pilares.

O peso próprio da estrutura é subdividido pelos seus elementos estruturais, lajes, vigas, pilares e paredes estruturais. Para a determinação dos carregamentos, foram admitidos os pesos específicos dos materiais utilizados indicados na NBR 6120 (ABNT, 1980), o peso específico da alvenaria foi retirado da NBR 15961-1 (ABNT, 2011), como mostrados abaixo:

- a) Concreto armado = 25 kN/m³;
- b) Alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto = 14 kN/m³;
- c) Alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto preenchidos com graute = 24 kN/m³;
- d) Alvenaria não estrutural de blocos vazados de concreto = 13 kN/m³;
- e) Argamassa de cimento, cal e areia = 19 kN/m³;
- f) Concreto = 24 kN/m³.

6.2.1 Sistema estrutural em concreto armado

- a) Planta de fôrmas: utilizando as plantas baixas do projeto arquitetônico foram elaboradas as plantas de fôrmas para o projeto em questão, e apresentadas em anexos;
- b) Classe de agressividade ambiental: o local de execução da obra ficará na zona urbana do município de Três Corações – MG, logo, será adotada a classe de agressividade ambiental II (moderada), com pequeno risco de deterioração da estrutura;

- c) Qualidade do concreto de cobrimento: para o caso em questão a classe do concreto C30 (30 MPa). Foram respeitados os cobrimentos nominais para laje (25 mm) e para viga/pilar (30 mm) por conta de pertencer à classe de agressividade ambiental II;
- d) Aço: os aços utilizados foram CA-50 e CA-60 (500 e 600 MPa, respectivamente);
- e) Dimensões mínimas para estruturas em concreto armado:
 - Lajes maciças: Para o projeto em questão, a espessura mínima é de 15 cm.
 - Vigas: dimensão das vigas é de (20x40) cm.
 - Pilares: a dimensão dos pilares para o projeto em questão é de (25x50) cm.
- f) Dimensionamento: as estruturas em concreto armado foram dimensionadas no software de cálculo estrutural Eberick V9.

6.2.2 Sistema em alvenaria estrutural

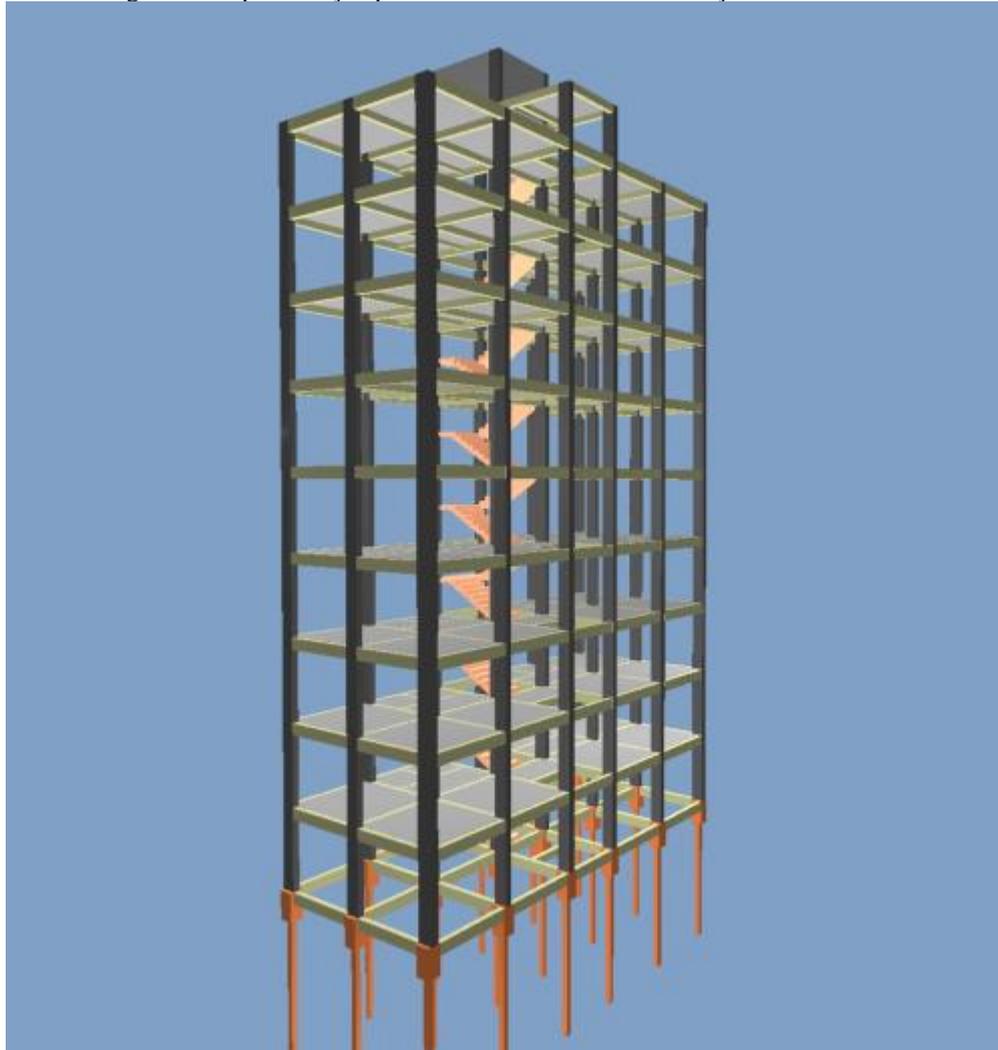
- a) O bloco estrutural utilizado foi o bloco de concreto; a resistência mínima para os blocos é de 6,0 MPa, com resistência característica à compressão do prisma oco igual a 4,80 MPa e do prisma cheio com graute igual a 8,40 MPa. As dimensões dos blocos foram definidas através do projeto de modulação encontrados em anexos.
- b) Modulação: utilizando as plantas baixas foram feitas as modulação vertical e a modulação vertical para o projeto em questão, adotando as dimensões dos blocos disponíveis.
- c) Dimensionamento: o dimensionamento do edifício em alvenaria estrutural foram lançados no software de cálculo estrutural Eberick V9.

7 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO EM CONCRETO ARMADO

7.1 Concepção estrutural

A locação dos elementos estruturais foi feita com base no comportamento primário dos mesmos. Em todos os pavimentos as lajes foram posicionadas seguindo as definições do projeto arquitetônico. Já as vigas foram posicionadas nas bordas das lajes e onde existem paredes. Em algumas situações não é possível apoiar as vigas diretamente sobre os pilares, assim, como é comum, algumas vigas apoiam-se sobre outras vigas. Na figura 13 podemos ver o pórtico 3D da estrutura em concreto armado.

Figura 13: Apresentação pórtico 3D concreto armado lançado no software.

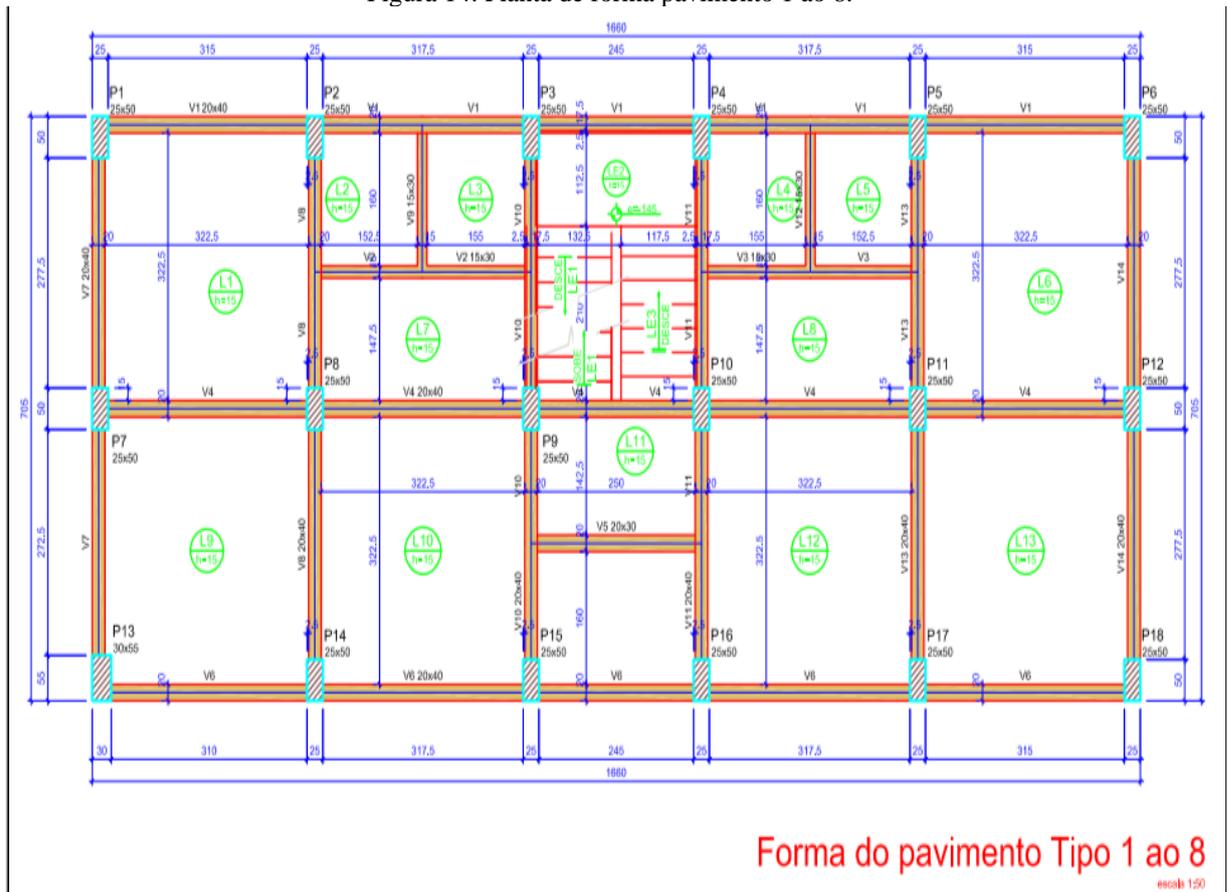


Fonte: a autora.

Na escolha da posição dos pilares foram usados como parâmetros os encontros de vigas, espaçamento máximo de 6 metros entre pilares, e também evitar interferir no projeto arquitetônico.

As dimensões dos elementos estruturais foram escolhidas de modo a obter uma maior uniformidade de dimensões, facilitando assim a execução e permitindo o reaproveitamento das fôrmas. Utilizando as plantas baixas do projeto arquitetônico foram determinadas as plantas de fôrmas para o projeto em questão. Na figura 14 podemos ver a planta de forma do pavimento 1 ao 8, e também são mostradas nos anexos.

Figura 14: Planta de forma pavimento 1 ao 8.



Fonte: a autora.

7.2 Dados preliminares

Para o dimensionamento das estruturas em concreto armado foram admitidos os seguintes dados de projeto:

- Concreto com resistência característica $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ para lajes, as vigas e pilares;
- Cobrimento nominal da armadura de 25 mm para lajes e 30 mm para pilares e vigas, admitindo classe de agressividade ambiental II;
- Espessura para laje igual a 15 cm;
- Menor dimensão para vigas 20 cm e pilares igual a 25 cm;
- Sobrecarga na laje conforme a NBR 6120 (ABNT, 1980) igual a $2,0 \text{ kN/m}^2$;
- Paredes externas e internas: blocos de concreto com espessura de 14 cm
- Aço CA-50 e CA-60 para vigas e pilares;
- Pé direito: 2,90 metros;
- Escada: a escada foi considerada com peso próprio igual a $3,75 \text{ kN/m}^2$; e a ação variável igual a $3,0 \text{ kN/m}^2$.

7.3 Laje maciça

O dimensionamento das lajes foi realizado pelo software Eberick V9, lançadas com espessura de 15 cm, a seguir será descrito na tabela 19, o resultado geral de cálculo gerado para as lajes do pavimento tipo 1, e cujo roteiro foi seguido para o dimensionamento das demais lajes do edifício.

Tabela 19: Resultados da Laje Pavimento Tipo 1.

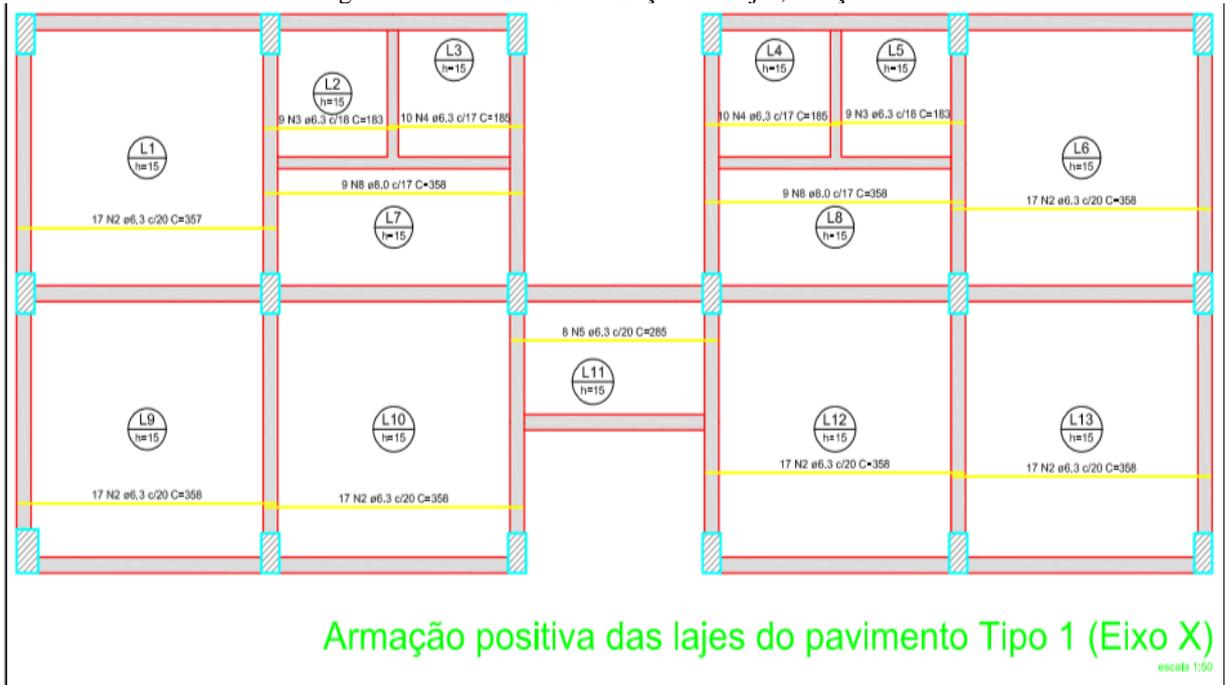
Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Asy	Flecha (cm)
L1	15	625.00	558	510	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.09
L2	15	625.00	898	327	As = 1.73 cm ² /m (ø6.3 c/18 - 1.73 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.20
L3	15	625.00	909	320	As = 1.75 cm ² /m (ø6.3 c/17 - 1.83 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.20
L4	15	625.00	909	320	As = 1.75 cm ² /m (ø6.3 c/17 - 1.83 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.20
L5	15	625.00	898	327	As = 1.73 cm ² /m (ø6.3 c/18 - 1.73 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.20
L6	15	625.00	559	509	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.09
L7	15	625.00	186	1399	As = 1.13 cm ² /m (ø6.0 c/25 - 1.13 cm ² /m)	As = 2.90 cm ² /m (ø8.0 c/17 - 2.96 cm ² /m)	-0.20
L8	15	625.00	186	1399	As = 1.13 cm ² /m	As = 2.90 cm ² /m	-0.20

					($\phi 6.0$ c/25 - 1.13 cm ² /m)	($\phi 8.0$ c/17 - 2.96 cm ² /m)	
L9	15	625.00	574	485	As = 1.51 cm ² /m ($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m ($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.09
L10	15	625.00	559	505	As = 1.51 cm ² /m ($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m ($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.09
L11	15	625.00	158	577	As = 1.51 cm ² /m ($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m ($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.07
L12	15	625.00	558	505	As = 1.51 cm ² /m ($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m ($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.09
L13	15	625.00	579	483	As = 1.51 cm ² /m ($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m ($\phi 6.3$ c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.09

Fonte: a autora.

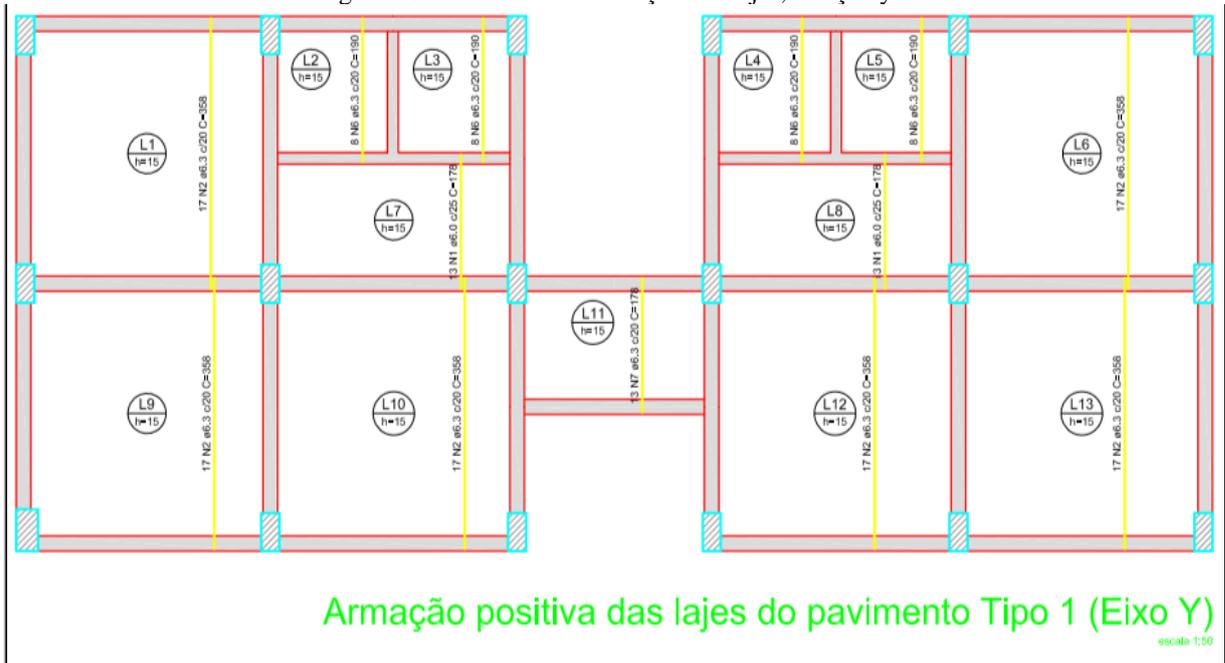
As figuras 15 e 16 nos mostram as armações positivas das lajes nas direções x e y do pavimento tipo 1.

