



Universidade Federal
de Campina Grande

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE - UFCG

CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS - CTRN

UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL – UAEC

**ANÁLISE COMPARATIVA DO CUSTO DA ESTRUTURA E MÃO DE OBRA DE
UMA EDIFICAÇÃO ATRAVÉS DA SUBSTITUIÇÃO DO ELEMENTO DE VEDAÇÃO
INTERNO CONVENCIONAL PELO DRYWALL**

JÚLIO CÉSAR CÂMARA DOS SANTOS

CAMPINA GRANDE – PB

AGOSTO DE 2017

JÚLIO CÉSAR CÂMARA DOS SANTOS

**ANÁLISE COMPARATIVA DO CUSTO DA ESTRUTURA E MÃO DE OBRA DE
UMA EDIFICAÇÃO ATRAVÉS DA SUBSTITUIÇÃO DO ELEMENTO DE VEDAÇÃO
INTERNO CONVENCIONAL PELO DRYWALL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado a Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande, como um dos requisitos de avaliação para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Macel Wallace Queiroz Fernandes, M.Sc.
Co Orientador: Prof. Marcos Antônio de Souza Simplício, D.Sc.

CAMPINA GRANDE – PB
AGOSTO DE 2017

**ANÁLISE COMPARATIVA DO CUSTO DA ESTRUTURA E MÃO DE OBRA DE UMA
EDIFICAÇÃO ATRAVÉS DA SUBSTITUIÇÃO DO ELEMENTO DE VEDAÇÃO
INTERNO CONVENCIONAL PELO DRYWALL**

JÚLIO CÉSAR CÂMARA DOS SANTOS

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Banca Examinadora:

Prof. Macel Wallace Queiroz Fernandes, M.Sc.
Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande
Orientador

Prof. Marcos Antônio de Souza Simplicio, D.Sc.
Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande
Co Orientador

Prof.^a Cássia Mendonça dos Anjos, M.Sc.
Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande
Examinadora Interna

Prof. Ádney José Duarte de Souza, M.Sc.
Departamento de Engenharia Civil, Faculdade Maurício de Nassau
Examinador Externo

RESUMO

Com o contínuo crescimento da competitividade no setor da construção civil, as empresas construtoras vêm buscando técnicas construtivas mais eficientes com o objetivo de aumentar a produtividade e diminuir os custos de suas obras. Nesse contexto, o uso do sistema drywall como vedação interna vem se tornando cada vez mais frequente, substituindo a alvenaria convencional de blocos cerâmicos. Apesar da utilização crescente desse sistema, existe uma carência de conhecimento no que diz respeito às vantagens e a economia que este tipo de vedação pode trazer durante a construção do edifício. Portanto, objetiva-se neste trabalho fazer um comparativo de custo da estrutura e mão de obra através de um projeto estrutural, demonstrando o quão significativo é a escolha de sistemas de vedação distintos em uma edificação, no caso, a tradicional alvenaria em blocos cerâmicos e chapas de gesso acartonado (*drywall*). A estrutura analisada é em concreto armado e atende aos requisitos solicitados principalmente pelas normas NBR 6118:2014, NBR 6120:1980 e NBR 6123: 1988. A fim de se comparar os dois sistemas de vedação distintos, foram criados dois modelos de edificação, cada um utilizando um elemento de vedação interna distinto. Para isso, foi utilizado o software de cálculo estrutural Cypecad para o dimensionamento e detalhamento dos elementos da estrutura. Com o projeto estrutural concluído, foi realizado um comparativo entre os dois métodos construtivos, onde foi demonstrado através de tabelas as diferenças de carga nos pilares, quantitativos de aço e concreto, custo da estrutura, custo de mão de obra e o custo dos materiais de cada tipo de vedação interna. A partir dos resultados obtidos dos comparativos, foi identificado que o sistema de vedação mais adequado para este edifício é a vedação executada com painéis em gesso acartonado.

Palavras-Chave: vedação interna, drywall, alvenaria em blocos cerâmicos, projeto estrutural, cypecad.

ABSTRACT

With the continuous growth of competitiveness in the construction sector, construction companies are seeking more efficient construction techniques aiming an increase in productivity and cost reduction of their buildings. In this context, the use of the drywall system as the inner seal has become increasingly frequent, replacing the conventional masonry of ceramic blocks. Despite the increasing use of this system, there is a lack of knowledge regarding the advantages and the economy that this type of seal can bring during the construction of the building. Therefore, the objective of this article is to compare the cost of the structure and labor through a structural project, demonstrating how significant the choice is of different sealing systems in a building, in this case, the traditional masonry in ceramic blocks and drywall. The structure analyzed is in reinforced concrete and meets the requirements mainly required by NBR 6118: 2014, NBR 6120: 1980 and NBR 6123: 1988 standards. In order to compare the two different sealing systems, two building models were created, each one using a different inner seal component. For this, the structural engineering software Cypecad was used for the design of the structural elements. With the structural design completed, a comparison was made between the two constructive methods, where it will be demonstrated through tables the differences of the load in the pillars, steel and concrete quantities, structure cost, labor cost and cost of materials for each type of internal seal. From the results obtained in the comparatives, it was identified that the most suitable inner sealing system for this building is the drywall.

Keywords: inner wall, drywall, ceramic blocks masonry, structural project, cypecad.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1- Vedação externa e marcação de alvenaria com blocos cerâmicos.	17
FIGURA 2 – Esquema construtivo de vedação em gesso acartonado.	20
FIGURA 3 –Consumo Histórico Anual de Chapas para drywall no Brasil. (Milhões de m2)...	21
FIGURA 4- Chapas para drywall – consumo por m2 por habitante/ ano.....	21
FIGURA 5- Tipos de placas de gesso acartonado.	22
FIGURA 6– Processo das áreas de influência.	29
FIGURA 7– Seção transversal do pilar.	30
FIGURA 8- Seção transversal da laje.	32
FIGURA 9- Lajes armadas em duas direções.....	33
FIGURA 10- Laje maciça armada em uma direção.	34
FIGURA 11- Laje maciça em balanço.	35
FIGURA 12- Grelha de laje nervurada. Fonte:.....	36
FIGURA 13- Seção de uma laje nervurada. Fonte:	36
FIGURA 14 - Mapa de isopleias de Brasil.	38
FIGURA 15- Deformações de uma estrutura devido à ação do vento.	49
FIGURA 16- Representação de um pórtico considerando apenas os efeitos de primeira ordem.	50
FIGURA 17- Representação de um pórtico com efeitos de segunda ordem.	51
FIGURA 18- Efeitos de segunda ordem.	52
FIGURA 19- Representação de um pórtico com efeitos de segunda ordem considerando a não- linearidade física dos elementos.	54
FIGURA 20- Logótipo da empresa Cype software.	55
FIGURA 21 - Discretização do modelo 3D de uma estrutura em barras, grelhas e elementos finitos.	56
FIGURA 22– Pórtico espacial desenvolvido no CYPECAD.	57
FIGURA 23- Plataforma do software Arquimedes.	59
FIGURA 24- Seleção de normas a serem utilizadas no Cypecad.....	62
FIGURA 25- Dados gerais de obra no Cypecad.....	63
FIGURA 26- Determinação dos cobrimentos de obra no Cypecad.....	64
FIGURA 27 - P7 com maior inércia na direção de maior sollicitação.	65
FIGURA 28- Cubeta plástica utilizada no edifício.....	66
FIGURA 29- Classificação da resistência do solo no Cypecad.....	67
FIGURA 30- Modelo 3D gerado pelo Cypecad após introdução dos elementos.	68
FIGURA 31- Menu de grupos para introdução das cargas permanentes e sobrecargas.	69
FIGURA 32- Cargas inseridas no pavimento-tipo.	72
FIGURA 33 - Plataforma de inserção de dados para cálculo de forças de vento no Cypecad. ..	73
FIGURA 34 - Deformação da estrutura pelas cargas de parede no modelo I (Drywall).	77
FIGURA 35- Deformação da estrutura pelas cargas de parede no modelo II	77
FIGURA 36- Esforços na Viga 2 do Pav. Tipo 5 - Modelo 1.	78
FIGURA 37- Esforços na Viga 2 do Pav. Tipo 5 - Modelo 2.	79
FIGURA 38- Armação de fundações do modelo I (drywall).	80
FIGURA 39- Armação de fundações do modelo II (Blocos Cerâmicos).	80