Figura 15: Detalhamento armação nas lajes, direção x.



Fonte: a autora.

Figura 16: Detalhamento armação nas lajes, direção y.



Fonte: a autora.

7.4 Vigas

O dimensionamento das vigas foi realizado pelo software Eberick V9, lançadas com dimensões de (20x40) cm, a seguir será descrito na tabela 20 o resultado geral do cálculo para

a viga V1, do pavimento tipo 1, e cujo roteiro foi seguido para o dimensionamento das demais vigas do edifício.

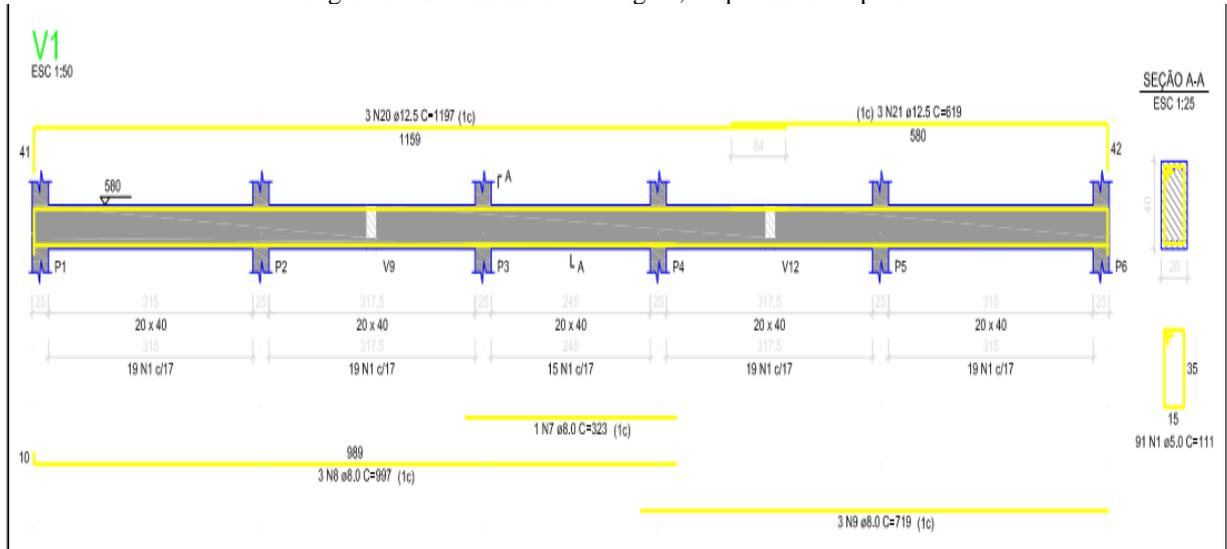
Tabela 20: Resultados da viga V1 Pavimento Tipo 1.

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
P1	25.00			3 ϕ 12.5 3.63					0.07	
1	315.00	20.00 x 40.00	3 ϕ 8.0 1.34			ϕ 5.0 c/ 17			0.03	0.23
P2	25.00			3 ϕ 12.5 3.67					0.08	
2	317.50	20.00 x 40.00	3 ϕ 8.0 1.28			ϕ 5.0 c/ 17			0.09	0.29
P3	25.00			3 ϕ 12.5 3.49					0.07	
3	245.00	20.00 x 40.00	4 ϕ 8.0 1.74			ϕ 5.0 c/ 17			0.00	0.22
P4	25.00			7 ϕ 8.0 3.49					0.04	
4	317.50	20.00 x 40.00	3 ϕ 8.0 1.27			ϕ 5.0 c/ 17			0.09	0.29
P5	25.00			3 ϕ 12.5 3.73					0.09	
5	315.00	20.00 x 40.00	3 ϕ 8.0 1.32			ϕ 5.0 c/ 17			0.03	0.23
P6	25.00			3 ϕ 12.5 3.68					0.07	

Fonte: a autora.

Na figura 17 nos mostra o detalhamento da viga 1 do pavimento tipo 1.

Figura 17: Detalhamento da viga 1, do pavimento tipo 1.



Fonte: a autora.

7.5 Pilares

A seção do pilar foi mantida para os demais pavimentos. Dimensionados com o auxílio do software Eberick V9, foi lançado todos os pilares, com dimensão de (25 x 50) cm, exceto o pilar P13 que não passou na verificação, sendo aumentado para a dimensão (30 x 55) cm, na tabela 21 podemos ver o resultado geral dos pilares no pavimento tipo 1 gerado pelo software.

Tabela 21: Resultados dos pilares do pavimento tipo 1.

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	libvínc lihvínc (cm)	Ndmáx Ndmín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1 1:20	25.00	580.00	290.00 RR	89.42	2922	5179	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
	X	290.00	290.00 RR	19.90	2963	3292	3.14 4 ø 10.0		20.07
	50.00						0.5 8 ø 10.0		
P2 1:20	25.00	580.00	290.00 RR	136.31	3621	7577	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
	X	290.00	290.00 RR	51.15	3624	8677	3.14 4 ø 10.0		20.07
			290.00						

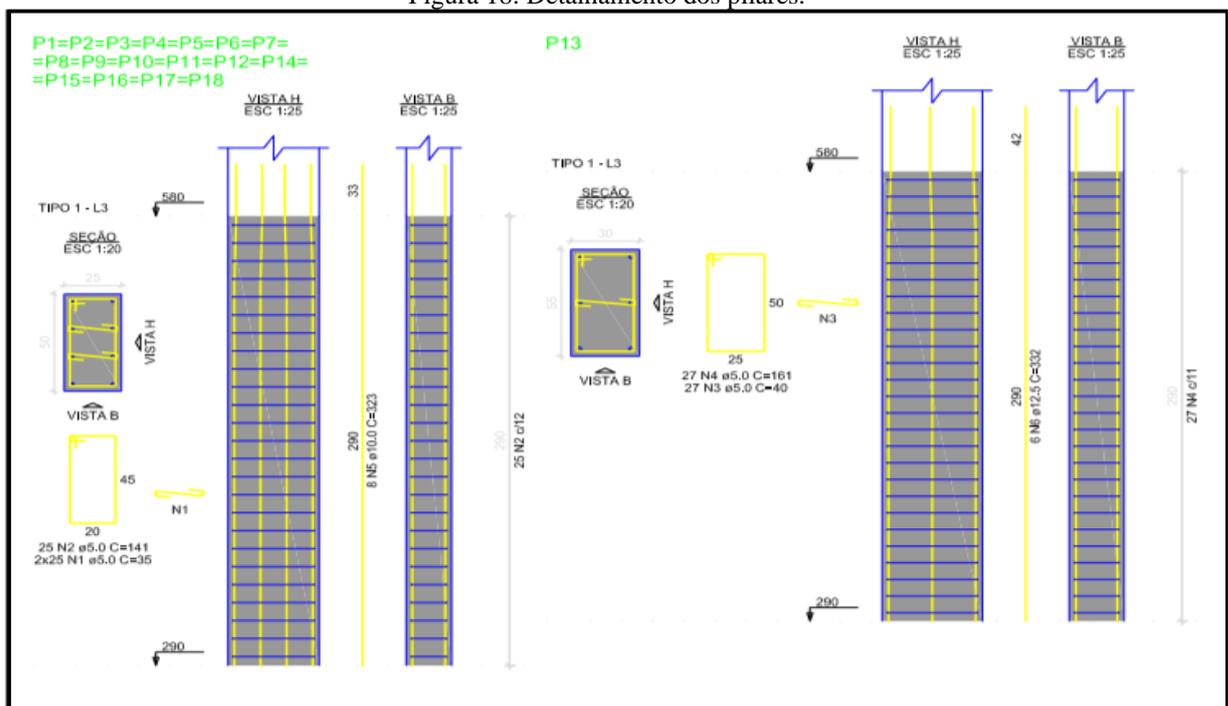
	50.00		RR				0.5 8 ø 10.0		
P3	25.00	580.00	290.00	140.40	4110	7458	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
1:20	X	290.00	290.00	49.50	4105	7762	3.14 4 ø 10.0		20.07
	50.00		RR				0.5 8 ø 10.0		
P4	25.00	580.00	290.00	141.27	4051	7447	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
1:20	X	290.00	290.00	49.97	4045	7063	3.14 4 ø 10.0		20.07
	50.00		RR				0.5 8 ø 10.0		
P5	25.00	580.00	290.00	136.53	3685	7443	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
1:20	X	290.00	290.00	50.68	3688	6248	3.14 4 ø 10.0		20.07
	50.00		RR				0.5 8 ø 10.0		
P6	25.00	580.00	290.00	90.13	2952	6641	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
1:20	X	290.00	290.00	19.36	2988	4510	3.14 4 ø 10.0		20.07
	50.00		RR				0.5 8 ø 10.0		
P7	25.00	580.00	290.00	92.04	3199	8975	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
1:20	X	290.00	290.00	48.00	3240	7125	3.14 4 ø 10.0		20.07
	50.00		RR				0.5 8 ø 10.0		
P8	25.00	580.00	290.00	144.31	3437	11054	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
1:20	X	290.00	290.00	92.99	3405	11879	3.14 4 ø 10.0		20.07
	50.00		RR				0.5 8 ø 10.0		
P9	25.00	580.00	290.00	164.87	3480	10588	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
1:20	X	290.00	290.00	98.37	3510	10716	3.14 4 ø 10.0		20.07
	50.00		RR				0.5 8 ø 10.0		
P10	25.00	580.00	290.00	166.35	3437	10632	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
1:20	X	290.00	290.00	99.19	3460	10186	3.14 4 ø 10.0		20.07
	50.00		RR				0.5 8 ø 10.0		
P11	25.00	580.00	290.00	144.77	3471	11167	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
1:20	X	290.00	290.00	93.44	3439	10004	3.14 4 ø 10.0		20.07
	50.00		RR				0.5 8 ø 10.0		
P12	25.00	580.00	290.00	95.00	3216	10567	1.57 2 ø 10.0	ø 5.0 c/12	40.14
1:20	X	290.00	290.00	49.79	3260	8671	3.14 4 ø 10.0		20.07
	50.00		RR				0.5 8 ø 10.0		
P13	30.00	580.00	290.00	97.12	3047	6483	2.45 2 ø 12.5	ø 5.0 c/11	33.45
1:20	X	290.00	290.00	21.11	2303	5562	3.68 3 ø 12.5		18.24
	55.00		RR				0.4 6 ø 12.5		

P14	25.00	580.00	290.00	290.00	119.66	3323	7035	1.57 2 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	40.14	
	X			290.00	290.00	40.62	2993	7922			3.14 4 ϕ 10.0
	1:20			50.00	RR						0.5 8 ϕ 10.0
P15	25.00	580.00	290.00	290.00	121.49	3666	7382	1.57 2 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	40.14	
	X			290.00	290.00	41.09	3443	7466			3.14 4 ϕ 10.0
	1:20			50.00	RR						0.5 8 ϕ 10.0
P16	25.00	580.00	290.00	290.00	121.85	3652	7361	1.57 2 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	40.14	
	X			290.00	290.00	41.19	3443	6804			3.14 4 ϕ 10.0
	1:20			50.00	RR						0.5 8 ϕ 10.0
P17	25.00	580.00	290.00	290.00	123.18	3164	6899	1.57 2 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	40.14	
	X			290.00	290.00	41.65	2919	5522			3.14 4 ϕ 10.0
	1:20			50.00	RR						0.5 8 ϕ 10.0
P18	25.00	580.00	290.00	290.00	88.52	2636	6647	1.57 2 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12	40.14	
	X			290.00	290.00	18.30	2272	4452			3.14 4 ϕ 10.0
	1:20			50.00	RR						0.5 8 ϕ 10.0

Fonte: a autora.

Na figura 18 podemos ver o detalhamento dos pilares.

Figura 18: Detalhamento dos pilares.



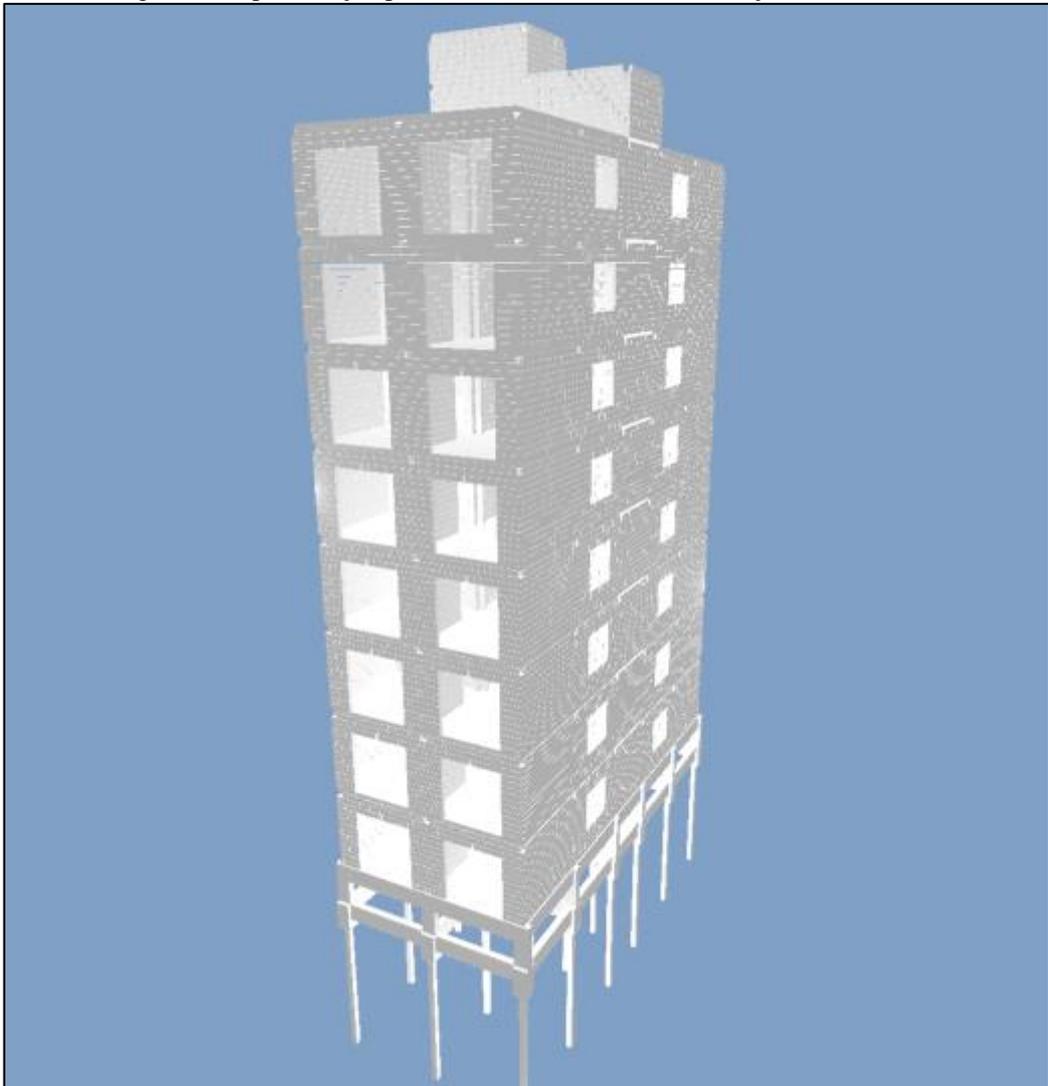
Fonte: a autora.

8 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

8.1 Modulação

No primeiro pavimento da edificação a estrutura foi projetada em sistema estrutural de concreto armado, chamado também de pavimento de transição, sendo dimensionado com vigas de (25x60) cm e pilares com a dimensões de (25x50) cm, a figura 19 nos mostra o pórtico em 3D da estrutura em alvenaria estrutural.

Figura 19: Apresentação pórtico 3D alvenaria estrutural lançada no software.

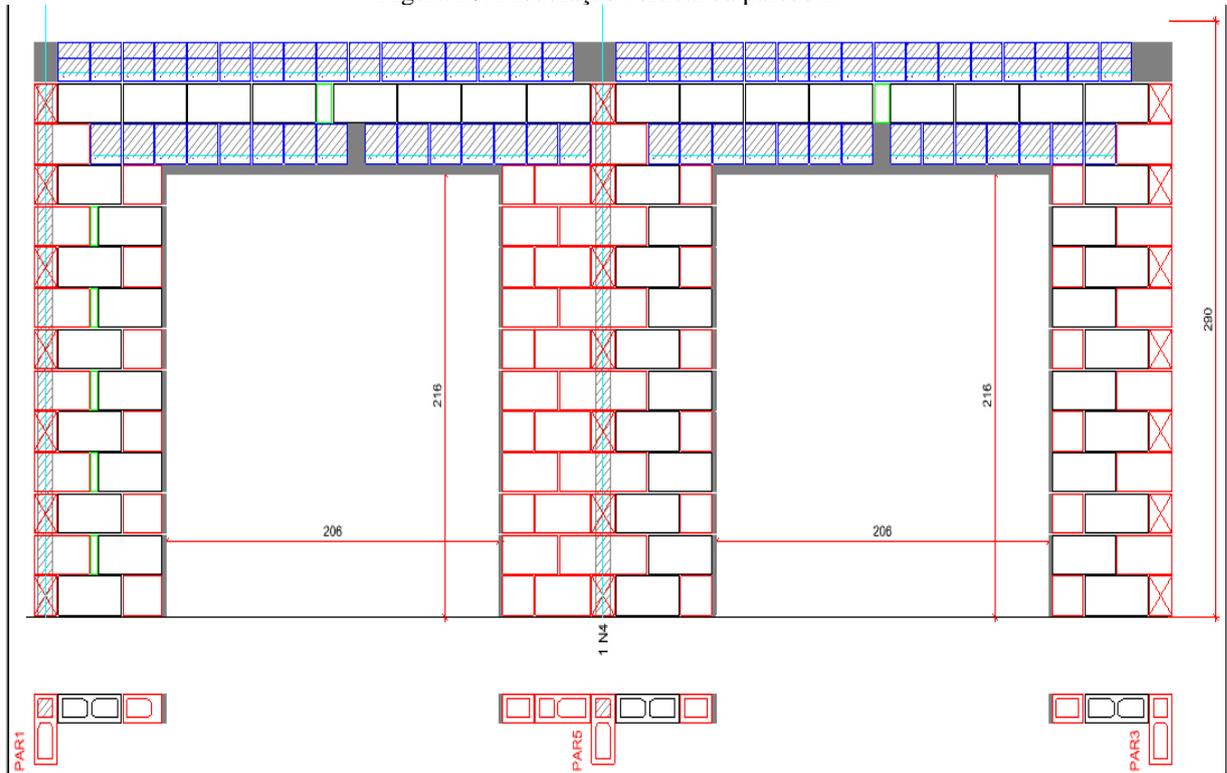


Fonte: a autora.

Já os demais pavimentos foram executados no sistema de alvenaria estrutural onde foram realizados os projetos de modulação horizontal (1ª, 2ª e demais fiadas), apresentados nos anexos, e a modulação vertical de cada parede, conforme projeto arquitetônico. Os blocos

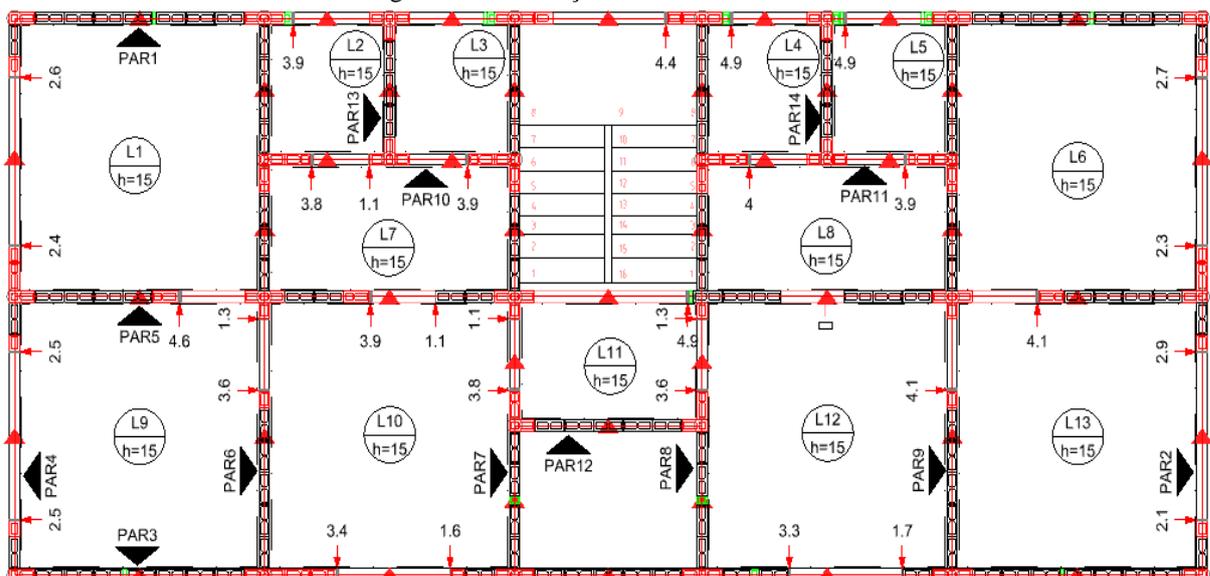
adotados foram com espessura de 14 cm, altura de 19 cm e comprimento variável dependendo do projeto de modulação. A figura 20 apresenta a modulação vertical da parede 02 e a figura 21 apresenta a modulação horizontal da 1ª fiada do pavimento tipo 1.

Figura 20: Modulação vertical da parede 2.



Fonte: a autora.

Figura 21: Modulação horizontal da 1ª fiada.



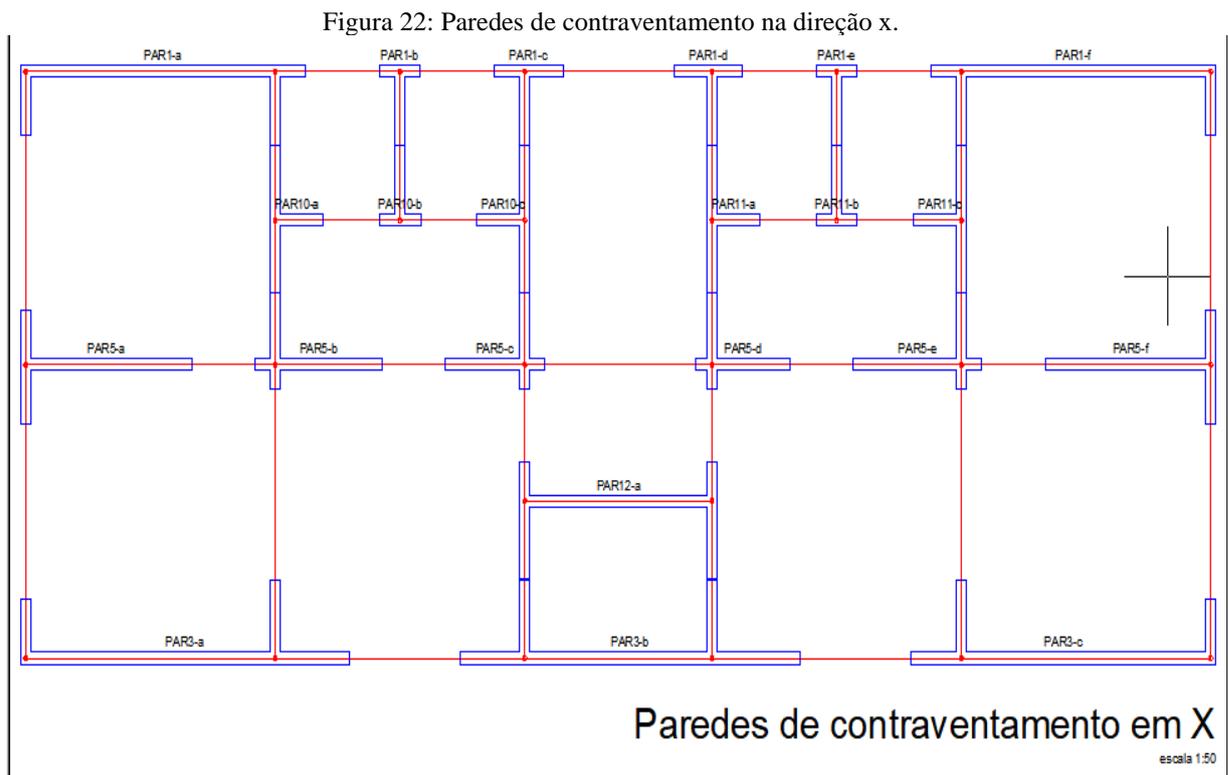
Fonte: a autora.

8.2 Paredes de contraventamento

No cálculo da flexão composta, interação da solicitação axial e momento fletor, que acontece em paredes de contraventamento de edifícios devido à ação do vento e desaprumo, é comum dividir a estrutura dos edifícios de alvenaria em duas direções principais para análise dos esforços, sendo analisado segundo as direções X e Y.

8.2.1 Paredes na direção X

Fazem parte do modelo as paredes dispostas na direção X mais as abas das paredes amarradas a essas limitando o comprimento da aba a seis vezes a espessura da parede, como as paredes tem espessura de 14 cm à aba ficará limitada a 84 cm. Na figura 22, são mostradas as paredes de contraventamento na direção X.

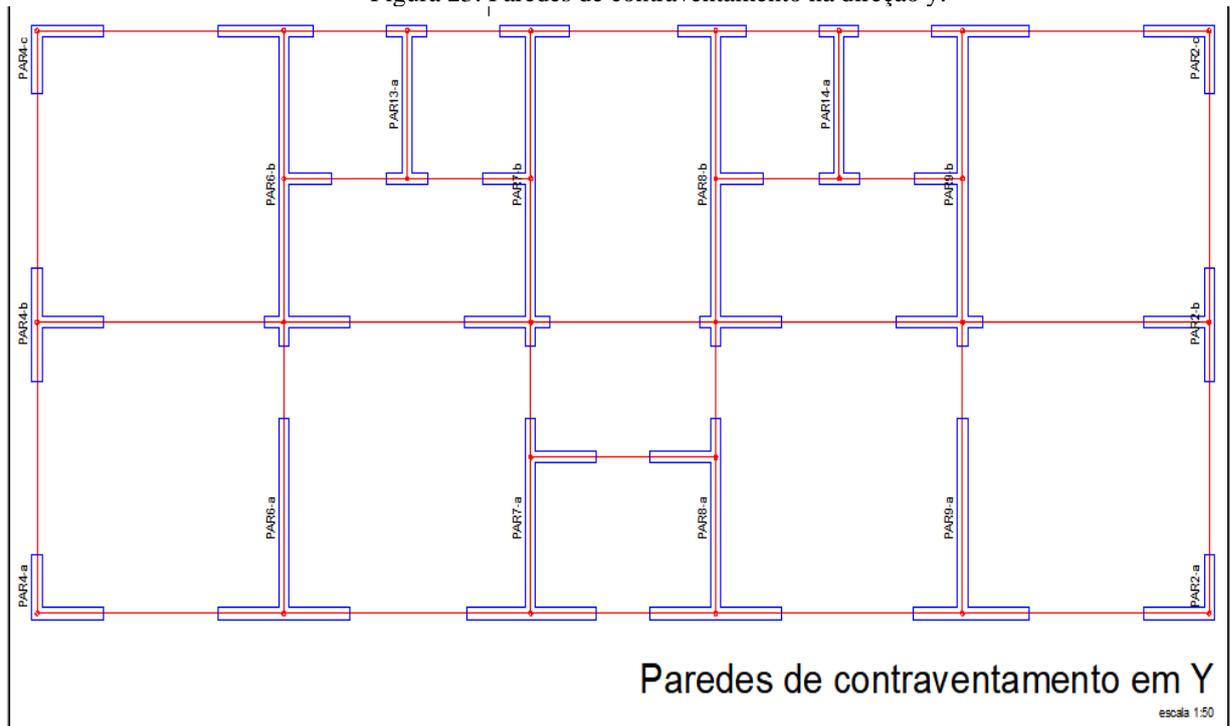


Fonte: a autora.

8.2.2 Paredes na direção Y

Fazem parte do modelo as paredes dispostas na direção Y mais as abas das paredes amarradas a essas. Na figura 23, são mostradas as paredes de contraventamento na direção Y.

Figura 23: Paredes de contraventamento na direção y.



Fonte: a autora.

8.3 Dados preliminares

Para o dimensionamento das lajes e paredes estruturais serão admitidos os seguintes dados de projeto:

- Concreto com resistência característica $f_{ck} = 25$ MPa;
- Espessura da alvenaria igual a 14 cm;
- Cobrimento nominal da armadura de 25 mm para lajes, admitindo classe de agressividade ambiental II;
- Espessura da laje igual a 15 cm;
- Dimensões das vigas pavimento térreo 25 x 60 cm;
- Dimensões dos pilares pavimento térreo 25 x 50 cm;
- Aço CA-50 para paredes estruturais, contra-vergas, vergas e cinta de amarração;
- Sobrecarga na laje conforme a NBR 6120 (ABNT, 1980) igual a 2,0 kN/m²;
- Paredes externas e internas: blocos de concreto estrutural com espessura de 14 cm
- Aço CA-50 para vigas e pilares;
- Pé direito: 2,90 metros;
- Escada: a escada foi considerada com peso próprio igual a 3,75 kN/m² e a ação variável igual a 3,0 kN/m².

8.4 Laje Maciça

O dimensionamento das lajes foi realizado pelo software Eberick V9, lançadas com espessura de 15 cm, a seguir será descrito na tabela 22, o resultado geral de cálculo gerado pelo software para as lajes do pavimento térreo, e cujo roteiro foi seguido para o dimensionamento das demais lajes do edifício.

Tabela 22: Resultados da Laje Pavimento Térreo.

Nome	Espessura (cm)	Carga (kgf/m ²)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Asx	Asy	Flecha (cm)
L1	15	625.00	536	513	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.07
L2	15	625.00	155	147	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.03
L3	15	625.00	165	127	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.03
L4	15	625.00	165	127	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.03
L5	15	625.00	155	147	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.03
L6	15	625.00	536	513	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.07
L7	15	625.00	262	139	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.03
L8	15	625.00	262	139	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.03
L9	15	625.00	543	504	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.07
L10	15	625.00	535	505	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.07

L11	15	625.00	230	102	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.01
L12	15	625.00	535	505	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.07
L13	15	625.00	543	504	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	As = 1.51 cm ² /m (ø6.3 c/20 - 1.56 cm ² /m)	-0.07

Fonte: a autora.

8.5 Vigas

O lançamento da transição no software Eberick V9, onde foram determinadas as dimensões de (25 x 60) cm para as vigas, para seu respectivo dimensionamento, a seguir será descrito na tabela 23, o resultado geral do cálculo para a viga V1 do pavimento térreo do edifício.

Tabela 23: Resultados da viga V1 do pavimento térreo.

Dados			Resultados							
Pilar Trecho	Apoio 1 e 1o (cm)	Seção (cm)	As Inf (cm ²)	As Sup (cm ²)	As esq trecho (cm ²)	Asw min (cm ²)	As dir trecho (cm ²)	Asw Pele (cm ²)	Fissura (mm)	Flecha (cm)
P1	25.00			6 ø 8.0 2.84					0.10	
1	315.04	25.00 x 60.00	9 ø 8.0 4.48		ø 5.0 c/ 7 39.00	ø 5.0 c/ 16	ø 8.0 c/ 6 97.00	2x3 ø 8.0	0.08	0.17
P2	25.00		2 ø 8.0 0.61	11 ø 12.5 13.86					0.06	
2	315.10	25.00 x 60.00	5 ø 16.0 9.93	2 ø 8.0 0.61	ø 8.0 c/ 6 19.00		ø 8.0 c/ 7 321.00	2x3 ø 8.0	0.10	0.18
P3	25.00		2 ø 8.0 0.61	4 ø 16.0 7.84					0.10	
3	230.00	25.00	3 ø 10.0			ø 5.0 c/ 16		2x3 ø 8.0	0.00	0.03

		x 60.00	2.25							
P4	25.00		2 ø 8.0 0.61	4 ø 16.0 7.89					0.10	
4	315.10	25.00 x 60.00	5 ø 16.0 9.98	2 ø 8.0 0.61	ø 8.0 c/ 7 321.00		ø 8.0 c/ 6 19.00	2x3 ø 8.0	0.10	0.18
P5	25.00		2 ø 8.0 0.61	11 ø 12.5 13.89					0.06	
5	315.03	25.00 x 60.00	9 ø 8.0 4.49		ø 8.0 c/ 6 97.00	ø 5.0 c/ 16	ø 5.0 c/ 7 39.00	2x3 ø 8.0	0.08	0.17
P6	25.00			6 ø 8.0 2.85					0.11	

Fonte: a autora.

8.6 Pilares

Dimensionados com o auxílio do software Eberick V9, foi lançado todos os pilares para o pavimento de transição, com dimensão de (25 x 50) cm, como podemos verificar na tabela 24, o resultado geral dos pilares no pavimento térreo.

Tabela 24: Resultados dos pilares do pavimento térreo.

Dados				Resultados					
Pilar	Seção (cm)	Nível Altura (cm)	libvínc lihvínc (cm)	Ndmáx Ndmín (tf)	MBd topo MBd base (kgf.m)	MHd topo MHd base (kgf.m)	As b Armaduras As h % armad total	Estribo Topo Base cota	Esb b Esb h
P1	25.00	0.00 150.00	150.00	38.97 3.54	6694 2978	3935 2280	4.02 2 ø 16.0	ø 5.0 c/15 ø 5.0 c/15	20.76 10.38
	X		RR				6.03 3 ø 16.0		
	50.00		150.00				RR		
P2	25.00	0.00 150.00	150.00	135.32 8.77	1969 1254	19440 4612	10.0 5 ø 16.0	ø 5.0 c/15 ø 5.0 c/15	20.76 10.38
	X		RR				6.03 3 ø 16.0		
	50.00		150.00				RR		
P3	25.00	0.00	150.00	105.76	5688	20402	10.0 5 ø 16.0		20.76

1:20	X 50.00	150.00	RR 150.00 RR	-12.37	2510	4986	10.0 5 ϕ 16.0 2.6 16 ϕ 16.0	ϕ 5.0 c/8 ϕ 5.0 c/8	10.38
P4	25.00 X	0.00	150.00 RR	106.11	5696	20337	10.0 5 ϕ 16.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	-12.72	2487	4974	10.0 5 ϕ 16.0 2.6 16 ϕ 16.0	ϕ 5.0 c/8 ϕ 5.0 c/8	10.38
P5	25.00 X	0.00	150.00 RR	135.28	1978	19469	10.0 5 ϕ 16.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	8.87	1233	4606	6.03 3 ϕ 16.0 1.9 12 ϕ 16.0	ϕ 5.0 c/15 ϕ 5.0 c/15	10.38
P6	25.00 X	0.00	150.00 RR	39.00	6720	3927	4.02 2 ϕ 16.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	3.54	2996	2267	6.03 3 ϕ 16.0 1.0 6 ϕ 16.0	ϕ 5.0 c/15 ϕ 5.0 c/15	10.38
P7	25.00 X	0.00	150.00 RR	59.24	7396	1119	1.57 2 ϕ 10.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	31.11	2614	2883	5.50 7 ϕ 10.0 0.9 14 ϕ 10.0	ϕ 5.0 c/12 ϕ 5.0 c/12	10.38
P8	25.00 X	0.00	150.00 RR	122.55	3719	27969	10.0 5 ϕ 16.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	43.37	2110	9565	12.06 ϕ 16.0 2.9 18 ϕ 16.0	ϕ 6.3 c/9 ϕ 6.3 c/9	10.38
P9	25.00 X	0.00	150.00 RR	110.06	3788	22674	12.5 4 ϕ 20.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	7.09	1877	10499	9.42 3 ϕ 20.0 2.5 10 ϕ 20.0	ϕ 5.0 c/7 ϕ 5.0 c/7	10.38
P10	25.00 X	0.00	150.00 RR	111.06	3770	22758	12.54 ϕ 20.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	5.95	1872	10516	9.42 3 ϕ 20.0 2.5 10 ϕ 20.0	ϕ 6.3 c/11 ϕ 6.3 c/11	10.38
P11	25.00 X	0.00	150.00 RR	123.04	3720	27764	12.54 ϕ 20.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	42.84	1965	9492	9.42 3 ϕ 20.0 2.5 10 ϕ 20.0	ϕ 6.3 c/9 ϕ 6.3 c/9	10.38
P12	25.00 X	0.00	150.00 RR	60.01	7042	1034	2.45 2 ϕ 12.5		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	30.35	2760	2819	4.91 4 ϕ 12.5 0.8 8 ϕ 12.5	ϕ 5.0 c/15 ϕ 5.0 c/15	10.38
P13	25.00 X	0.00	150.00 RR	60.08	5947	7555	4.02 2 ϕ 16.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	-15.12	2253	5350	6.03 3 ϕ 16.0 1.0 6 ϕ 16.0	ϕ 5.0 c/15 ϕ 5.0 c/15	10.38
P14	25.00	0.00	150.00	60.86	5944	7708	4.02 2 ϕ 16.0		20.76

1:20	X 50.00	150.00	RR 150.00 RR	-14.83	2257	5400	6.03 3 ø 16.0 1.0 6 ø 16.0	ø 5.0 c/15 ø 5.0 c/15	10.38
P15	25.00 X	0.00	150.00 RR	44.37	8768	4069	1.57 2 ø 10.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	4.92	3675	2686	8.64 11 ø 10.0 1.4 22 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12	10.38
P16	25.00 X	0.00	150.00 RR	85.82	3830	16864	6.14 5 ø 12.5		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	32.39	2238	2058	6.14 5 ø 12.5 1.6 16 ø 12.5	ø 5.0 c/15 ø 5.0 c/15	10.38
P17	25.00 X	0.00	150.00 RR	75.97	2555	4910	1.57 2 ø 10.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	-13.38	1729	3843	3.14 4 ø 10.0 0.5 8 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12	10.38
P18	25.00 X	0.00	150.00 RR	77.42	1436	4993	1.57 2 ø 10.0		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	-9.84	1279	3856	3.14 4 ø 10.0 0.5 8 ø 10.0	ø 5.0 c/12 ø 5.0 c/12	10.38
P19	25.00 X	0.00	150.00 RR	81.74	5141	16221	6.14 5 ø 12.5		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	29.81	2757	2093	4.91 4 ø 12.5 1.4 14 ø 12.5	ø 5.0 c/15 ø 5.0 c/15	10.38
P20	25.00 X	0.00	150.00 RR	43.96	8478	4061	2.45 2 ø 12.5		20.76
1:20	50.00	150.00	150.00 RR	6.30	3592	2653	8.59 7 ø 12.5 1.4 14 ø 12.5	ø 5.0 c/15 ø 5.0 c/15	10.38

Fonte: a autora.