LISTA DE TABELAS

TABELA 1- Dimensões de blocos cerâmicos para vedação.	18
TABELA 2 – Peso específico dos materiais.	19
TABELA 3– Características físicas e mecânicas para chapas de gesso acartonado.	20
TABELA 4– Dados técnicos das placas ST.	23
TABELA 5– Dados técnicos das placas RU. Fonte:	23
TABELA 6– Dados técnicos das placas RF.	24
TABELA 7 – Classes de agressividade ambiental (CAA).	26
TABELA 8– Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.	27
TABELA 9- Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$	28
TABELA 10 - Valores do coeficiente adicional para pilares e pilares-parede.	29
TABELA 11- Limites para deslocamentos.	40
TABELA 12- Coeficiente $y_f = y_{f1} \times y_{f3}$	41
TABELA 13- Valores do coeficiente y_{f2}	42
TABELA 14- Valores do coeficiente y_m de minoração do concreto.	43
TABELA 15- Cargas permanentes utilizadas na estrutura.	69
TABELA 16- Sobrecargas de utilização conforme NBR 6120:1980.	70
TABELA 17- Cargas das paredes externas e internas em blocos cerâmicos.	70
TABELA 18- Cargas de paredes com placas de gesso acartonado.	71
TABELA 19- Cargas extras aplicadas na cobertura.	71
TABELA 20- Cargas permanentes, sobrecargas e extras consideradas por pavimento.	71
TABELA 21- Cálculo do coeficiente de arrasto nos eixos X e Y.	74
TABELA 22- Cargas horizontais de vento por pavimento.	74
TABELA 23- Resultados da análise de estabilidade global do Cypecad.	75
TABELA 24 - Comparativo de cargas axiais em pilares.	81
TABELA 25- Quantitativos da estrutura do Modelo I (drywall).	82
TABELA 26- Quantitativos da estrutura do Modelo II (Blocos Cerâmicos).	83
TABELA 27- Comparativo de quantidades de aço e concreto da estrutura.	83
TABELA 28- Tabela de geometria e armadura de fundações do modelo I.	84
TABELA 29- Tabela de geometria e armadura de fundações do modelo I.	85
TABELA 30- Quantitativo de aço e concreto das fundações do modelo I.	86
TABELA 31- Quantitativo de aço e concreto das fundações do modelo II.	87
TABELA 32- Comparativo de quantidades de aço e concreto das fundações.	87
TABELA 33- Orçamento da estrutura do modelo I.	88
TABELA 34- Orçamento da estrutura do modelo II.	90
TABELA 35- Comparativo de custo da estrutura.	92
TABELA 36- Custo de materiais para o drywall.	93
TABELA 37- Custo de materiais para parede em blocos cerâmicos.	93
TABELA 38- Custo de mão de obra para o drywall.	94
TABELA 39- Custo de mão de obra para parede em blocos cerâmicos.	94
TABELA 40- Custo de revestimento para parede em blocos cerâmicos.	95
TABELA 41- Custo final do serviço para o drywall.	95
TABELA 42- Custo final do serviço para parede em blocos cerâmicos.	95

TABELA 43- Comparativo entre o modelo I e II para o sistema de vedação interno.....	96
TABELA 44- Comparativo de custos da estrutura e sistema de vedação.	96
TABELA 45- Comparativo de custos totais do edifício.....	97

SUMÁRIO

1. Introdução	13
2. Objetivos	14
2.1 Objetivo Geral	14
2.2 Objetivo Específico	14
3. Hipóteses	14
4. Justificativa	15
5. Elementos de Vedação	15
5.1 Alvenaria de Blocos Cerâmicos	16
5.2 Gesso Acartonado (Drywall)	19
5.2.1 Placas de Gesso Comum (ST)	22
5.2.2 Placas de Gesso Resistentes a Umidade (RU)	23
5.2.3 Placas de Gesso Resistentes ao Fogo (RF)	23
6. Projeto Estrutural	24
6.1 Localização	24
6.2 Projeto Arquitetônico	24
6.3 Concepção Estrutural	25
6.4 Durabilidade da Estrutura	26
6.4.1 Classe de Agressividade Ambiental (CAA)	26
6.4.2 Qualidade do Concreto de Cobrimento	27
6.4.3 Cobrimento	27
6.5 Pré-Dimensionamento	28
6.5.1 Pilares	29
6.5.2 Vigas	31
6.5.3 Lajes Maciças	32
6.5.3.1 Lajes maciças armadas em duas direções	33
6.5.3.2 Lajes maciças armadas em uma direção	34
6.5.3.3 Lajes maciças em balanço	34
6.5.4 Lajes Nervuradas Em Duas Direções	35
6.6 Ações Atuantes na Estrutura	37
6.6.1 Cargas Permanentes	37

6.6.2	Cargas Acidentais	37
6.6.3	Cargas de Vento	37
6.7	Estados Limites	38
6.7.1	Estado Limite Último (ELU)	39
6.7.2	Estado Limite de Serviço (ELS)	39
6.8	Combinações de Carga para Projetos	41
6.8.1	Coeficientes de ponderação de cargas para o Estado-Limite Último (ELU)	41
6.8.2	Coeficientes de ponderação de cargas para o Estado-Limite de Serviço (ELS)	42
6.8.3	Coeficientes de ponderação da resistência do concreto no ELU	42
6.8.4	Coeficientes de ponderação da resistência do concreto no ELS	43
6.8.5	Combinações Últimas (ELU)	43
6.8.6	Combinações de Serviço (ELS)	44
7.	Análise Estrutural	45
7.1	Elementos Estruturais	45
7.2	Métodos de análise estrutural	46
7.2.1	Análise Linear	46
7.2.2	Análise Linear com redistribuição	46
7.2.3	Análise Plástica	47
7.2.4	Análise não-linear	48
8.	Estabilidade Global	48
8.1	Análise de 1ª Ordem	49
8.2	Análise de 2ª Ordem	50
8.3	Coeficiente γ_z	52
9.	Software Estrutural – Cypecad	55
9.1	Análise feita pelo Cypecad	58
10.	Software para Orçamentos – Arquimedes	58
11.	Materiais	59
12.	Metodologia	60
12.1	Modelo Estrutural	61
12.2	Dados Gerais de Obra	61

12.3	Concepção da estrutura	64
12.4	Modelagem da Estrutura	67
12.5	Cargas Utilizadas no Projeto	68
12.5.1	Cargas de Piso	69
12.5.2	Sobrecargas	70
12.5.3	Cargas de parede e Cargas extras	70
12.5.4	Cargas totais nos pavimentos	71
12.5.5	Vento	73
12.6	Análise e Resultados dos Modelos Estruturais	75
13.	Análise de Dados	81
13.1	Cargas nos Pilares	81
13.2	Quantitativos da Estrutura	82
13.2.1	Superestrutura	82
13.2.2	Fundações	83
13.2.2.1	Dimensões e Armadura	83
13.2.2.2	Quantitativos de aço e concreto	85
13.3	Custo da Estrutura	87
13.3.1	Modelo I	88
13.3.2	Modelo II	90
13.3.3	Comparativo Modelo I x Modelo II	91
13.4	Custo de Mão de Obra e Materiais	92
13.4.1	Materiais	92
13.4.2	Mão de Obra	94
13.4.3	Revestimento	94
13.4.4	Composição Geral do Serviço	95
13.4.5	Comparativo Modelo I x Modelo II	96
13.5	Custo Total (Estrutura + Sistema de Vedação)	96
14.	Conclusão	97
15.	Referências Bibliográficas	98

APÊNDICE A - Pavimento Subsolo (Cota -3,0m);	100
APÊNDICE B - Pavimento Garagem (Cota 0,0m);	101
APÊNDICE C - Pavimento Hall de entrada (Cota 3,0m)	102
APÊNDICE D - Pavimento-Tipo (Cota 6,0m a 48,0m)	103
APÊNDICE E - Pavimento Lazer (Cota 51,0m)	104
APÊNDICE F - Cobertura (Cota 54,0m).	105
APÊNDICE G – Locação de Pilares do Pavimento-Tipo	106
APÊNDICE H – Ábaco para Cálculo do Coeficiente de Arrasto (Baixa Turbulência)	107
APÊNDICE I/1 – Planta de Fôrma do subsolo (modelo I)	108
APÊNDICE I/2 – Planta de Fôrma do subsolo (modelo II)	109
APÊNDICE J – Planta de Fôrma da Garagem (modelo I)	110
APÊNDICE L – Planta de Fôrma do Hall (modelo I)	111
APÊNDICE M – Planta de Fôrma do Pav. -Tipo (modelo I)	112
APÊNDICE N – Planta de Fôrma do Pav. Lazer (modelo I)	113
APÊNDICE O – Planta de Fôrma da Cobertura (modelo I)	114

1. INTRODUÇÃO

Na fase de elaboração do projeto de estruturas de concreto armado de edifícios de múltiplos pavimentos-tipo, são diversos os fatores a serem considerados a fim de reduzir os custos e tempo de execução, sem comprometer a segurança durante o período de execução e vida útil da obra.