9 COMPARATIVO DE CUSTO ENTRE CONCRETO ARMADO E ALVENARIA ESTRUTURAL

A seguir será descrito os quantitativos e os custos das composições que juntamente com a mão de obra correspondente, compõem as planilhas orçamentárias do sistema estrutural em concreto armado e alvenaria estrutural, tornando possível a comparação de custos do referente estudo realizado. Para a obtenção dos resultados dos orçamentos foram utilizadas as planilhas disponibilizadas pela CAIXA (SINAPI) e teve como data de referência setembro de 2019.

Com relação ao sistema de concreto armado, constituíram no quantitativo e orçamento da obra os materiais necessários para a execução dos pilares, vigas, lajes e alvenaria de vedação de bloco de concreto.

9.1 Sistema estrutural em concreto armado

Por meio do dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais em concreto armado, foi possível obter as quantidades de concreto, aço e área de fôrmas totais necessárias para a execução do sistema estrutural em concreto armado, mostrado na tabela 25. Decorrentes ao item da composição foram considerados oito aproveitamentos para as fôrmas, e a consideração da mão de obra referente a cada serviço está incluso dentro de cada item da planilha orçamentária.

Tabela 25: Quantitativo de materiais para o sistema estrutural em concreto armado.

Resumo por material e por elemento		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Reserv.	Total
Peso total +10% (kg)	CA 50	5.213,9	3.020,5	2.473,1	276,0	607,4	11.590,9
	CA 60	993,5	1.509,9	113,6	152,7	17,2	2.786,9
	Total	6.207,4	4.530,4	2.586,7	428,7	624,6	14.377,8
Volume concreto (m ³)	C - 25	0,0	0,0	118,0	18,3	7,6	143,9
	C - 30	73,8	62,3	0,0	0,0	0,0	136,1
	Total	73,8	62,3	118,0	18,3	7,6	280,0
Área de forma (m ²)		944,2	739,9	788,5	164,9	69,6	2.707,1
Consumo de aço (kg/m ³)		84,1	72,7	21,9	23,4	82,2	51,3

Fonte: a autora.

A tabelas 26 apresenta os custos e as quantidades dos materiais e mão de obra para a execução da superestrutura do edifício em concreto armado, sendo que os mesmos foram orçados pelo SINAPI/MG para o mês de setembro de 2019.

Tabela 26: Custo direto da superestrutura e paredes para o sistema estrutural em concreto armado.

ORÇAMENTO PARA CONSTRUÇÃO EM CONCRETO ARMADO					
Obra	Construção da parte estrutural do edifício				
Item	Descrição	Unid	Quant.	Preço Unt.R\$	Preço Total R\$
1	Superestrutura				
1.1	Pilares				
1.1.1	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-60 de 5,0 mm, montagem	kg	1.526,20	9,84	15017,80
1.1.2	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 10,0 mm, montagem	kg	2.751,90	6,83	18795,47

1.1.3	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 12,5 mm, montagem	kg	268,70	6,12	1644,44
1.1.4	Montagem, escoramento e desmontagem de fôrma de pilares retangulares, em chapa de madeira compensada resinada, 8 utilizações	m ²	739,90	43,89	32474,21
1.1.5	Concreto usinado e bombeado, com Fck 30 MPa, inclusive lançamento e acabamento	m ³	62,30	318,42	19837,56
TOTAL					87769,50
1.2	Vigas				
1.2.1	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 6,3 mm, montagem	kg	477,80	8,61	4113,85
1.2.2	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 8,0 mm, montagem	kg	1.205,80	8,38	10104,60
1.2.3	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 10,0 mm, montagem	kg	999,90	6,83	6829,31
1.2.4	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 12,5 mm, montagem	kg	1391,20	6,12	8514,14
1.2.5	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 16,0 mm, montagem	kg	1246,60	5,72	7130,55
1.2.6	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 20,0 mm, montagem	kg	500,20	5,28	2641,05
1.2.7	Montagem, escoramento e desmontagem de fôrma de viga, escoramento com garfo de madeira, em chapa de madeira compensada resinada, 8 utilizações	m ²	944,20	64,89	61269,13
1.2.8	Concreto usinado e bombeado, com Fck 30 MPa, inclusive lançamento e acabamento	m ³	73,80	318,42	23499,39
TOTAL					124102,0
1.3	Lajes				
1.3.1	Armação de laje de uma estrutura convencional de concreto armado de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 6,3 mm, montagem	kg	2323,00	7,69	17863,87
1.3.2	Armação de laje de uma estrutura convencional de concreto armado de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 8,0 mm, montagem	m ²	251,70	7,71	1940,60
1.3.3	Armação de laje de uma estrutura convencional de concreto armado de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-60 de 5,0 mm, montagem	m ²	11,90	8,64	102,81
1.3.4	Montagem, cimbramento e desmontagem de fôrma de laje maciça, em chapa de madeira compensada resinada, 8 utilizações	m ²	858,10	19,68	16887,40
1.3.5	Concreto usinado e bombeado, com Fck 25 MPa, inclusive lançamento e acabamento	m ³	125,20	306,87	38420,12
TOTAL					75214,82
1.4	Escadas				

1.4.1	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado, aço CA-50 de 6,3 mm, montagem	kg	169,60	13,01	2206,49
1.4.2	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado, aço CA-50 de 8,0 mm, montagem	kg	259,10	10,64	2756,82
1.4.3	Montagem, escoramento e desmontagem de fôrma para escadas, com 2 lances, em chapa de madeira compensada plastificada, 8 utilizações	m ²	164,90	98,79	16290,47
1.4.4	Concreto usinado e bombeado, com Fck 25 MPa, inclusive lançamento e acabamento	m ³	18,3	306,87	5615,72
TOTAL					26869,51
1.5	Paredes				
1.5.1	Alvenaria de vedação com blocos de concreto 14x19x39, (espessura 14 cm), juntas de 10 mm	m ²	1.358,30	58,26	79134,56
TOTAL					79134,56
TOTAL DA OBRA					393090,40

Fonte: a autora.

9.2 Sistema em alvenaria estrutural

Para o sistema em alvenaria estrutural o primeiro pavimento térreo será considerado estrutura em concreto armado, e para o segundo pavimento ao reservatório será considerado em alvenaria estrutural com blocos de concreto estrutural.

Por meio do dimensionamento e detalhamento do edifício em alvenaria estrutural, foi possível obter as quantidades e tipos de blocos, suas dimensões e resistência, a quantidade de aço e graute necessários para a execução do sistema em alvenaria estrutural. E por meio do dimensionamento e detalhamento das lajes, foi possível obter as quantidades de concreto, aço e área de fôrmas totais necessárias para a execução das mesmas.

A tabela 27 apresenta a quantidade de materiais necessários para a execução do pavimento térreo em concreto armado, incluindo os materiais da escada em concreto armado e de todas as lajes dos demais pavimentos.

Tabela 27: Quantitativo de materiais para o sistema estrutural em concreto armado para o pavimento térreo.

Resumo por material e por elemento		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	2.126,2	530,0	2.409,0	276,0	5.341,2
	CA60	313,6	83,4	0,0	152,7	549,7
	Total	2.439,8	613,4	2.409,0	428,7	5.890,9

Volume concreto (m ³)	C-25	28,0	3,8	120,9	18,3	171,0
Área de forma (m ²)		270,9	45,0	806,2	164,9	1.287,0
Consumo de aço (kg/m ³)		87,1	163,6	19,9	23,4	34,4

Fonte: a autora.

Já a tabela 28 apresenta a quantidade de materiais necessários para a execução da parte em alvenaria estrutural, onde foram descontados os vãos das janelas e portas para o levantamento quantitativo dos blocos, e para outros detalhes construtivos foi necessária a utilização de blocos canaletas tipo “J” empregados nas vergas e contravergas, cintas de amarração das paredes externas e paredes internas.

Foi utilizada uma bitola de 10 mm de diâmetro nos cantos das paredes que possui os pontos de grauteamento, vergas, contra-vergas, cinta de amarração e nos pontos verticais das janelas e portas.

Tabela 28: Quantitativo de materiais para o sistema de alvenaria estrutural pavimento 1 ao 8, e reservatório.

Blocos de concreto (unid)		
	Tipo de bloco e dimensão	
	Família 14x 39x 19	Quantidade
Paredes	Contrafiamento "L" (14x 19x 34)	3014
	Contrafiamento "T" (14x 19x 54)	1282
	Contrafiamento compensador (14x 19x 24)	152
	Inteiro (14x 19x 39)	14358
	Meio canaleta (14x 19x 19)	2886
	Meio canaleta J (14x 19x 19x 07)	56
	Meio canaleta J (14x 19x 19x 09)	56
	Meio canaleta J (14x 19x 19x 11)	2064
	Meio compensador (14x 19x 11)	1472
	Meio bloco (14x 19x 19)	1464
	Pastilha (14x 19x 04)	874
	Pastilha (14x 19x 09)	592
	Aço (kg)	Bitola Ø 10 mm
Argamassas e Grautes (m³)	10 Mpa	2,92
	6MPa	25,99
	8MPa	24,54

Fonte: a autora.

A tabela 29 apresenta os custos e quantidades dos materiais e mão de obra para a execução da superestrutura do edifício em alvenaria estrutural, sendo que os mesmos foram orçados pelo SINAPI/MG para o mês de setembro de 2019.

Tabela 29: Custo direto da superestrutura e paredes para o sistema estrutural em alvenaria estrutural.

ORÇAMENTO PARA CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURAL					
Obra	Construção da parte em alvenaria estrutural do edifício				
Item	Descrição	Unid.	Quant.	Preço Unt.R\$	Preço Total R\$
1	Superestrutura				
1.1	Pilares				
1.1.1	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 6,3 mm, montagem	kg	27,4	8,61	235,91
1.1.2	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-60 de 5,0 mm, montagem	kg	83,40	9,84	820,65
1.1.3	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 10,0 mm, montagem	kg	51,80	6,83	353,79
1.1.4	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 12,5 mm, montagem	kg	81,00	6,12	495,72
1.1.5	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 16,0 mm, montagem	kg	250,10	5,72	1430,57
1.1.6	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 20,0 mm, montagem	kg	119,60	5,28	631,48
1.1.7	Montagem,escoramento e desmontagem de fôrma de pilares retangulares, em chapa de madeira compensada resinada, 8 utilizações	m ²	45,00	43,89	1975,05
1.1.8	Concreto usinado e bombeado, com Fck 25 MPa, inclusive lançamento e acabamento	m ³	3,80	306,87	1166,10
TOTAL					7109,30
1.2	Vigas				
1.2.1	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 6,3 mm, montagem	kg	33,00	8,61	284,13
1.2.2	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 8,0 mm, montagem	kg	889,70	8,38	7455,68
1.2.3	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 10,0 mm, montagem	kg	613,80	6,83	4192,25
1.2.4	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 12,5 mm, montagem	kg	252,80	6,12	1547,13

1.2.5	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 16,0 mm, montagem	kg	218,10	5,72	1247,53
1.2.6	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 20,0 mm, montagem	kg	118,80	5,28	627,26
1.2.7	Armação de Pilar ou viga de uma estrutura convencional de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-60 de 5,0 mm, montagem	kg	313,60	9,84	3085,82
1.2.8	Montagem, escoramento e desmontagem de fôrma de viga, escoramento com garfo de madeira, em chapa de madeira compensada resinada, 8 utilizações	m ²	270,90	64,89	17578,70
1.2.9	Concreto usinado e bombeado, com Fck 25 MPa, inclusive lançamento e acabamento	m ³	28,00	306,87	8592,36
TOTAL					44610,89
1.3	Lajes				
1.3.1	Armação de laje de uma estrutura convencional de concreto armado de um edifício de múltiplos pavimentos, aço CA-50 de 6,3 mm, montagem	kg	2409,00	7,69	18525,21
1.3.4	Montagem, cimbramento e desmontagem de fôrma de laje maciça, em chapa de madeira compensada resinada, 8 utilizações	m ²	806,20	19,68	15866,02
1.3.5	Concreto usinado e bombeado, com Fck 25 MPa, inclusive lançamento e acabamento	m ³	120,90	306,87	37100,58
TOTAL					71491,81
1.4	Escadas				
1.4.1	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado, aço CA-50 de 6,3 mm, montagem	kg	169,60	13,01	2206,49
1.4.2	Armação de escada, com 2 lances, de uma estrutura convencional de concreto armado, aço CA-50 de 8,0 mm, montagem	kg	259,10	10,64	2756,82
1.4.3	Montagem escoramento e desmontagem de fôrma para escadas, com 2 lances, em chapa de madeira compensada plastificada, 8 utilizações	m ²	164,90	98,79	16290,47
1.4.4	Concreto usinado e bombeado, com Fck 25 MPa, inclusive lançamento e acabamento	m ³	18,3	306,87	5615,72
TOTAL					26869,51
1.5	Paredes				
1.5.1	Alvenaria estrutural com blocos de concreto 14x19x39 cm, com resistência de 6,0 MPa, juntas de 10 mm com argamassa industrializada	m ²	2261,6	65,42	147953,90
1.5.2	Armadura de aço CA-50, diâmetro de 10 mm, corte, dobra e montagem	kg	1423,22	6,48	9222,46
1.5.3	Grauteamento em alvenaria estrutural, Fck25 MPa	m ³	53,45	269,68	14414,40
TOTAL					171590,70
TOTAL DA OBRA					321672,20

Fonte: a autora.

10 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para a análise do estudo apresentado, foram consultados por meio das tabelas do SINAPI – MG, referente ao mês de setembro de 2019, os custos dos materiais e mão de obra inserida em cada item do orçamento, não sendo considerado o acréscimo da porcentagem de BDI.

A seguir podemos ver um resumo do custo total para a superestrutura dos dois sistemas estruturais, comparando os valores subdivididos em pilares, vigas, lajes, escadas e paredes. Sendo o custo total do sistema em concreto armado apresentado na tabela 30, e o da alvenaria estrutural na tabela 31.

Tabela 30: Custo total para o sistema em concreto armado.

Orçamento Total da superestrutura em Concreto Armado	
Pilares	R\$ 87.769,51
Vigas	R\$ 124.102,07
Lajes	R\$ 75.214,83
Escadas	R\$ 26.869,51
Paredes	R\$ 79.134,56
Custo total da superestrutura	R\$ 393.090,40

Fonte: a autora.

Tabela 31: Custo total para o sistema em alvenaria estrutural.

Orçamento Total da superestrutura em Alvenaria estrutural	
Pilares	R\$ 7.109,30
Vigas	R\$ 44.610,89
Lajes	R\$ 71.491,81
Escadas	R\$ 26.869,51
Paredes	R\$ 171.590,70
Custo total da superestrutura	R\$ 321.672,20

Fonte: a autora.

Na comparação apresentada a seguir, serão avaliados os efeitos dos custos do levantamento de quantitativos das composições de estrutura e paredes do edifício.

Por meio desse estudo, obtiveram-se os valores globais para os sistemas estruturais em concreto armado e alvenaria estrutural, apresentados na tabela 32.

Tabela 32: Comparativo de custo entre as estruturas.

Comparação de custos		
Descrição dos insumos	Concreto Armado (R\$)	Alvenaria Estrutural (R\$)

Aço	99661,87	55118,97
Formas	126921,23	51710,24
Concreto	87372,81	66889,17
Blocos e argamassas	79134,56	147953,87
Total	393090,40	321672,20
Custo por m²	337,10	275,86

Fonte: a autora.

A tabela 33 apresenta os custos dos dois sistemas estruturais, obtendo uma comparação em porcentagem para cada composição utilizada na obra para o pavimento térreo.

Tabela 33: Comparativo de custos entre as estruturas por porcentagem.

Comparação de porcentagem		
Descrição dos insumos	Concreto Armado (%)	Alvenaria Estrutural (%)
Aço	25,35	17,14
Formas	32,29	16,08
Concreto	22,23	20,79
Blocos e argamassas	20,13	46,00
Total	100,00	100,00

Fonte: a autora.

Analisando a execução do sistema estrutural em concreto armado, obteve-se um valor total de R\$ 393.090,40, nota-se que o percentual de forma 32,29 % representa o maior valor à parte estrutural do edifício. O gráfico 1 apresenta o custo global, analisando todos os pavimentos, da estrutura de concreto armado e alvenaria estrutural.

Gráfico 1: Custo total da estrutura em concreto armado e alvenaria estrutural.



Fonte: a autora.

Resultou-se para a parte do sistema em alvenaria estrutural um valor total de R\$ 321.672,20 onde a maior porcentagem desse custo foi nos blocos estruturais, correspondendo a 46 % do valor total.

Para os dois sistemas estruturais, a diferença entre os valores é de R\$ 71.418,20 que corresponde uma vantagem de custo em relação ao sistema estrutural de concreto armado de 18,17 %. Essa vantagem é devido à substituição dos pilares e vigas por paredes estruturais, reduzindo assim o consumo de aço, concreto e fôrmas.