Um dos fatores que podem ser levados em consideração para a redução de custos e prazo é a mudança no método de vedação vertical da estrutura. Apesar da vedação vertical executada em alvenaria representar um pequeno percentual do custo total de um edifício, a mudança desse sistema para o *drywall* pode agilizar a execução do serviço, reduzir espessuras de parede, aumentar a área útil do empreendimento, diminuir cargas transmitidas ao solo e gastos de insumos para a execução da estrutura.

O método de vedação mais utilizado atualmente no Brasil é a alvenaria de blocos cerâmicos vazados. Embora estas alvenarias não apresentem função estrutural, as alvenarias devem apresentar desempenhos consideráveis em resistência térmica, propagação de ondas acústicas, resistência a propagação do fogo, intempéries, entre outros.

Na construção civil peso é sinônimo de custo, principalmente em estruturas de concreto armado. Portanto, a execução de paredes internas em placas de gesso acartonado (*drywall*) vem ganhando cada vez mais espaço no mercado da construção. Sendo as paredes divisórias em gesso acartonado mais leves que as paredes divisórias tradicionais, demonstra-se ser uma solução viável para a redução de peso total da estrutura, reduzindo o custo em insumos através da redução das seções dos elementos estruturais, quantidade de reforço em aço utilizado nestes elementos e dimensões da fundação. Além do mais, pela facilidade de montagem das placas de gesso acartonado, os impactos na agilidade de execução e produtividade também são bastante positivos.

Nesta realidade de transformações por que passa a construção civil, aliada às consequências da globalização, à abertura da economia a mercado internacional, novos sistemas construtivos, baseados na racionalização dos processos construtivos, que interagem com outros sistemas, vêm sendo introduzidos com vistas à otimização da qualidade e produtividade. Neste cenário, o sistema construtivo utilizando paredes de gesso acartonado, "Drywall", surge como uma das grandes promessas de um sistema no qual se identificadas e revertidas suas limitações, veio para ficar. (POUBEL, 2001).

Portanto, este trabalho visa verificar se há impactos significativos no custo das estruturas e suas fundações com a substituição dos sistemas de alvenaria de bloco cerâmico pelo sistema *drywall*, através de um projeto e análise estrutural comparativa gerada pelos dois sistemas de vedação diferentes.

Além do mais, objetiva-se demonstrar e analisar as áreas de aço e dimensões dos elementos estruturais necessárias para suportar as cargas obtidas por cada sistema de vedação, e posteriormente analisar o “Custo x Benefício” da substituição do sistema de vedação, determinando se há economia significativa na estrutura aliado ao preço da execução do serviço.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Elaborar um projeto estrutural de um edifício em concreto armado seguindo as normas vigentes, especialmente as normas NBR 6118:2014, NBR 6120:1980 e NBR 6123: 1988, visando comparar as áreas de aço, volume de concreto, dimensões dos elementos estruturais, custo da estrutura e custo de execução do sistema de vedação, com a utilização de dois sistemas de vedação interno distintos: alvenaria convencional de blocos cerâmicos e paredes de placas de gesso acartonado.

Serão levantadas diversas questões em relação ao projeto estrutural, sendo assim uma ótima oportunidade para o autor adquirir maior afinidade, conhecimento e experiência no campo de projetos e softwares estruturais, visando também familiarizar-se com os variados sistemas de vedação utilizados no mercado, almejando em um futuro próximo dar continuidade no segmento de cálculo estrutural.

2.2 Objetivo Específico

- Comparar a redução de insumos entre dois projetos estruturais de mesma concepção, variando-se o sistema de vedação interna da estrutura.
- Verificar vantagens e desvantagens econômicas para cada sistema de vedação

3. HIPÓTESES

Haverá redução significativa nas dimensões de aço e concreto dos elementos da superestrutura e fundações pela substituição do elemento de vedação interno convencional pelo *drywall*.

O quantitativo de aço e concreto, e conseqüentemente o custo da estrutura, será significativamente menor para o sistema de vedação interno em *drywall*.

O custo da estrutura somado ao custo de execução do serviço de vedação para o *drywall* será menor que da alvenaria cerâmica.

O uso do sistema de placas de gesso acartonado será mais interessante economicamente para a construção do edifício.

4. JUSTIFICATIVA

A demanda ocasionada pela atual situação sócio econômica brasileira tem levado as empresas construtoras a buscarem eficiência no seu processo de produção, tentando agilizar a entrega das obras, aumentar a produtividade, manter a competitividade, conseguindo um menor custo sem deixar de considerar a qualidade. Para isso, há um grande interesse por parte das construtoras em técnicas e materiais de construção mais eficientes, com o objetivo de tornar o dia a dia em obra cada vez mais prático, seguro e econômico.

Nesse contexto, o uso do sistema drywall como vedação interna vem se tornando cada vez mais empregado nas construções brasileiras, substituindo a alvenaria convencional de blocos cerâmicos.

A escolha inteligente do sistema de vedação é muito importante, pois este fator está no caminho crítico da construção, determinando assim as diretrizes para o planejamento. E além de influenciar no planejamento da edificação também influencia no grau de racionalização da obra, pois interferem nas instalações elétricas e hidrossanitárias, esquadrias e revestimentos.

O mercado da construção civil está cada vez mais competitivo e exigente quanto ao prazo na entrega de projetos estruturais, fazendo com que seja muito importante ao engenheiro projetista o conhecimento e uso de um software de cálculo estrutural. Porém, é importante deixar em evidência que o software é apenas uma ferramenta facilitadora ao engenheiro, cabe ao engenheiro o bom senso na concepção estrutural, introdução correta dos dados e análise crítica dos resultados da análise estrutural.

5. ELEMENTOS DE VEDAÇÃO

MITIDIARI (2002) afirma que a vedação vertical é um componente muito importante na edificação, pois determina grande parte do desempenho do edifício, sendo responsável pelos aspectos relativos à habitabilidade tais como conforto, higiene, saúde e segurança de utilização.

Segundo CLEIDE (2010), o elemento de vedação é o subsistema do edifício constituído por elementos destinados à compartimentação e à definição vertical dos espaços internos, bem como, ao controle da passagem de agentes indesejáveis. As vedações verticais definem e limitam horizontalmente a edificação e seus ambientes internos.

De acordo com LUIZ (2016), no mercado da construção civil brasileira existem muitos componentes para execução das vedações. Alguns são mais comuns e bem mais utilizados que outros, por conta de características construtivas que vem sendo utilizadas há muito tempo. Alguns exemplos de elementos de vedação são os tijolos e blocos vazados cerâmicos, os blocos vazados de concreto, blocos de gesso, painéis e o *drywall*. Atualmente, a prática construtiva utiliza-se mais dos blocos vazados cerâmicos e blocos vazados de concreto.

De acordo com a NBR 11685/1990 as vedações verticais podem ser classificadas quanto a sua densidade superficial. Essa característica influencia no dimensionamento das cargas das fundações e influencia no dimensionamento das estruturas. Além disso essa característica influencia no método construtivo do edifício. As vedações podem ser classificadas quanto a sua densidade como:

- Leves: as vedações que possuem densidade superficial inferior a $60 \frac{kg}{m^2}$. Um exemplo é a parede de gesso acartonado;
- Pesadas: as vedações que possuem densidade superficial superior a $60 \frac{kg}{m^2}$, citando-se como exemplo as vedações com bloco cerâmico e os painéis de concreto.

Segundo SABBATINI et al (2003) as vedações podem ser classificadas quanto à técnica de execução, podendo ser:

- Por conformação: vedações obtidas por moldagem a úmido no local utilizando materiais com plasticidade obtida pela adição de água. Tendo-se como exemplo as vedações realizadas com bloco cerâmico;
- Por acoplamento a seco: vedações obtidas por uma técnica que não utiliza materiais obtidos com adição de água, ou seja, utilizam dispositivos como pregos, parafusos, rebites, cunhas, etc. Um exemplo desse tipo de vedação é a parede de gesso acartonado.

5.1 Alvenaria de Blocos Cerâmicos

Segundo THOMAZ et al (2009), podemos definir as alvenarias de vedação como todos aqueles que tem a função de separar ou dividir compartimentos em um espaço, preenchendo os vãos da estrutura, seja essa de concreto, aço entre outras. Com isso, este elemento deve suportar cargas além da sua própria, pois nele são instalados armários, prateleiras entre outros objetos, chamados de carga de utilização. E como um elemento estrutural, uma alvenaria deve apresentar resistência às cargas laterais estáticas e dinâmicas, geradas através da ação de vento, impactos entre outros. As alvenarias

cerâmicas também devem apresentar características como boa resistência contra a ação do fogo, temperatura, ruídos entre outros.

A Figura 1 a seguir demonstra uma alvenaria convencional de blocos cerâmicos.



FIGURA 1- Vedação externa e marcação de alvenaria com blocos cerâmicos.
Fonte: Próprio autor (2017).

De acordo com LIMA (2012), os blocos cerâmicos são os blocos com maior frequência de utilização na região Nordeste, não só pelas práticas construtivas, mas também pela cadeia de distribuidores estabelecida no mercado.

A NBR 15270 (2005) define bloco cerâmico em alvenaria como um componente de alvenaria que apresenta furos prismáticos e/ou cilíndricos perpendiculares às faces que a contém. A mesma também caracteriza os blocos cerâmicos com dimensões nominais variadas, indo desde (9x9x19)cm até (24x24x39)cm correspondendo a (largura x altura x comprimento).

Na Tabela 1, baseada na NBR 15270 (2005), apresenta-se as dimensões usuais dos blocos cerâmicos para vedação.

TABELA 1- Dimensões de blocos cerâmicos para vedação.
Fonte: NBR 15270 (2005).

Dimensões de Fabricação (cm)			
Largura (L)	Altura (H)	Comprimento (C)	
		Bloco Principal	Meio Bloco
9	9	19	9
		24	11.5
	14	19	9
		24	11.5
		29	14
	19	19	9
		24	11.5
		29	14
39		19	
11.5	11.5	24	11.5
	14	24	11.5
	19	19	9
		24	11.5
		29	14
		39	19
14	19	19	9
		24	11.5
		29	14
		39	19
19	19	19	9
		24	11.5
		29	14
		39	19
24	24	19	9
		24	11.5
		29	14
		39	19

De acordo com a NBR 6120: 1980 são especificados os valores de peso específico aparente (γ_{ap}) de cada tipo de material utilizado nas construções. A tabela 2 demonstra estes valores.

TABELA 2 – Peso específico dos materiais.
Fonte: NBR 6120: 1980.

Materiais		Peso Específico Aparente (kN/m ³)
Blocos Artificiais	Blocos de Argamassa	22
	Cimento Amianto	20
	Lajotas Cerâmicas	18
	Tijolos Furados	13
	Tijolos Maciços	18
	Tijolos Sílico-Calcáreos	20
Revestimentos e Concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12.5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

Portanto, de acordo com a tabela acima, temos para bloco cerâmico um peso específico de 13 KN/m³, e para o revestimento em argamassa da parede 19 KN/m³. Para considerações em projetos estruturais, considera-se o peso do tijolo adicionando 3 centímetros de argamassa de revestimento em cada face da parede. Logo, para um pé-direito de 3m e considerando o tijolo de 9x19x19cm, temos:

$$0,09m \times 3m \times 13 \frac{kN}{m^3} + 2 \times 0,03m \times 3m \times 19 \frac{kN}{m^3} = 6,93 \frac{kN}{m}$$

Onde esta carga é aplicada ao longo do comprimento da parede.

5.2 Gesso Acartonado (Drywall)

Segundo MITIDIARI (2000) as vedações em gesso acartonado podem ser definidas como um sistema constituído por perfis metálicos de chapas de aço zincado, como montantes e guias, sobre os quais são fixadas a placas de gesso acartonado, por meio de parafusos especiais. A Figura 2 demonstra uma esquematização do sistema de vedação *drywall*.

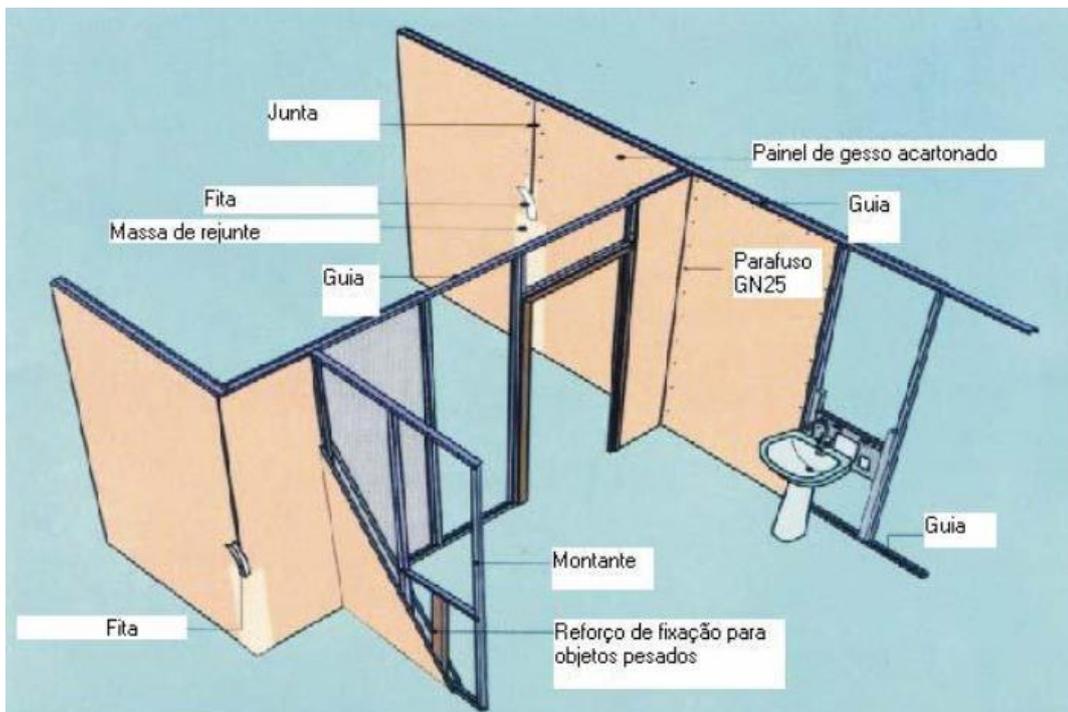


FIGURA 2 – Esquema construtivo de vedação em gesso acartonado.
 Fonte: Braga (2008) (apud. LIMA, 2012).

De acordo com a NBR 14715-1:2010 (Chapas de gesso para drywall - Parte 1: Requisitos) os requisitos para características físicas e mecânicas para chapas de gesso acartonado em geral são as seguintes:

TABELA 3– Características físicas e mecânicas para chapas de gesso acartonado.
 Fonte: NBR 14715-1:2010.

Espessura (mm)		9.5	12.5	15
Peso aprox. (Kg/m ²)		6.5 a 8.5	8 a 12	10 a 14
Variação máxima em relação a média das amostras de um lote		±0.5		
Resistência mínima a ruptura na flexão N	Longitudinal	400	550	650
	Transversal	160	210	250
Absorção máxima de água para chapa resistente a umidade (RU) %		5%		

A definição de *drywall*, traduzindo-se diretamente do inglês é:

Dry = seco e Wall = parede. Ou seja, o *drywall* é considerado um tipo de construção seco, sem necessidade de uso de água ou produtos líquidos. O material tem apresentado uma crescente utilização ao longo dos anos, conforme a Figura 3 demonstra.