11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para a primeira etapa do presente trabalho a análise se baseou em uma pesquisa para os dois referidos temas abordados, entre os sistema em alvenaria estrutural e o concreto armado, sendo a primeira através da revisão bibliográfica, buscando informações teóricas em artigos, sites, livros, publicações, e dissertações, bem como em outros trabalhos de conclusão de curso, para que isso fosse possível, foi necessário realizar uma abordagem sobre os dois sistemas estruturais, visando principalmente os parâmetros para o dimensionamento, os materiais utilizados e as vantagens de cada sistema.

O conteúdo apresentado teve como principal objetivo comparar dois sistemas estruturais distintos, elementos estruturais em concreto armado e em alvenaria estrutural. Após a análise dos orçamentos dos dois sistemas estruturais, obteve-se como resultado uma diferença de R\$ 71.418,20 o que representa um total de 18,17 %, em favor da execução do edifício em alvenaria estrutural.

Desse modo, utilizando-se de um critério puramente econômico o sistema a ser escolhido para uma obra com este padrão e porte é a alvenaria estrutural. Porém, apesar de ter um grande peso na definição do sistema a ser utilizado, o critério econômico não é o único a ser considerado.

Outros fatores também devem ser considerados, tais como: oferta de mão de obra qualificada, disponibilidade de materiais próximos ao local da obra, entre outros, uma vez que esses itens encarecem o custo final do sistema e alteram o resultado esperado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACCETTI, K. M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria estrutural**. 1998. 247 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. V. 1, 3. Ed. Rio Grande: Dunas, 2010.

ARAÚJO, R.C.L.; RODRIGUES, L. H.V.; FREIATS, E. G. A. **Materiais de construção**. Rio de Janeiro, 2000. Disponível em: <<http://engenhariaconcursos.com.br/arquivos/Materiais/concretosimples.pdf>>. Acesso em: 05 de maio de 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto: procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 5739**: Concreto: ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1980. (Versão corrigida 2000).

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações: procedimento. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1988. (Versão corrigida 2 de 2013).

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1988. (Versão corrigida 2 de 2013).

_____. **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: Requisitos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003. (versão corrigida 2004).

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 10837**: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989. (Versão corrigida 2000).

_____. **NBR 12118**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 13281**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 15270-2:** Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural: Terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 15812-1:** Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 1 – Projetos. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15812-2:** Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 2 – Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15812:** Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos - Parte 3 – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 15873:** Coordenação modular para edificações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15961-1:** Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 15961-2:** Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011.

BARROS, M. M. S. B. de; MELHADO, S. B. **Recomendações para a produção de estruturas de concreto armado em edifícios.** São Paulo: 1998. Disponível em: <http://www.pcc.usp.br/files/text/publications/TT_00004.pdf>. Acesso em: 28 de abril de 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado.** Notas de aula, UNESP. Bauru: 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em 15 de maio de 2019.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado:** segundo a NBR 6118:2014.4. Ed. São Carlos: Edufscar, 2014.

DELLATORRE, Lázaro Augusto. **Análise comparativa de custo entre edifício de alvenaria estrutural e de concreto armado convencional.** Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria: 2014.

GUIMARÃES, Andrei Hammes. **Análise da viabilidade técnica e econômica de diferentes sistemas construtivos aplicados às habitações de interesse social de Florianópolis.** Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis: 2014.

KALIL, Silvia Baptista; LEGGERINI, Maria Regina. **Estruturas Mistas:** Concreto Armado x Alvenaria Estrutural. Curso de Graduação. Pontífca Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: 2012.

KATO, Ricardo Bentes. **Comparação entre o sistema construtivo convencional e o sistema construtivo em alvenaria estrutural segundo a teoria da construção enxuta.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis: 2002.

LOPES, André Felipe de Oliveira. **Estudo técnico comparativo entre lajes maciças e nervuradas com diferentes tipos de materiais de enchimento**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Pernambuco. Caruaru: 2012.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudo de caso, exemplos**. São Paulo: Editora Pini, 2006.

MOHAMAD, G. ; MACHADO, N. W. D. ; JANTSCH, A. C. A. **Alvenaria estrutural: Construindo o conhecimento**. São Paulo: Edgard Blucher, 2018.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: Edufscar, 2012.

PARSEKIAN, Guilherme Aris. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. São Carlos: Edufscar, 2012.

PERES, Pedro de Oliveira. **Um estudo comparativo sobre os sistemas de fôrmas: mesa voadora x convencional**. Trabalho de conclusão de curso, UFRJ. Rio de Janeiro: 2013.

RAMALHO, M. A. **Dimensionamento em alvenaria estrutural**. Curso. São Paulo: ABECE, 2012.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2003.

REBOREDO, André Rampazzo. **Dimensionamento de um edifício em alvenaria estrutural de blocos de concreto: comentários sobre a NBR 15961-1 (2011)**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis: 2013.

ROMAN, H; FILHO, S. P. **Manual de alvenaria estrutural com blocos cerâmicos**. 2000. Disponível em: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAABGP8AF/manual-alvenariaestrutural>>. Acesso em: 05 de maio de 2019.

SABATTINI, F. Doutor em alvenaria estrutural. **Revista prisma**. São Paulo, n. 6, p. 5-6, mar. 2003. Disponível em: Acesso em: 24 de maio de 2019.

SANCHÉZ, E. **Nova Normalização Brasileira para Alvenaria Estrutural**. Rio de Janeiro: Interciência, 2013.

SINAPI. **Preço de insumos sem desoneração para Minas Gerais**. Belo Horizonte: Caixa Econômica Federal, setembro de 2019.

TISAKA, Maçahiko. **Orçamento na construção civil: consultoria, projeto execução**. São Paulo: Editora Pini, 2011.

VILLAR, Carlos Eduardo de França. **Caracterização e comportamento da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Ceará. Fortaleza: 2005.

ANEXOS

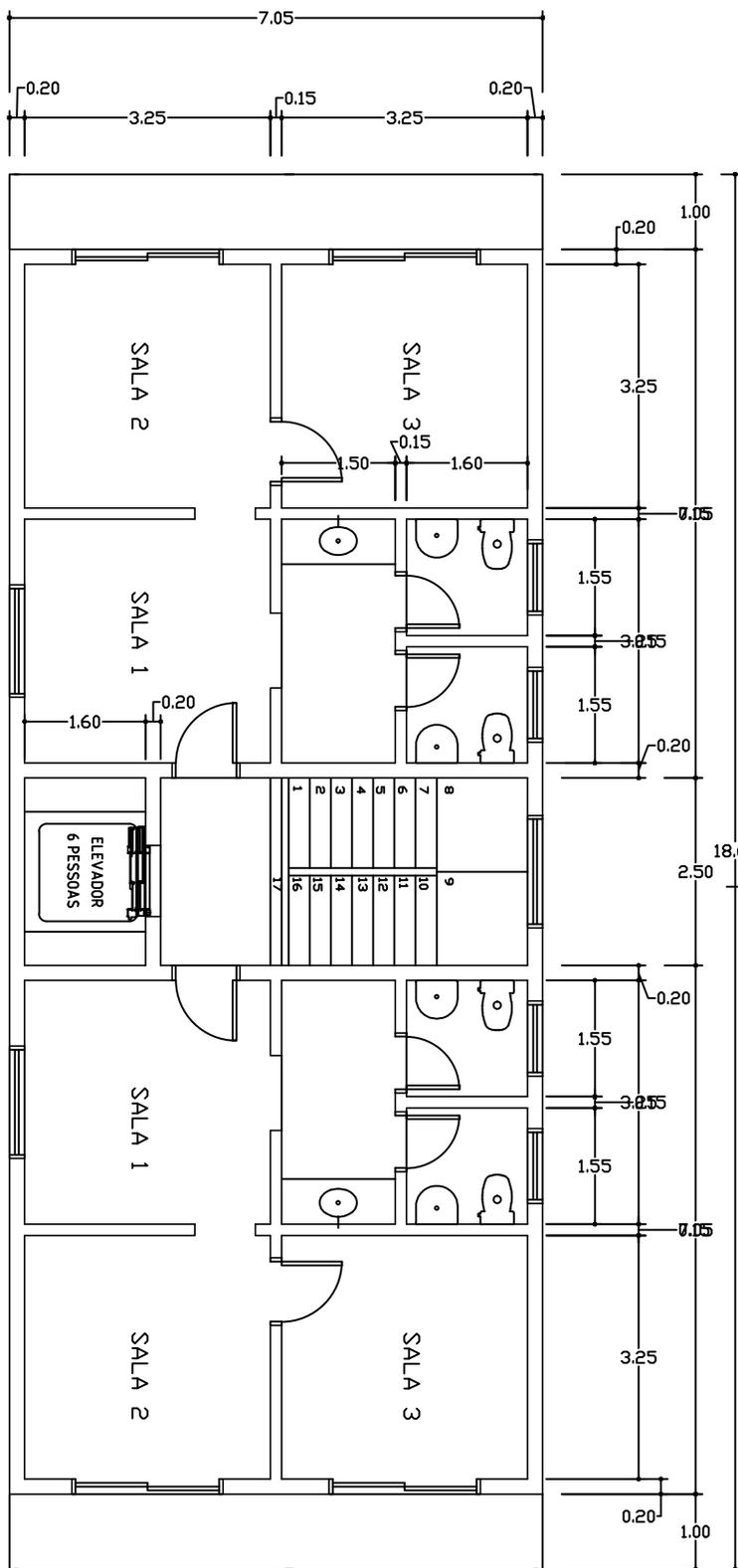
B

A

3

2

1



PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TIPO (8x)