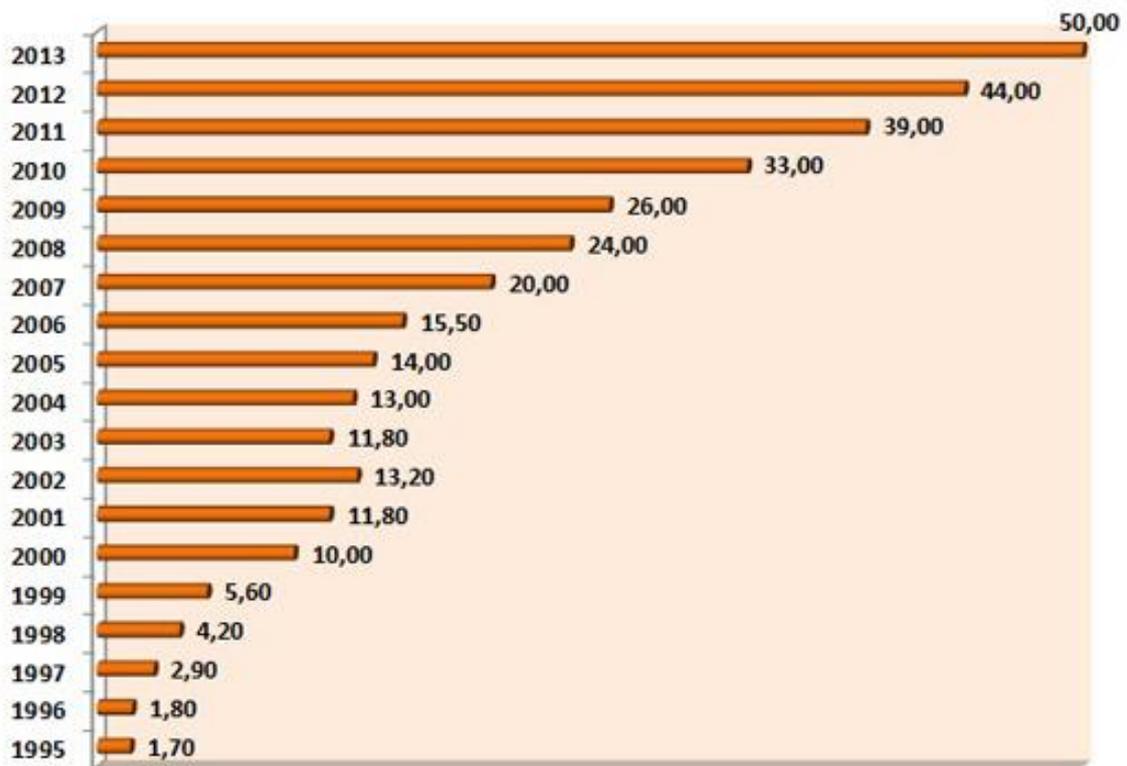


FIGURA 3 –Consumo Histórico Anual de Chapas para drywall no Brasil. (Milhões de m²).
 Fonte: Associação Brasileira do Drywall (2013).

Porém, podemos ver através da Figura 4 que o Brasil ainda se encontra muito atrasado quanto ao uso de gesso acartonado quando comparado a outros países.

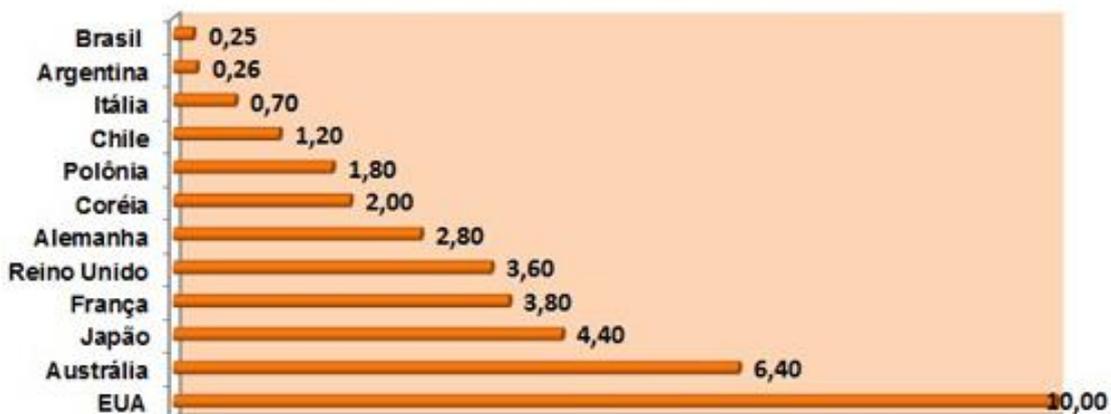


FIGURA 4- Chapas para drywall – consumo por m² por habitante/ ano.
 Fonte: Associação Brasileira do Drywall (2013).

Atualmente, as chapas de *drywall* apresentam um vasto campo de utilização. Avanços tecnológicos no material já possibilitam que as chapas, antes restritas apenas para vedações internas em lugares secos, sejam utilizadas para resistir a ações da umidade em cozinhas e banheiros, fogo, propagação térmica e acústica. O que diferencia essas placas são os aditivos incorporados ao gesso

com o objetivo de melhorar a propriedade específica a que se destina. Dentre as tipologias das placas comumente utilizadas têm-se:

- Standard (ST): utilizada em áreas secas, sem necessidades específicas;
- Resistente à Umidade (RU): utilizadas em áreas sujeitas à umidade de forma intermitente e por tempo limitado. Exemplos mais comuns são as cozinhas, banheiros, áreas de serviço, lavabos entre outros.
- Resistente ao Fogo (RF): utilizadas em áreas com pouca presença de umidade e com exigências especiais em relação ao fogo. Um caso muito comum de utilização delas é em escadas enclausuradas e centro de medições, onde a energia da rua é direcionada à edificação e então distribuída para a mesma.

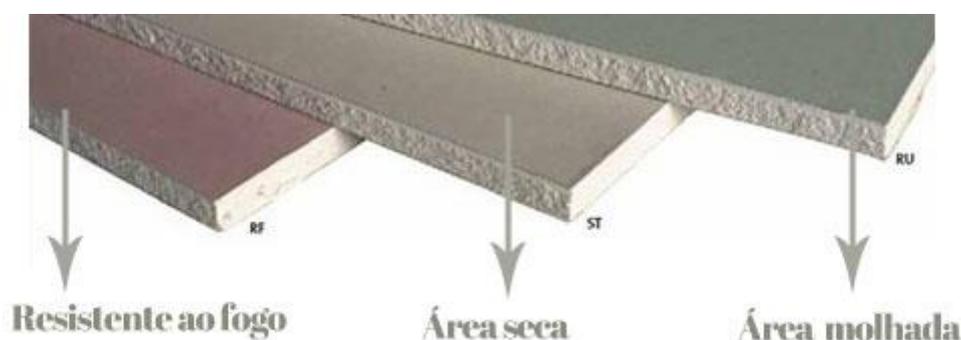


FIGURA 5- Tipos de placas de gesso acartonado.
Fonte: Placo do Brasil (2017)

5.2.1 Placas de Gesso Comum (ST)

Segundo PLACO DO BRASIL (2015), as placas ST de Gesso Laminado são fabricadas industrialmente mediante um processo de laminação contínua de uma mistura de gesso, água e aditivos que são o sulfato de potássio, o cloreto de sódio ou o sulfato de sódio, onde a função destes aditivos é acelerar o tempo de pega. As chapas para uso comum no Brasil possuem cartão branco na face frontal e marfim na face posterior.

TABELA 4– Dados técnicos das placas ST.
Fonte: Placo do Brasil (2015), Rev 05-15.

Espessura (mm)		9.5	12.5	15
Peso aprox. (Kg/m ²)		6.5 a 8.5	8 a 12	10 a 14
Resistência mínima à ruptura na flexão N	Longitudinal	400	550	650
	Transversal	160	210	250
Largura (cm)		120	60	120
Comprimento (cm)		240	120	300
			180	
			200	
			240	
			280	
			300	

5.2.2 Placas de Gesso Resistentes a Umidade (RU)

De acordo com a NBR 14715-1 (2010), que define as características físicas das chapas de gesso acartonado, as placas RU devem apresentar uma taxa de absorção máxima de 5%.

Segundo PLACO DO BRASIL (2013), as placas RU de Gesso Laminado são fabricadas industrialmente mediante um processo de laminação contínua de uma mistura de gesso, água e aditivos, como silicone ou fibras de celulose, e têm as duas superfícies com cartões hidrofugantes. As chapas de gesso acartonado resistente à umidade possuem coloração esverdeada.

TABELA 5– Dados técnicos das placas RU. Fonte:
Placo do Brasil (2013), Rev 07-13.

Espessura (mm)		12.5	15
Peso aprox. (Kg/m ²)		8 a 12	10 a 14
Resistência mínima a ruptura na flexão N	Longitudinal	550	650
	Transversal	210	250
Largura (cm)		120	120
Comprimento (cm)		180	180
		200	240
		240	300
		280	
		300	
Absorção Máxima de água (%)		5%	

5.2.3 Placas de Gesso Resistentes ao Fogo (RF)

Segundo PLACO DO BRASIL (2013), as placas de Gesso Laminado RF, possuem alta resistência ao fogo, e são fabricadas industrialmente mediante um processo de laminação contínua de uma mistura de gesso, água, aditivos e fibra de vidro. A função desses aditivos e da fibra de vidro é

de, além de melhorar a resistência da placa de gesso ao fogo, é melhorar a resistência a tração e reduzir a absorção de água. As chapas de gesso acartonado resistentes ao fogo possuem o cartão da face frontal na cor rosa.

TABELA 6– Dados técnicos das placas RF.
Fonte: Placo do Brasil (2013), Rev 07-13.

Espessura (mm)		15
Peso aprox. (Kg/m2)		10 a 14
Resistência mínima a ruptura na flexão N	Longitudinal	650
	Transversal	250
Largura (cm)		120
Comprimento (cm)		180
		240
		300

Portanto, estima-se que a carga do sistema *drywall* com duas placas e o montante metálico é da ordem de $0,25 \frac{kN}{m^2}$. Para uma parede com 3 metros de pé-direito, temos uma carga linear aplicada ao longo do comprimento da parede de $0,75 \frac{kN}{m}$.

6. PROJETO ESTRUTURAL

6.1 Localização

O projeto será concebido na cidade de Campina Grande, localizado na mesorregião do agreste da Paraíba, no Brasil. A partir da localização já serão levantados os dados iniciais para elaboração do projeto como, por exemplo, classe de agressividade, composição do solo, velocidade do vento, etc.

6.2 Projeto Arquitetônico

O projeto arquitetônico foi desenvolvido primeiramente por CYPE (2014) e devidamente modificado pelo autor para atender aos objetivos e as exigências do código de obras de Campina Grande.

Trata-se de uma edificação residencial de 20 pavimentos, que consiste em subsolo (cota -3,0m) e o pavimento térreo (cota 0,0m) onde o uso de ambos será destinado apenas para garagem. Já o terceiro pavimento (cota 3,0m), será a entrada principal da edificação. Do terceiro ao décimo oitavo pavimento serão os pavimentos-tipo do edifício. E por fim, o décimo nono pavimento será um salão de lazer e o vigésimo pavimento a cobertura.

Os pavimentos-tipo desta edificação conterão dois apartamentos por andar, cada apartamento contendo três quartos, três banheiros, área de serviço, sala, cozinha e varanda, totalizando uma área construída de 333,35m² por pavimento-tipo, estrutura em concreto armado e vedação externa bloco cerâmico e posteriormente para a vedação interna será utilizado o elemento de vedação mais viável que no caso está sendo estudado para a edificação. Todos os pavimentos possuem um pé direito de 3,00m.

As plantas estão disponíveis nos apêndices da seguinte maneira:

- Apêndice A: Pavimento Subsolo (Cota -3,0m);
- Apêndice B: Pavimento Garagem (Cota 0,0m);
- Apêndice C: Pavimento Hall de entrada (Cota 3,0m);
- Apêndice D: Pavimento-Tipo (Cota 6,0m a 48,0m)
- Apêndice E: Pavimento Lazer (Cota 51,0m);
- Apêndice F: Cobertura (Cota 54,0m).

6.3 Concepção Estrutural

De acordo com PINHEIRO (2007) a concepção estrutural consiste em escolher um sistema estrutural eficiente que constitua a parte resistente do edifício.

Essa etapa, uma das mais importantes no projeto estrutural, implica em escolher os elementos a serem utilizados e definir suas posições, de modo a formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los ao solo de fundação. A solução estrutural adotada no projeto deve atender aos requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura. (PINHEIRO, 2007).

A definição da forma estrutural parte da localização dos pilares e segue com o posicionamento das vigas e das lajes, nessa ordem, sempre levando em conta a compatibilização com o projeto arquitetônico e visando a maior eficiência na distribuição de esforços possível.

A concepção estrutural deve ainda estar em harmonia com os demais projetos, tais como: projeto arquitetônico, instalações elétricas, hidráulicas, telefonia, segurança, som, televisão, ar condicionado, computador e outros, de modo a permitir a coexistência, com qualidade, de todos os sistemas.

6.4 Durabilidade da Estrutura

A NBR 6118:2014 (item 5.1.2.3) define: “consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.”

6.4.1 Classe de Agressividade Ambiental (CAA)

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 (item 6.4.1), define-se Classe de Agressividade Ambiental (CAA) a todas as ações que atuem sobre as estruturas de concreto armado, sendo essas ações químicas e físicas. A CAA reitera que estas ações são independentes de ações mecânicas, de alteração de volume por conta de temperatura e umidade.

Os projetos da estrutura dizem que a CAA deverá ser classificada de acordo com a Tabela 7 apresentada logo a seguir, e sendo avaliada de acordo com o lugar onde a estrutura será executada. Exemplo: área rural, área industrial, área marinha entre outras. A determinação da CAA é de responsabilidade do projetista estrutural, e o nível de agressividade, caso o responsável ache necessário de acordo com os dados relativos do ambiente que ele possui, poderá ser utilizado um valor mais agressivo.

TABELA 7 – Classes de agressividade ambiental (CAA).
Fonte: NBR 6118 (2014).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1 2}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹	Grande
		Industrial ^{1 2}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1 3}	Elevado
		Respingos de maré	

¹ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

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

³ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

6.4.2 *Qualidade do Concreto de Cobrimento*

Segundo a NBR 6118: 2014 a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. Sabendo a classe de agressividade ambiental para uma determinada estrutura, podemos definir a relação água/cimento e a classe do concreto mínima para a mesma pela Tabela 8.

TABELA 8– Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.
Fonte: NBR 6118 (2014).

Concreto ¹	Tipo ^{2 3}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0.65	≤ 0.60	≤ 0.55	≤ 0.45
	CP	≤ 0.60	≤ 0.55	≤ 0.50	≤ 0.45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

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

6.4.3 *Cobrimento*

A ABNT NBR 6118:2014 (item 7.4.1) define “atendidas as demais condições estabelecidas nesta seção, a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura”. Pode-se seguir a Tabela 9 para atender os valores mínimos do mesmo.

TABELA 9- Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm
Fonte: NBR 6118 (2014).

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

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos 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, respeitado 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.

6.5 Pré-Dimensionamento

O pré-dimensionamento consiste na determinação das dimensões preliminares dos elementos da estrutura. Não existem normas técnicas para o pré-dimensionamento da estrutura, e sim recomendações práticas.

O pré-dimensionamento pode variar entre cada calculista, onde a experiência em concepções estruturais de projetos passados tem grande peso na escolha das seções iniciais. À medida que o calculista ganha experiência em concepções estruturais distintas, ele tende a deixar de realizar os cálculos de pré-dimensionamento visto que já tem muitas referências e conhecimento de projetos anteriores similares.

De acordo com PINHEIRO (2007), o pré-dimensionamento dos elementos estruturais é necessário para que se possa calcular o peso próprio da estrutura, que é a primeira parcela considerada no cálculo das ações.

Segundo ALVA (2014), pode-se dizer que um bom pré-dimensionamento é o que resulta em dimensões de seções e em taxas de armaduras finais (após dimensionamento) próximas às adotadas inicialmente no pré-dimensionamento.

Á seguir, serão apresentados um dos possíveis métodos de pré-dimensionamento de elementos estruturais. Porém, vale salientar que o método de pré-dimensionamento e parâmetros utilizados nas fórmulas apresentadas podem variar de acordo com a referência bibliográfica, visto que são fórmulas baseadas na prática e não existem normas para padronizar este cálculo.

6.5.1 Pilares

De acordo com PINHEIRO (2007) para um pré-dimensionamento mais realista, pode-se usar o processo de área de influência, o qual consiste em dividir a área total do pavimento em áreas de influência, conforme ilustrado pela figura 6, relativas a cada pilar e, a partir daí, estimar a carga que eles irão absorver.

A área de influência de cada pilar pode ser obtida dividindo-se as distâncias entre seus eixos em intervalos de metade do vão para cada pilar.