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS MG

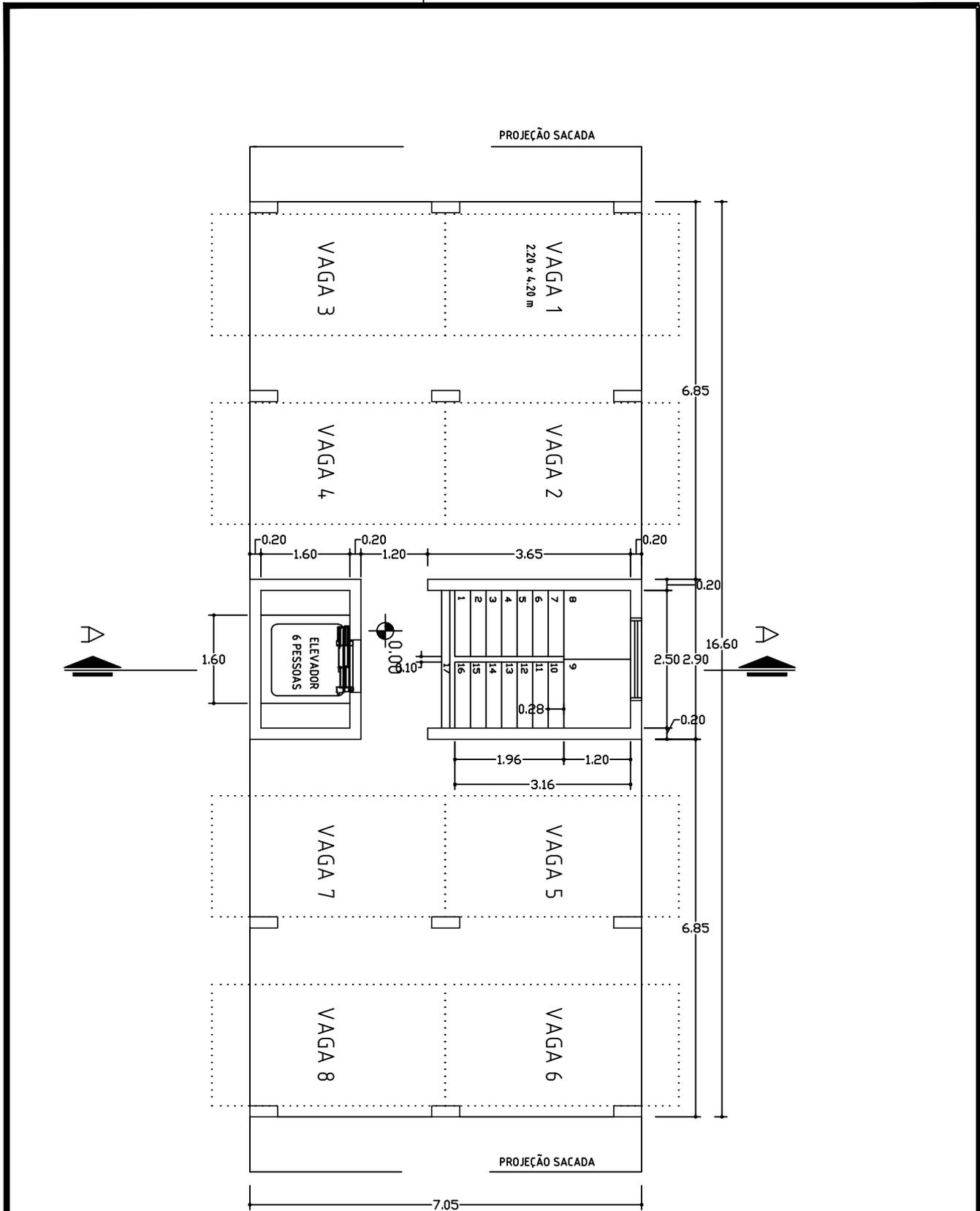
ANEXOS

ESCALA:
1:100

FOLHA:
1:7

B

A



PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TÉRREO

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS MG

ANEXOS

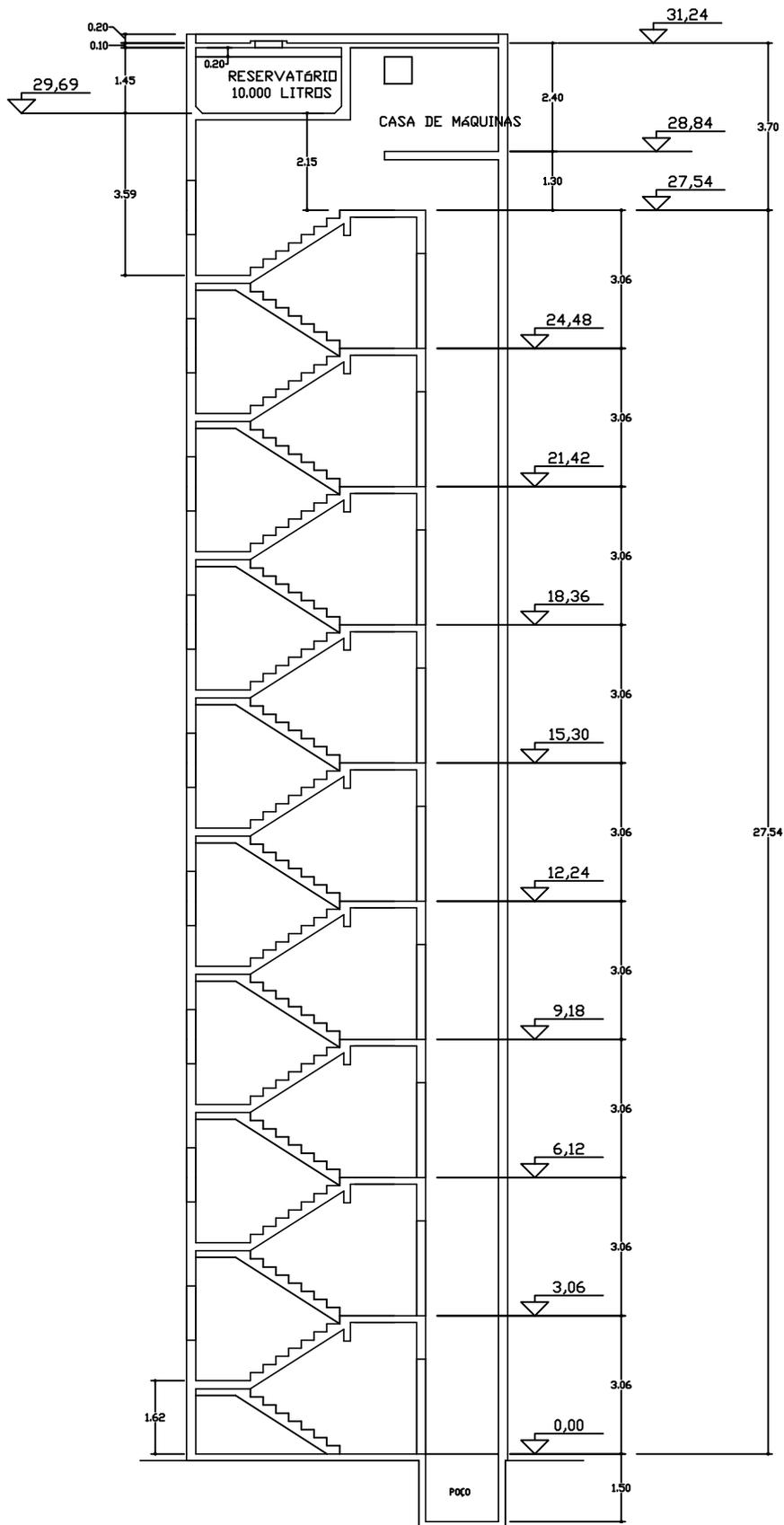
ESCALA:
1:100

FOLHA:
2:7

3

2

1



3

2

1

CORTE A-A

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS MG

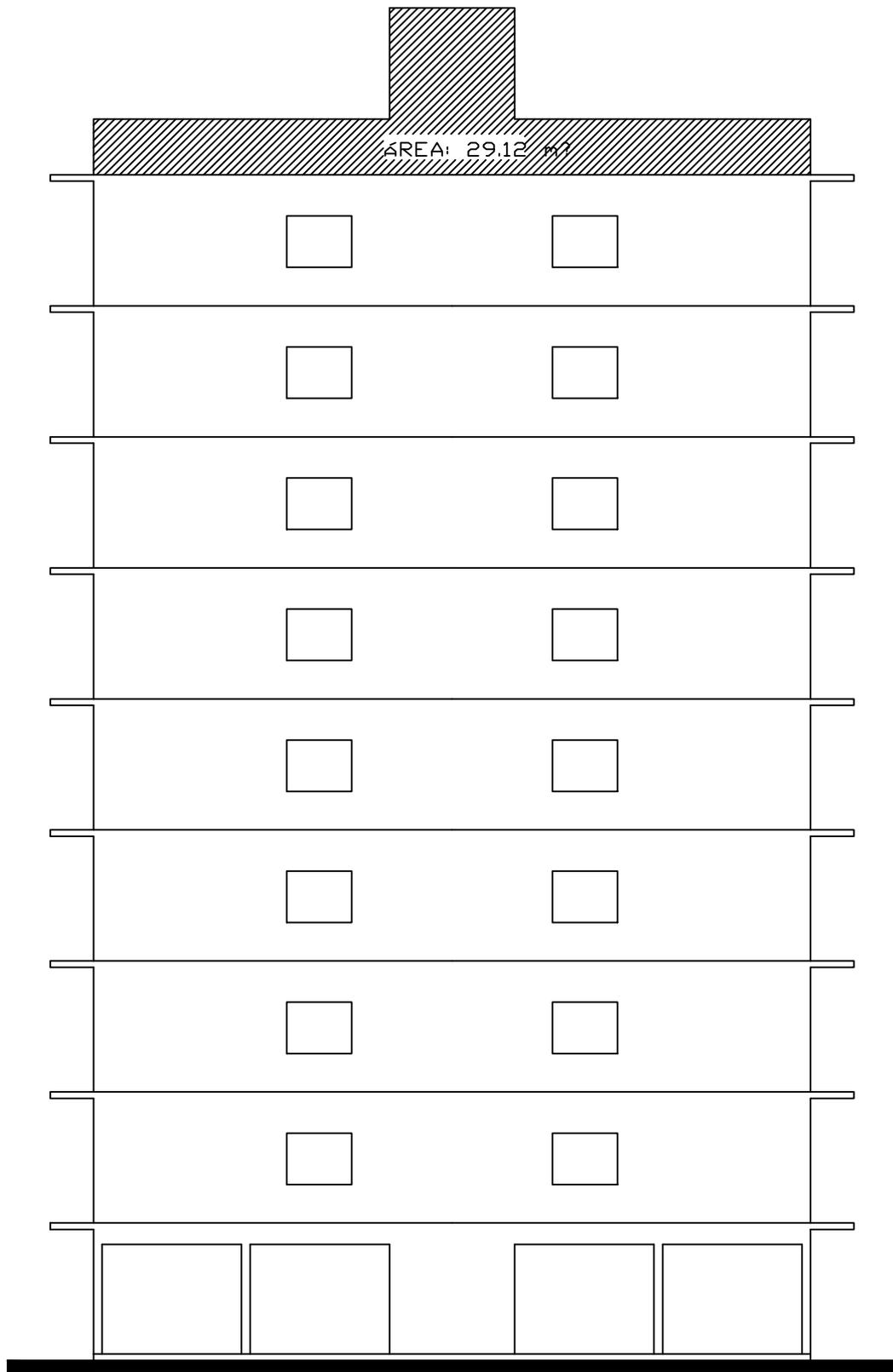
ANEXOS

ESCALA:
1:150

FOLHA:
3:7

B

A



3

AREA: 29.12 m²

2

1

ELEVAÇÃO LATERAL
LADO DO ELEVADOR

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS MG

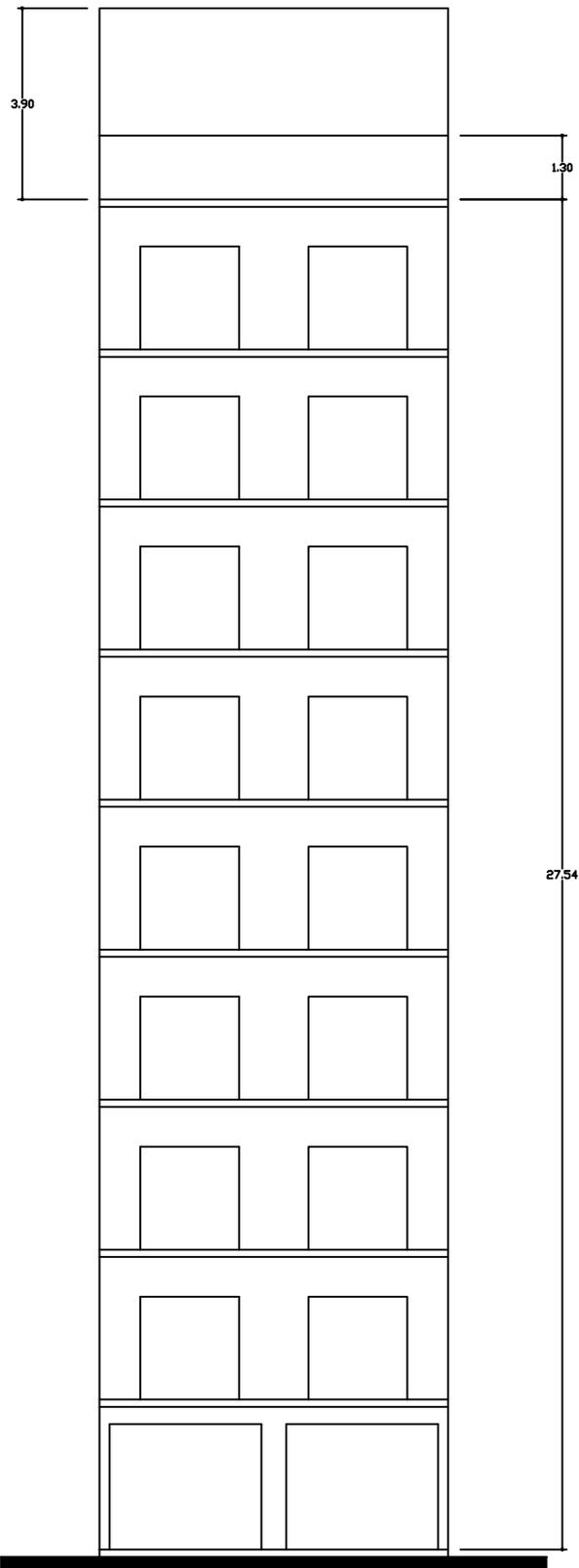
ANEXOS

ESCALA:
1:150

FOLHA:
4:7

B

A



3

2

1

ELEVAÇÃO FRONTAL

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS MG

ANEXOS

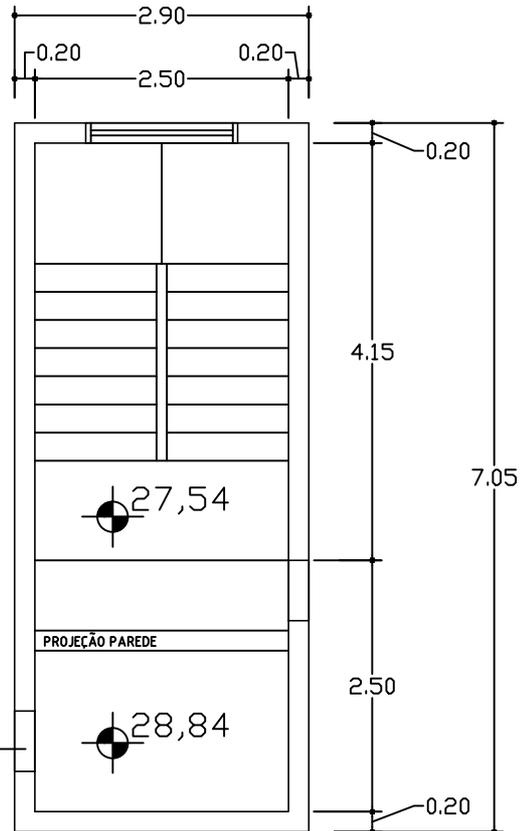
ESCALA:
1:150

FOLHA:
5:7

B

A

3



2



1

PLANTA BAIXA - CASA DE MÁQUINAS

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS MG

ANEXOS

ESCALA:

1:75

FOLHA:

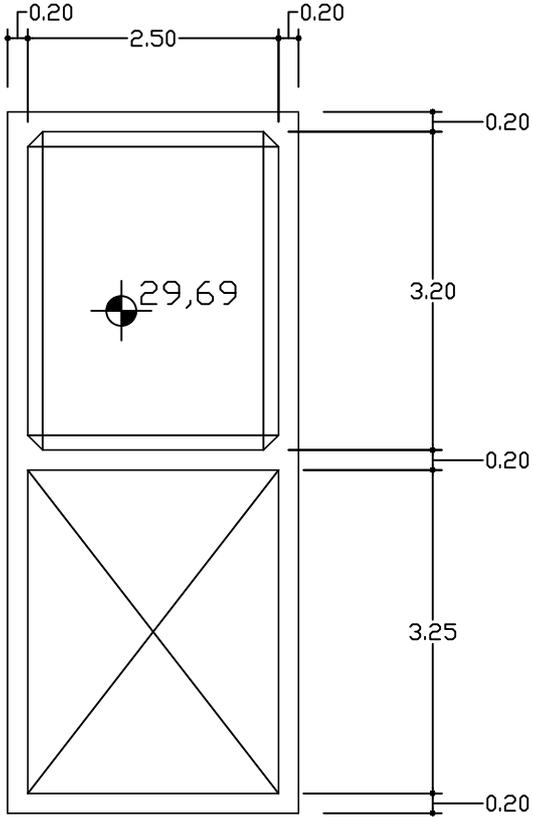
6:7

B

A

3

A



2

A



PLANTA BAIXA - RESERVATÓRIO

1

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS MG

ANEXOS

ESCALA:
1:75

FOLHA:
7:7

RELAÇÃO DO AÇO

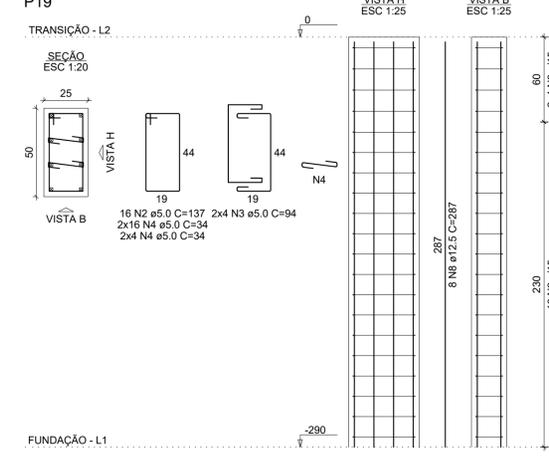
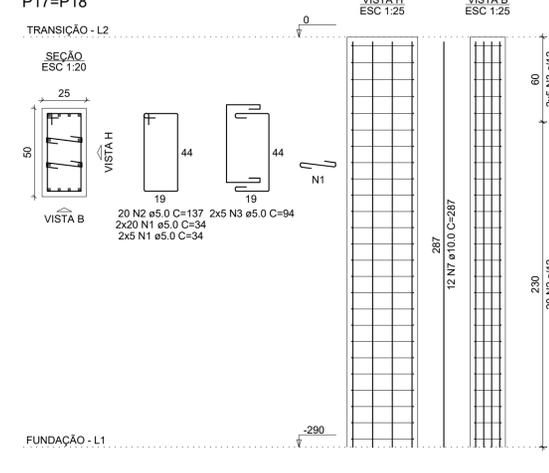
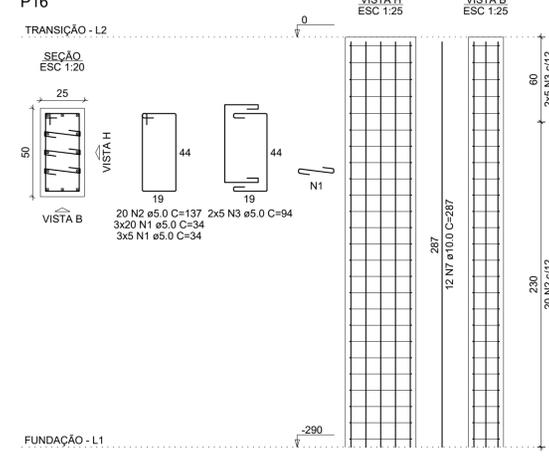
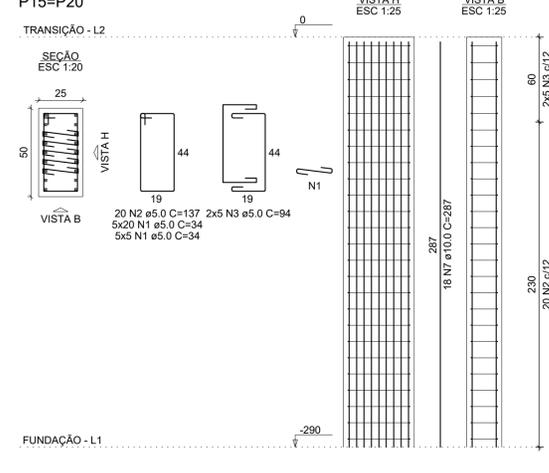
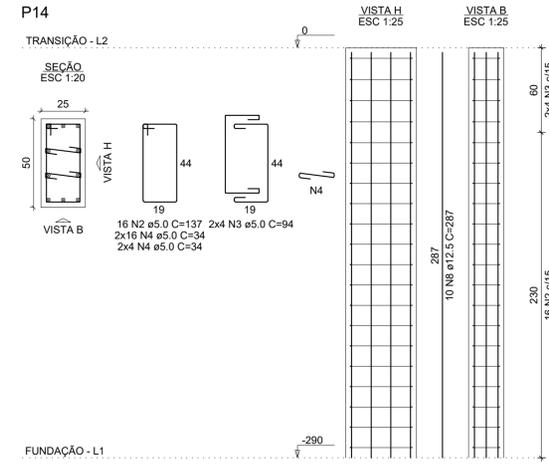
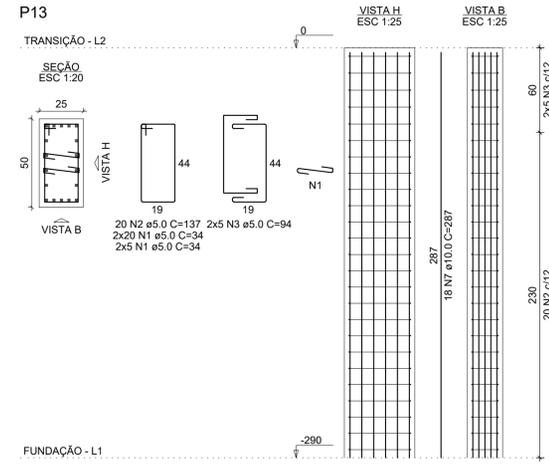
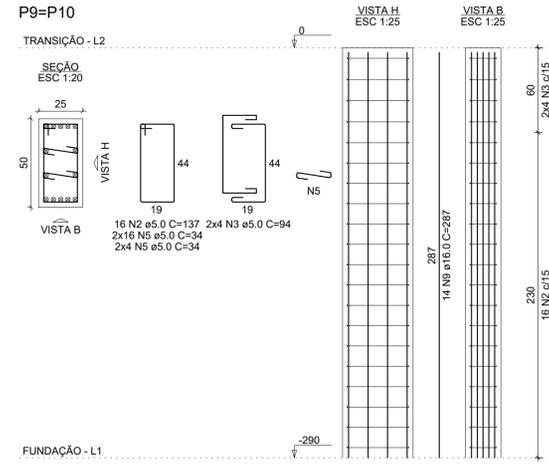
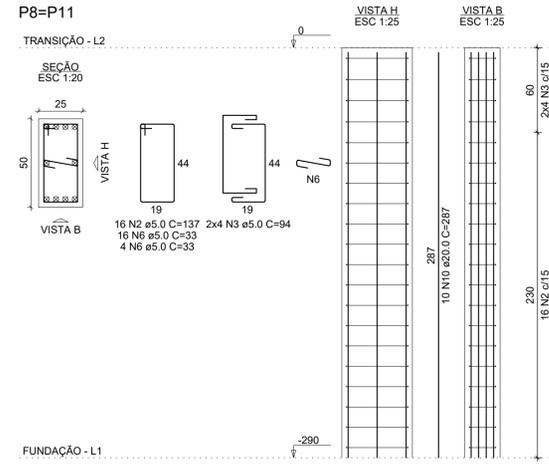
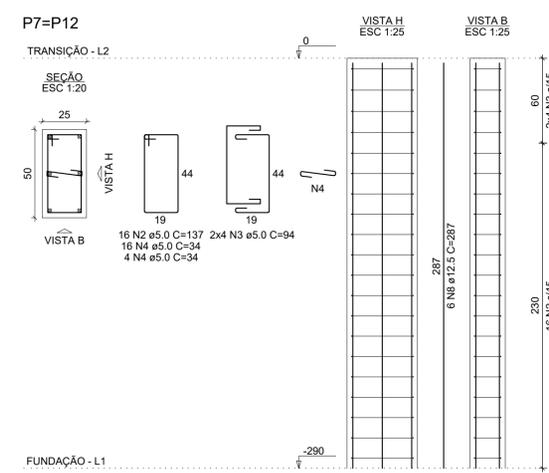
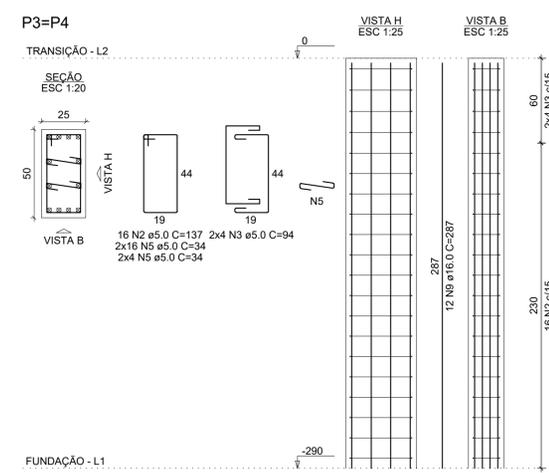
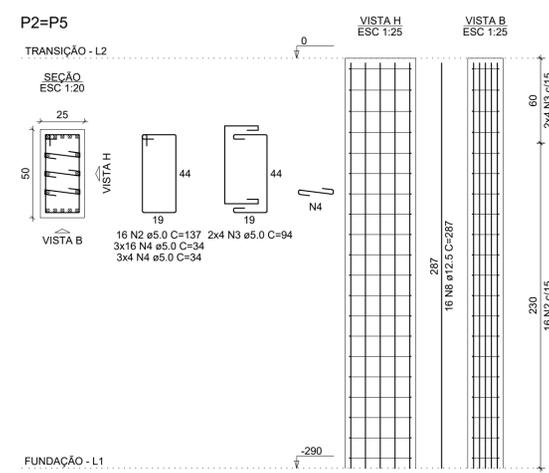
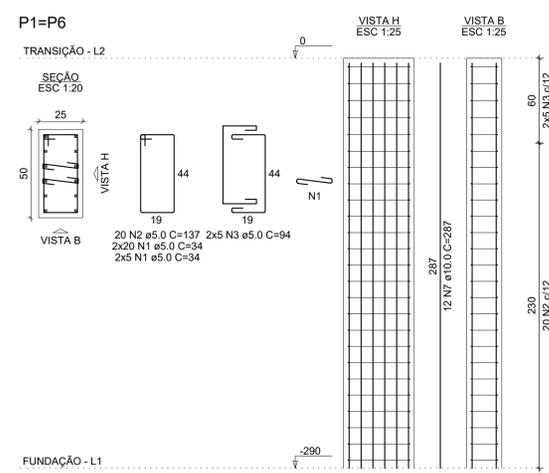
2xP1	2xP2	2xP3
2xP7	2xP8	2xP9
P13	P14	2xP15
P16	2xP17	P19