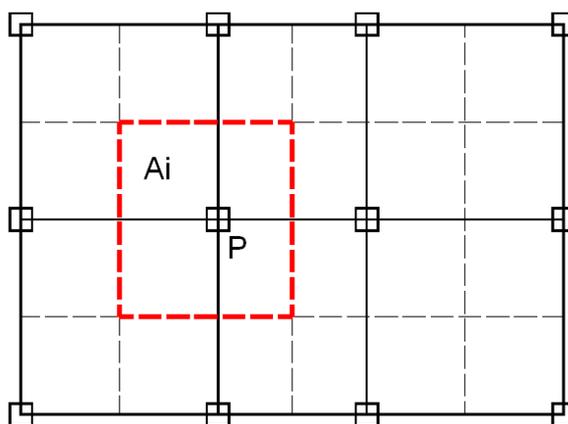


FIGURA 6– Processo das áreas de influência.
Fonte: ALVA (2014).

De acordo com o item 13.2.3 da NBR 6118 (2014), a área mínima da seção bruta tem que ser maior ou igual a 360 cm². O item 13.2.3 também especifica dimensões mínimas para pilares e pilares-parede, demonstradas na Tabela 10.

TABELA 10 - Valores do coeficiente adicional para pilares e pilares-parede
Fonte: NBR 6118 (2014).

b (cm)	≥19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
<p>$\gamma_n = 1.95 - 0.05 \times b$</p> <p>b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).</p> <p>NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.</p>						

Para o cálculo da dimensão do pilar, baseando-se em ALVA (2014), temos:

- Carga vertical em edifícios usuais (Peso médio) = $P_m = 12 \frac{kN}{m^2}$ por pavimento
- Força normal (estimada) no pilar:

$$N_k = P_m \times A_i \times n \quad (1)$$

Onde:

- A_i = Área de influência do pilar (m)
- n = número de pavimentos acima da seção analisada

Numa situação de projeto e para fins de pré-dimensionamento, estimamos a carga no pilar como uma compressão centrada, que é diferente da situação real onde temos também momentos atuantes nestes pilares de acordo com sua locação (Pilar de centro, extremidade ou de canto), para estimar esta carga fazemos então o seguinte procedimento, de acordo com a Equação 2 e 3:

$$N_{sd}, M_{sdy} \text{ e } M_{sdx} \rightarrow N_{sd}^* \quad (2)$$

Flexão composta (Situação real) \rightarrow Compressão Centrada (Situação Equivalente)

Logo:

$$N_{sd}^* = \gamma \times N_k \quad (3)$$

Onde:

- $\gamma = 1,8$ para pilares de centro
- $\gamma = 2,2$ para pilares de extremidades
- $\gamma = 2,5$ para pilares de canto

Na Figura 7, podemos ver uma representação de uma seção transversal de um pilar

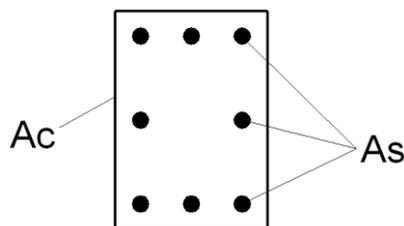


FIGURA 7– Seção transversal do pilar.

Fonte: ALVA (2014).

Onde:

- A_c = área da seção bruta de concreto
- A_s = área total de armadura na seção

- Taxa de armadura da seção (ρ):

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (4)$$

Na compressão centrada, temos o pilar no domínio 5, logo: $\epsilon_{cc} = \epsilon_s = 0,002$ (Para concretos até C50)

Enfim, temos:

$$N_{sd}^* = (0,85 \times f_{cd} \times A_c) + A_s \times \sigma_{s0,002} \quad (5)$$

Onde:

- f_{cd} = resistência de compressão do concreto de projeto ($f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$)
- A_c = Área de seção do pilar
- A_s = Área de aço na seção
- $\sigma_{s0,002}$ = Tensão no aço para a deformação 0,002 (Para aço CA-50: $\sigma_{s0,002} = 42 \frac{kN}{cm^2}$)

Sabendo que $A_s = \rho \times A_c$ (Equação 4), temos então a equação final a ser utilizada, na qual podemos determinar a área de seção do pilar:

$$A_c = \frac{N_{sd}^*}{0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{s0,002}} \quad (6)$$

ALVA (2014) sugere adotar valores para a taxa de armadura (ρ) de 0,015 a 0,02 (1,5% a 2%).

Sabendo o valor da área de seção do pilar, adotando uma base b para a seção do pilar, determinando então a altura h da seção do pilar, arredondando o valor de altura para múltiplos de 5cm.

6.5.2 Vigas

Segundo PINHEIRO (2007), uma estimativa grosseira para a altura das vigas é dada por:

- Tramos internos:
$$h_{est} = \frac{l_0}{12} \quad (7)$$

- Tramos externos ou vigas biapoiadas:
$$h_{est} = \frac{l_0}{10} \quad (8)$$

- Balanços:
$$h_{est} = \frac{l_0}{5} \quad (9)$$

Conforme a NBR 6118: 2014, a seção transversal das vigas e das vigas paredes não podem apresentar largura menor que 12cm e menor que 15cm respectivamente.

Estes limites podem ser reduzidos, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes condições:

- Alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos pela NBR 6118:2014.
- Lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931.

De acordo com PINHEIRO (2007), em um tabuleiro de edifício, não é recomendável utilizar muitos valores diferentes para altura das vigas, de modo a facilitar e otimizar os trabalhos de cimbramento. Usualmente, adotam-se, no máximo, duas alturas diferentes. Tal procedimento pode, eventualmente, gerar a necessidade de armadura dupla em alguns trechos das vigas.

6.5.3 Lajes Maciças

Segundo a NBR 6118:2014, nas lajes maciças, devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- 7cm para cobertura não em balanço;
- 8cm para lajes de piso não em balanço;
- 10cm para lajes em balanço;
- 10cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30kN;
- 12cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30kN;
- 15cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $l/2$ para lajes de piso biapoiadas e $l/50$ para lajes de piso contínuas;
- 16cm para lajes lisas e 14cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

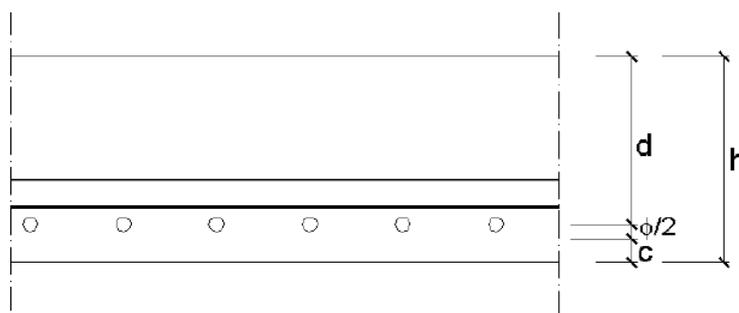


FIGURA 8- Seção transversal da laje.
Fonte: PINHEIRO (2007).

6.5.3.1 Lajes maciças armadas em duas direções

As lajes maciças são armadas em duas direções quando $\frac{l_x}{l_y} \leq 2$, conforme a Figura 9.

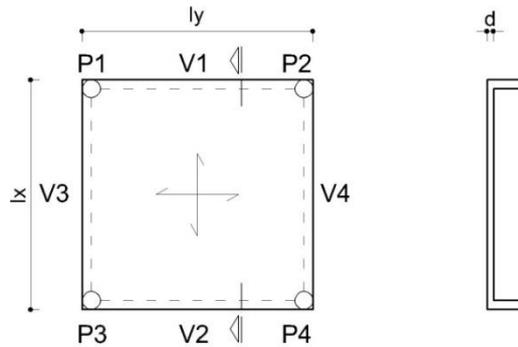


FIGURA 9- Lajes armadas em duas direções.
Fonte: MEIRELLES (2007).

Para estimar a altura útil da laje armada em duas direções, utilizamos a Equação 10.

$$d = 0,025 \times \frac{l_x + l_y}{2} \quad (10)$$

Onde:

- d é a altura útil da laje (cm);
- l_x é o menor vão da laje
- l_y é o maior vão da laje

Para chegarmos a altura h da laje, adotamos a Equação 11:

$$h = d + \frac{\emptyset}{2} + \text{cobrimento} \quad (11)$$

Onde:

- h é a espessura da laje (cm);
- d é a altura útil da laje (cm);
- Cobrimento é o cobrimento nominal da armadura.
- \emptyset é o valor do diâmetro da bitola adotada.