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	575	34	19550
	2	5.0	352	137	48224
	3	5.0	176	94	16544
	4	5.0	240	34	8160
	5	5.0	160	34	5440
CA50	6	5.0	40	33	1320
	7	10.0	114	287	32718
	8	12.5	62	287	17794
	9	16.0	52	287	14524
	10	20.0	20	287	5740

RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	10.0	327.2	221.9
	12.5	177.9	186.6
	16.0	149.2	259.1
	20.0	57.4	155.7
CA60	5.0	992.4	168.3
PESO TOTAL (kg)			
CA50		825.3	1779.4
CA60		168.3	177.9

Volume de concreto (C-25) = 7.25 m³
 Área de forma = 87.00 m²



PROJETO ESTRUTURAL

COMERCIAL

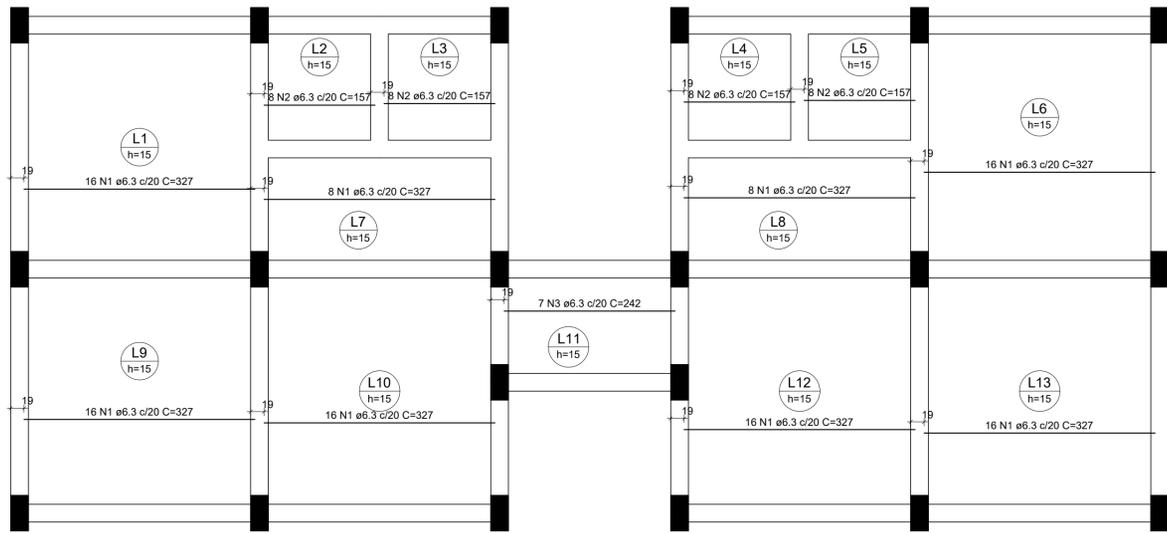
ALVENARIA ESTRUTURAL

resp. téc.:

des.: Detalhamento dos pilares do pavimento transição

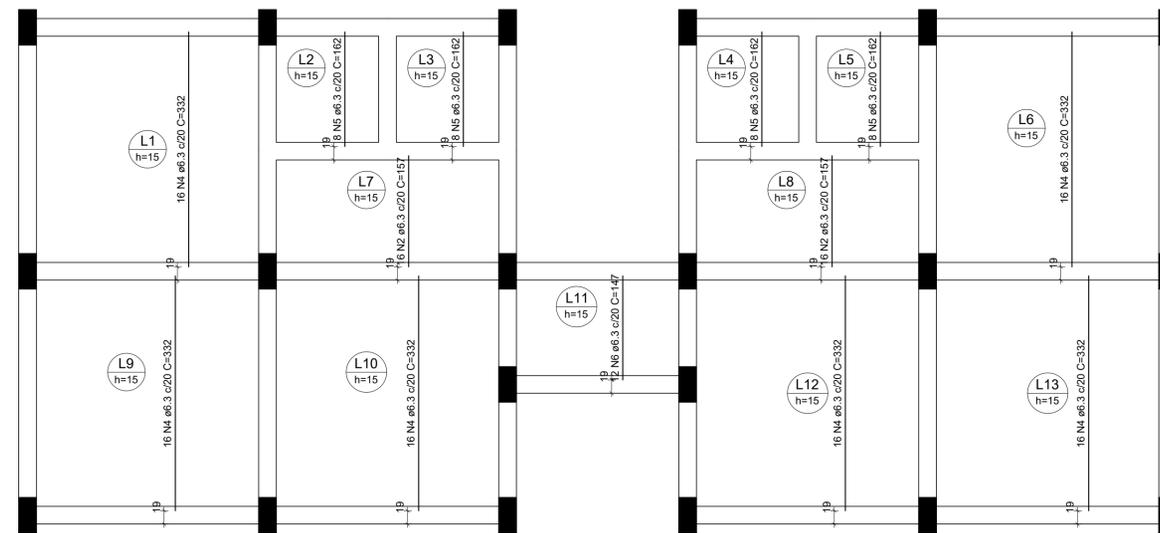
escalas indicadas

folha 1/1



Armação positiva das lajes do pavimento Transição (Eixo X)

escala 1:50



Armação positiva das lajes do pavimento Transição (Eixo Y)

escala 1:50

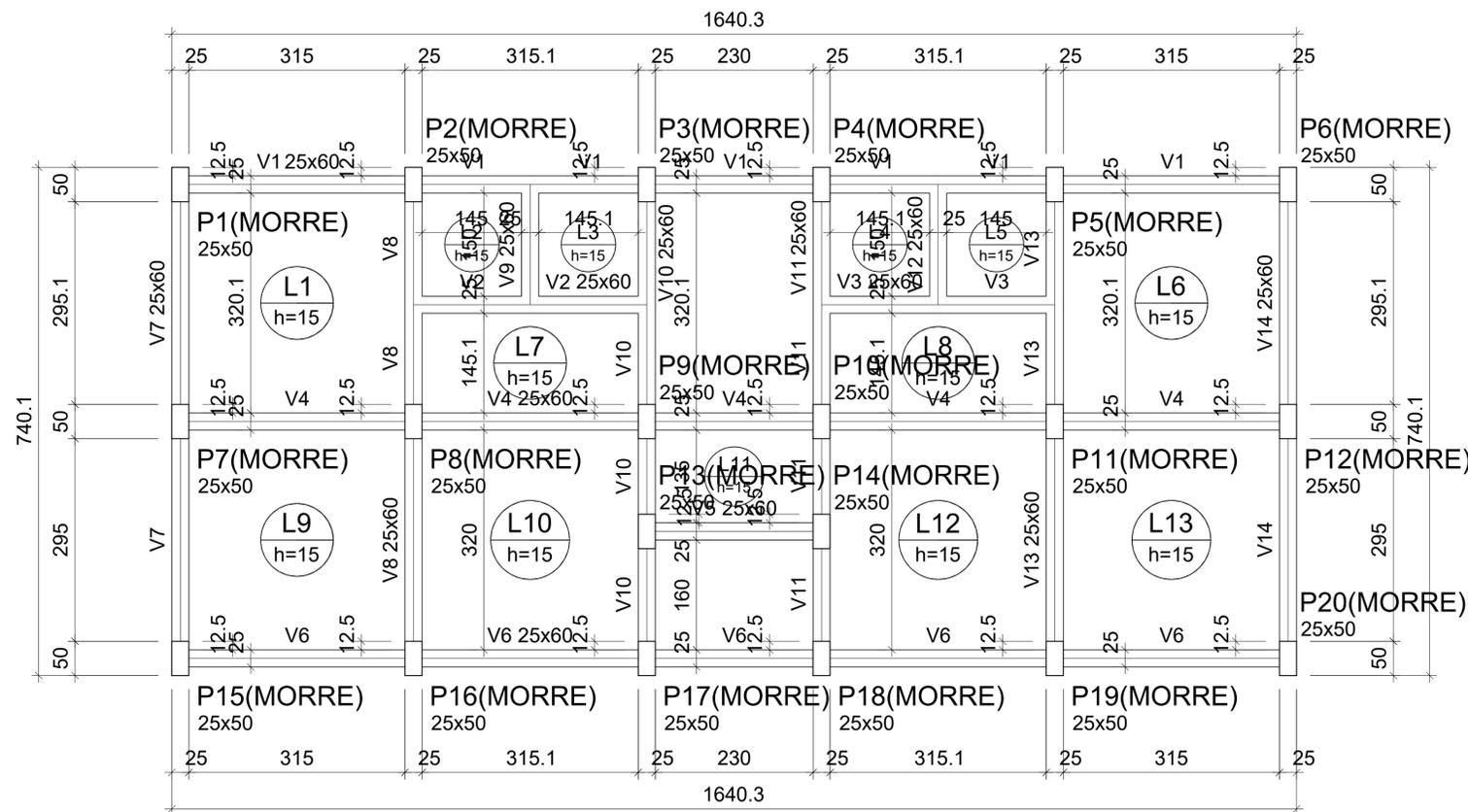
RELAÇÃO DO AÇO

Positivos X		Positivos Y			
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	112	327	36624
	2	6.3	64	157	10048
	3	6.3	7	242	1694
	4	6.3	96	332	31872
	5	6.3	32	162	5184
	6	6.3	12	147	1764

RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	871.9	234.7
PESO TOTAL (kg)			
CA50		234.7	

Volume de concreto (C-25) = 12.28 m³
 Área de forma = 81.89 m²



Lajes

Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados		Sobrecarga (kgf/m²)			Localizada
			Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental	
L1	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L2	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L3	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L4	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L5	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L6	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L7	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L8	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L9	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L10	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L11	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L12	Maciça	15	0	0	375	100	150	-
L13	Maciça	15	0	0	375	100	150	-

Características dos materiais

fk	Ecs
250	241500

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Pilares

Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	25x50	0	0
P2	25x50	0	0
P3	25x50	0	0
P4	25x50	0	0
P5	25x50	0	0
P6	25x50	0	0
P7	25x50	0	0
P8	25x50	0	0
P9	25x50	0	0
P10	25x50	0	0
P11	25x50	0	0
P12	25x50	0	0
P13	25x50	0	0
P14	25x50	0	0
P15	25x50	0	0
P16	25x50	0	0
P17	25x50	0	0
P18	25x50	0	0
P19	25x50	0	0
P20	25x50	0	0

Vigas

Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	25x60	0	0
V2	25x60	0	0
V3	25x60	0	0
V4	25x60	0	0
V5	25x60	0	0
V6	25x60	0	0
V7	25x60	0	0
V8	25x60	0	0
V9	25x60	0	0
V10	25x60	0	0
V11	25x60	0	0
V12	25x60	0	0
V13	25x60	0	0
V14	25x60	0	0

Legenda dos pilares

	Pilar que morre
--	-----------------

Legenda das vigas e paredes

	Viga
--	------

Forma do pavimento Transição

escala 1:50

PROJETO ESTRUTURAL

COMERCIAL

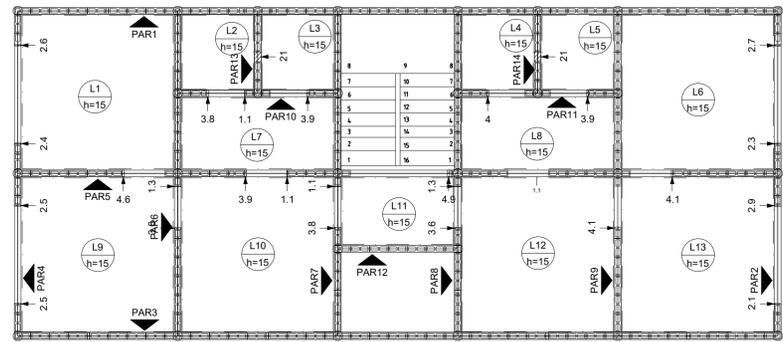
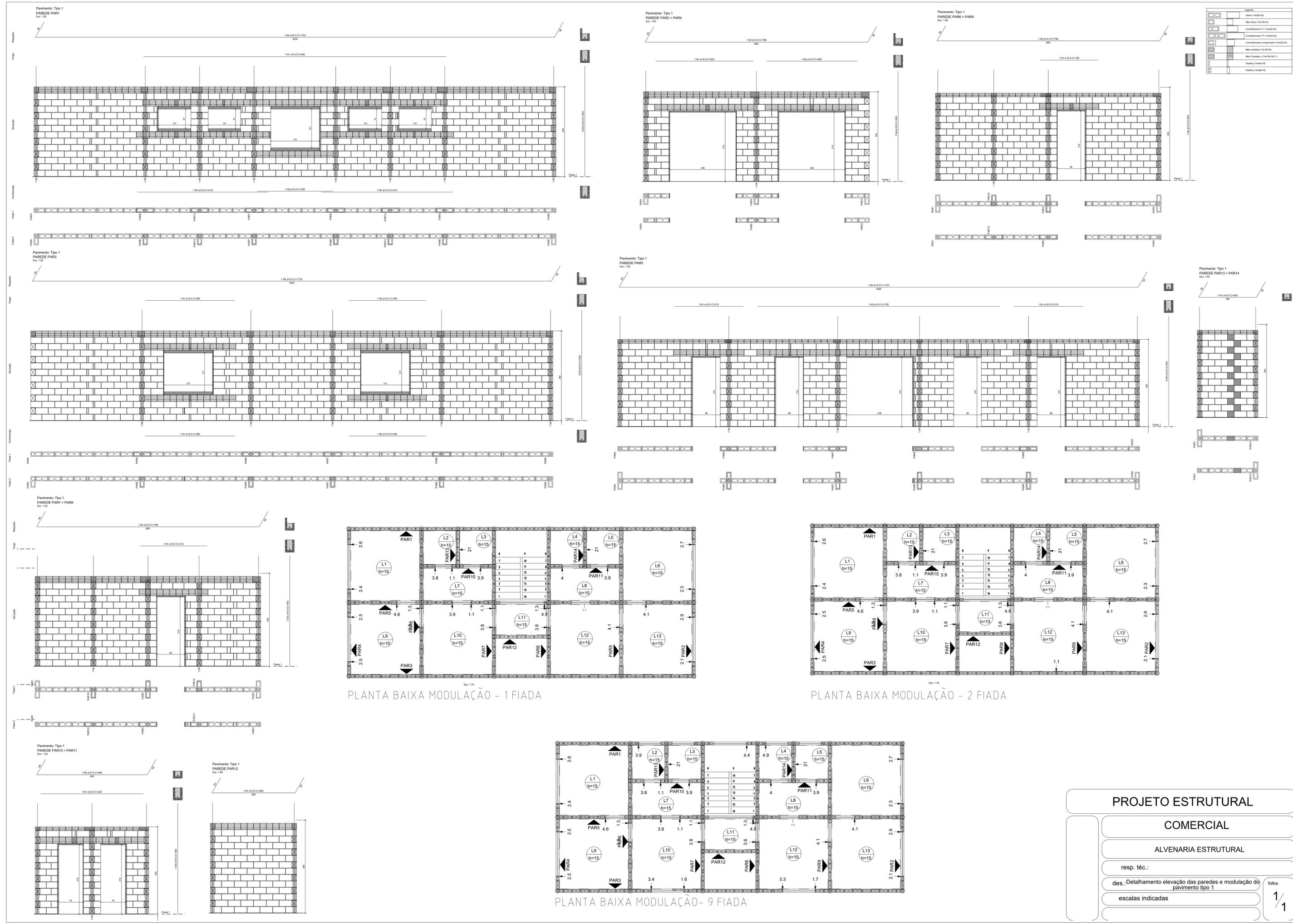
ALVENARIA ESTRUTURAL

resp. téc.:

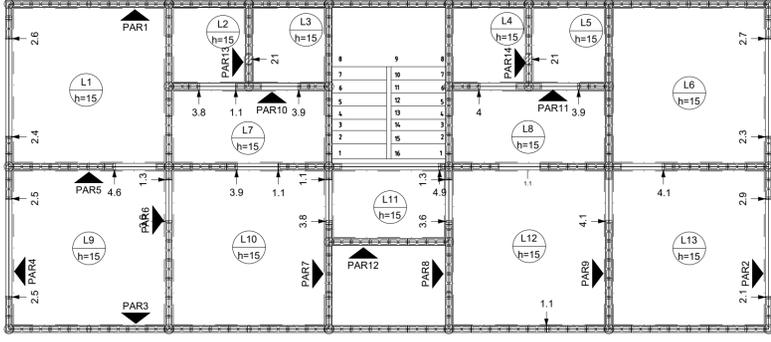
des.: Detalhamento das lajes e planta de forma do pavimento transição

escalas indicadas

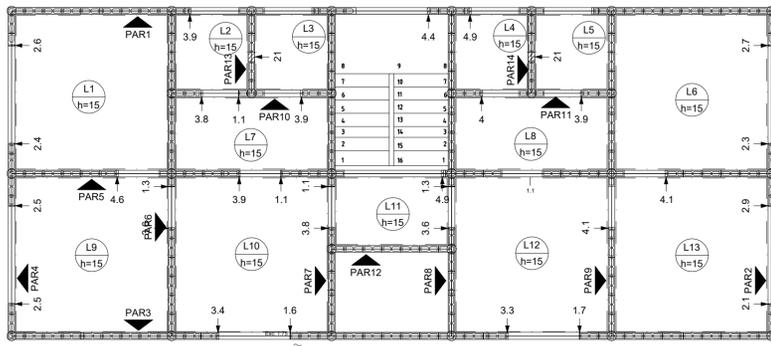
folha
1/1



PLANTA BAIXA MODULAÇÃO - 1 FIADA



PLANTA BAIXA MODULAÇÃO - 2 FIADA



PLANTA BAIXA MODULAÇÃO - 9 FIADA

PROJETO ESTRUTURAL

COMERCIAL

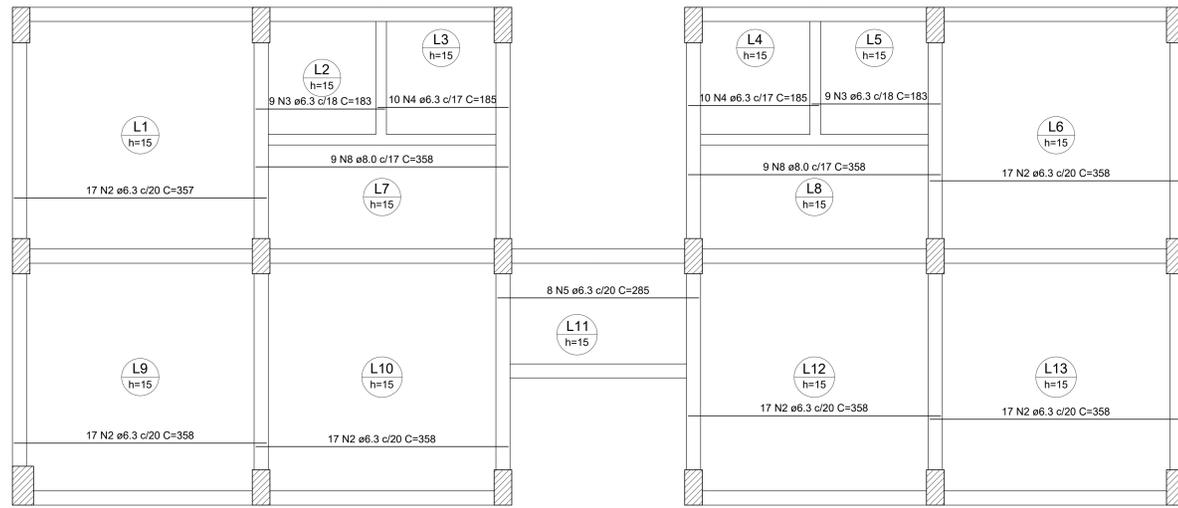
ALVENARIA ESTRUTURAL

resp. téc.:

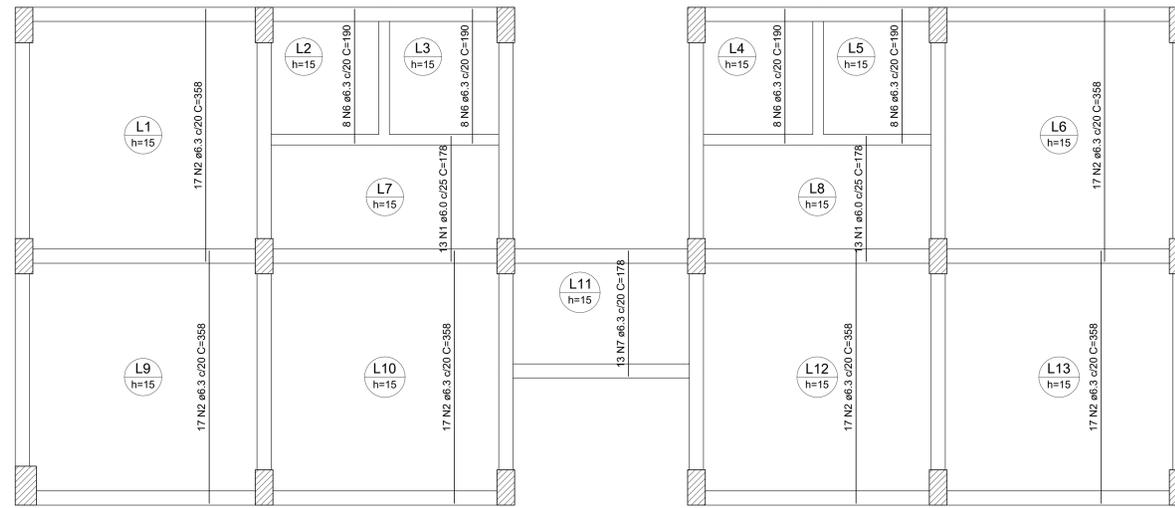
des. Detalhamento elevação das paredes e modulação do pavimento tipo 1

escalas indicadas

folha 1/1



Armação positiva das lajes do pavimento Tipo 1 (Eixo X)
escala 1:50



Armação positiva das lajes do pavimento Tipo 1 (Eixo Y)
escala 1:50

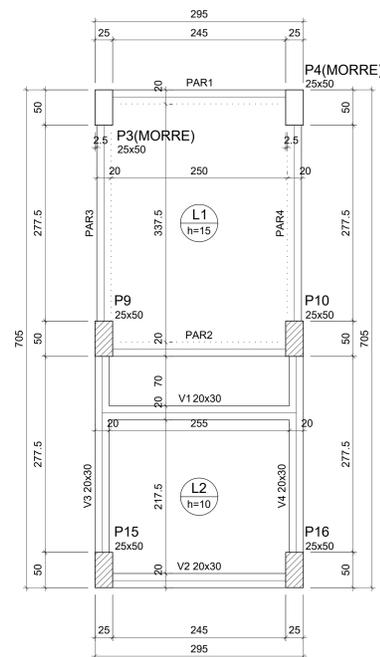
RELAÇÃO DO AÇO

Positivos X	Positivos Y	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	6.0	26	178	4628
CA50	2	6.3	204	357	72828
	3	6.3	18	183	3294
	4	6.3	20	185	3700
	5	6.3	8	285	2280
	6	6.3	32	190	6080
	7	6.3	13	178	2314
	8	8.0	18	358	6444

RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	906.8	244.1
CA60	8.0	64.4	28
CA60	6.0	46.3	11.3
PESO TOTAL (kg)			
CA50		272.1	
CA60		11.3	

Volume de concreto (C-25) = 12.92 m³
Área de forma = 86.11 m²



Forma do pavimento Fundo RES
escala 1:50

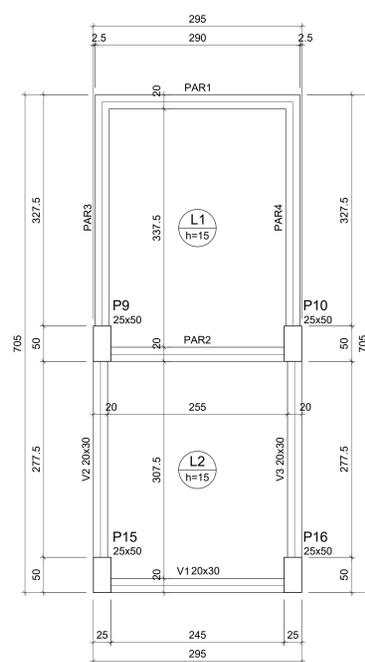
Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	20x30	0	2810
V2	20x30	0	2810
V3	20x30	0	2810
V4	20x30	0	2810

Lajes							
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Sobrecarga (kgf/m²)		
					Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental
L1	Maciça	15	0	2810	375	100	150
L2	Maciça	10	0	2810	250	100	120

Características dos materiais		
Elemento	fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm²)
Vigas	300	268384
Pilares	300	268384
Lajes	250	241500
Reservatórios	250	241500

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P3	25x50	0	2810
P4	25x50	0	2810
P9	25x50	0	2810
P10	25x50	0	2810
P15	25x50	0	2810
P16	25x50	0	2810

Legenda dos pilares		Legenda das vigas e paredes	
	Pilar que morre		Viga
	Pilar que passa		Parede de concreto



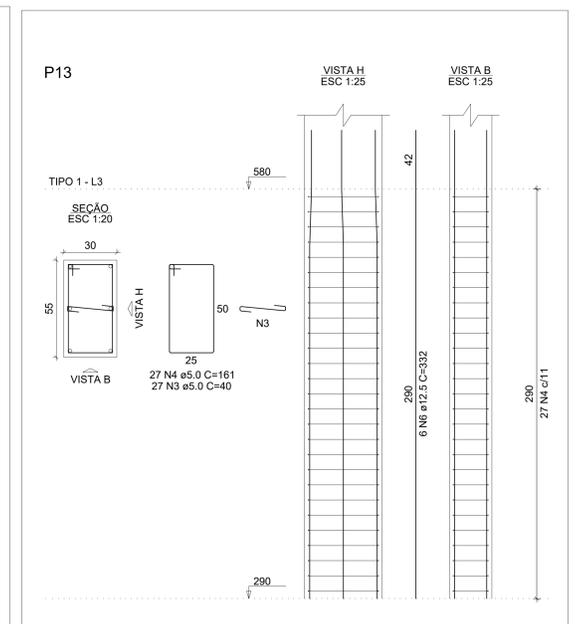
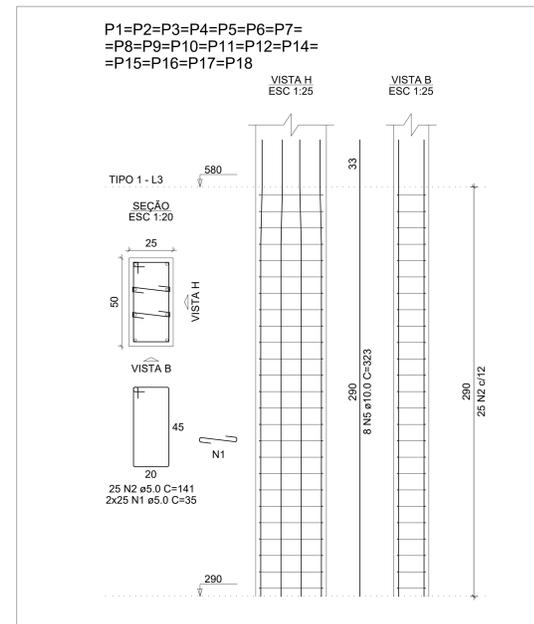
Forma do pavimento Tapa RES
escala 1:50

Lajes							
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Sobrecarga (kgf/m²)		
					Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental
L1	Maciça	15	0	3010	375	100	0
L2	Maciça	15	0	3010	375	100	120

Características dos materiais		
Elemento	fck (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm²)
Vigas	300	268384
Pilares	300	268384
Lajes	250	241500
Reservatórios	250	241500

Pilares				Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P9	25x50	0	3010	V1	20x30	0	3010
P10	25x50	0	3010	V2	20x30	0	3010
P15	25x50	0	3010	V3	20x30	0	3010
P16	25x50	0	3010				

Legenda dos pilares		Legenda das vigas e paredes	
	Pilar que morre		Viga
	Pilar que passa		Parede de concreto



RELAÇÃO DO AÇO

Positivos X	Positivos Y	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	850	35	29750
CA50	2	5.0	425	141	59925
	3	5.0	27	40	1080
	4	5.0	27	161	4347
CA50	5	10.0	136	323	43928
	6	12.5	6	332	1992

RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	10.0	439.3	297.9
CA60	12.5	19.9	21.1
CA60	5.0	95.1	161.2
PESO TOTAL (kg)			
CA50		319	
CA60		161.2	

Volume de concreto (C-30) = 6.64 m³
Área de forma = 78.88 m²

PROJETO ESTRUTURAL

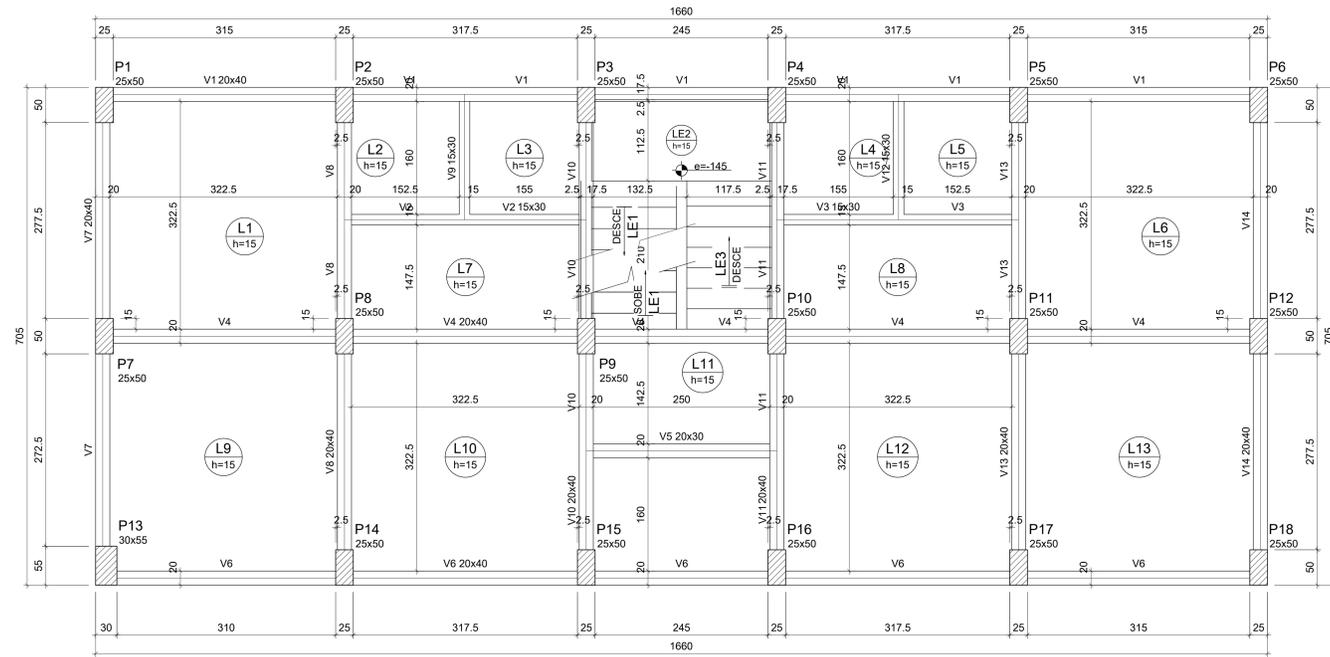
COMERCIAL

ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

resp. téc.:

des.: Armadura das lajes e dos pilares do tipo 1 e planta de forma do pav. reservatório

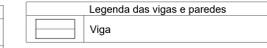
escalas indicadas



Forma do pavimento Tipo 1
escala 1:50

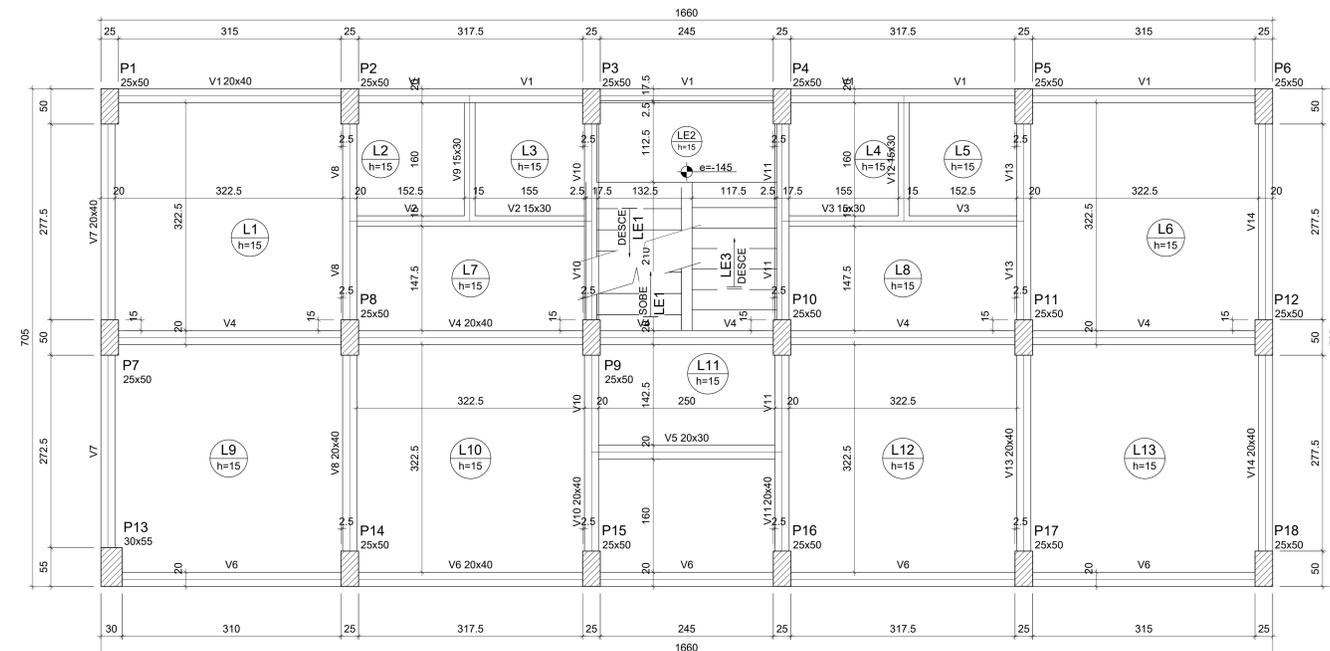
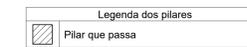
Lajes								
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados			Sobrecarga (kgf/m²)		
			Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L2	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L3	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L4	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L5	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L6	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L7	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L8	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L9	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L10	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L11	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L12	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
L13	Maciça	15	0	580	375	100	150	-
LE1	Maciça	15	-145	435	688	100	250	-
LE2	Maciça	15	-145	435	375	100	250	-
LE3	Maciça	15	0	580	685	100	250	-

Características dos materiais		
Elemento	fk (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm²)
Vigas	300	268384
Pilares	300	268384
Lajes	250	241500



Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	25x50	0	580
P2	25x50	0	580
P3	25x50	0	580
P4	25x50	0	580
P5	25x50	0	580
P6	25x50	0	580
P7	25x50	0	580
P8	25x50	0	580
P9	25x50	0	580
P10	25x50	0	580
P11	25x50	0	580
P12	25x50	0	580
P13	30x55	0	580
P14	25x50	0	580
P15	25x50	0	580
P16	25x50	0	580
P17	25x50	0	580
P18	25x50	0	580

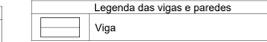
Vigas		
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)
V1	20x40	0
V2	15x30	0
V3	15x30	0
V4	20x40	0
V5	20x30	0
V6	20x40	0
V7	20x40	0
V8	20x40	0
V9	15x30	0
V10	20x40	0
V11	20x40	0
V12	15x30	0
V13	20x40	0
V14	20x40	0



Forma do pavimento Térreo
escala 1:50

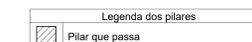
Lajes								
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados			Sobrecarga (kgf/m²)		
			Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L2	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L3	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L4	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L5	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L6	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L7	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L8	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L9	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L10	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L11	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L12	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
L13	Maciça	15	0	290	375	100	150	-
LE1	Maciça	15	-145	145	688	100	250	-
LE2	Maciça	15	-145	145	375	100	250	-
LE3	Maciça	15	0	290	685	100	250	-

Características dos materiais		
Elemento	fk (kgf/cm²)	Ecs (kgf/cm²)
Vigas	300	268384
Pilares	300	268384
Lajes	250	241500



Pilares		
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)
P1	25x50	0
P2	25x50	0
P3	25x50	0
P4	25x50	0
P5	25x50	0
P6	25x50	0
P7	25x50	0
P8	25x50	0
P9	25x50	0
P10	25x50	0
P11	25x50	0
P12	25x50	0
P13	30x55	0
P14	25x50	0
P15	25x50	0
P16	25x50	0
P17	25x50	0
P18	25x50	0

Vigas		
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)
V1	20x40	0
V2	15x30	0
V3	15x30	0
V4	20x40	0
V5	20x30	0
V6	20x40	0
V7	20x40	0
V8	20x40	0
V9	15x30	0
V10	20x40	0
V11	20x40	0
V12	15x30	0
V13	20x40	0
V14	20x40	0



PROJETO ESTRUTURAL

COMERCIAL

ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

resp. téc.:

des.: Planta de forma do térreo e do tipo 1

escalas indicadas