6.5.3.2 Lajes maciças armadas em uma direção

As lajes maciças são armadas em uma direção quando $\frac{l_x}{l_y} \geq 2$, conforme a Figura 10.

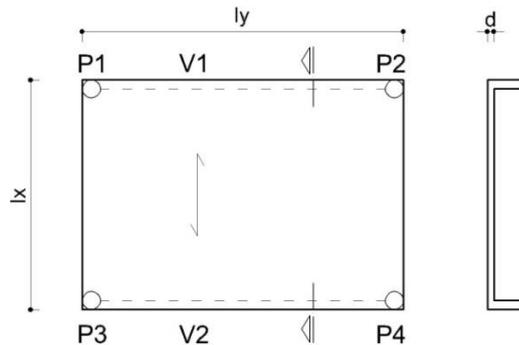


FIGURA 10- Laje maciça armada em uma direção.

Fonte: MEIRELLES (2007).

Para estimar a altura útil da laje armada em uma direção, utilizamos a Equação 12.

$$d = 0,025 \times l_x \quad (12)$$

Onde:

- d é a altura útil da laje (cm);
- l_x é o menor vão da laje

A altura da laje também é pré-dimensionada a partir da Equação 11 apresentada anteriormente.

6.5.3.3 Lajes maciças em balanço

As lajes em balanço possuem armadura principal na direção do balanço e armadura de distribuição no sentido transversal, temos uma representação de uma laje em balanço na Figura 11:

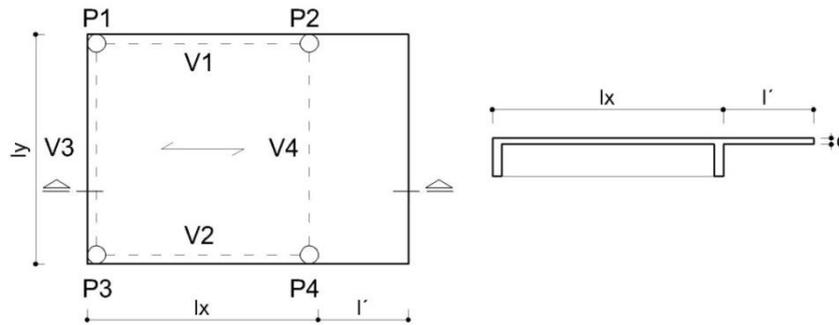


FIGURA 11- Laje maciça em balanço.
Fonte: MEIRELLES (2007).

Para estimar a altura útil da laje em balanço, utilizamos a Equação 13.

$$d = 0,04 \times l_x \quad (13)$$

Onde:

- d é a altura útil da laje (cm);
- l_x é o menor vão da laje

A altura da laje também é pré-dimensionada a partir da Equação 11 apresentada anteriormente.

6.5.4 Lajes Nervuradas Em Duas Direções

Conforme a NBR 6118: 2014, as lajes nervuradas devem ter a espessura da mesa, quando não existirem tubulações horizontais embutidas, maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces das nervuras (l_o) e não menor que 4 cm.

O valor mínimo absoluto da espessura da mesa deve ser 5 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm. Para tubulações com diâmetro \emptyset maior que 10 mm, a mesa deve ter a espessura mínima de $4 \text{ cm} + \emptyset$, ou $4 \text{ cm} + 2 \emptyset$ no caso de haver cruzamento destas tubulações.

A espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm.

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

Além do mais, para o projeto das lajes nervuradas, devem ser obedecidas as seguintes condições:

- Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;
- Para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

Nas Figuras 12 e 13, podemos visualizar o esquema de uma laje nervurada em duas direções:

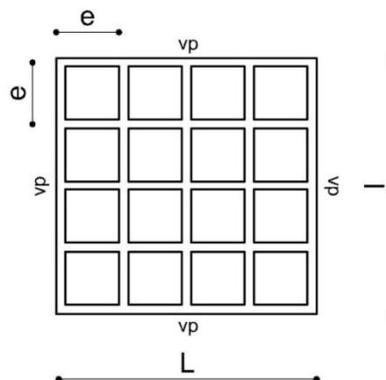


FIGURA 12- Grelha de laje nervurada. Fonte: MEIRELLES (2007)

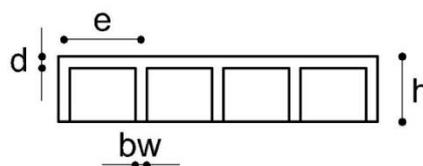


FIGURA 13- Seção de uma laje nervurada. Fonte: MEIRELLES (2007)

Onde:

- l é o vão menor,
- L é o vão maior,
- V_p é a viga principal
- e é o espaçamento entre nervuras
- b_w é a espessura das nervuras
- d é a espessura da capa de concreto
- h é a altura total da laje

Segundo MEIRELLES (2007), podemos pré-dimensionar as dimensões da laje nervurada em duas direções utilizando as Equações 14, 15, 16 e 17 apresentadas a seguir.

$$\text{Altura total: } h = 0,04 \times \frac{L+1}{2} \quad (14)$$

$$\text{Espaçamento entre eixos de nervura: } e = 1.5 \text{ a } 2 h \quad (15)$$

$$\text{Espessura da nervura: } b_w = \frac{h}{5} \quad (16)$$

$$\text{Espessura da capa de concreto: } d = \frac{e}{30} \quad (17)$$

6.6 Ações Atuantes na Estrutura

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

6.6.1 Cargas Permanentes

Segundo PINHEIRO (2007) as ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores constantes ou com pequena variação em torno da média, durante praticamente toda a vida da construção.

Elas podem ser subdivididas em *ações permanentes diretas* – peso próprio da estrutura ou de elementos construtivos permanentes (paredes, pisos e revestimentos, por exemplo), peso dos equipamentos fixos, empuxos de terra não removíveis etc. – e *ações permanentes indiretas* – retração, recalques de apoio e protensão.

6.6.2 Cargas Acidentais

PINHEIRO (2007) define cargas acidentais como aquelas cujos valores têm variação significativa em torno da média, durante a vida da construção. Podem ser fixas ou móveis, estáticas ou dinâmicas, pouco variáveis ou muito variáveis. São exemplos: cargas de uso (pessoas, mobiliário, veículos etc.) e seus efeitos (frenagem, impacto, força centrífuga), vento, variação de temperatura, empuxos de água, alguns casos de abalo sísmico etc.

6.6.3 Cargas de Vento

Os esforços solicitantes relativos à ação do vento também são classificados como cargas variáveis, devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito

pela NBR 6123: 1988, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas.

A velocidade básica do vento (V_0) corresponde a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano. Varia com a região que será erguida a edificação, de acordo com o mapa de isopletas, como podemos ver na Figura 14 a seguir.

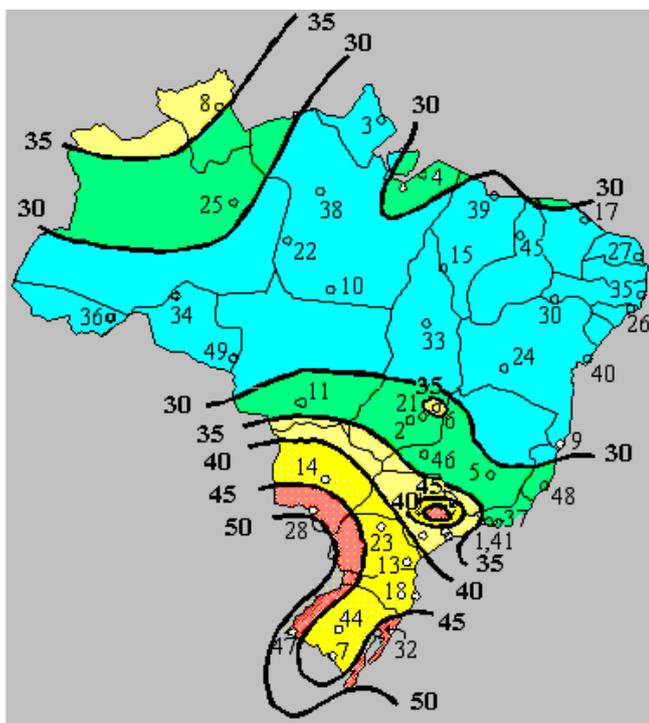


FIGURA 14 - Mapa de isopletas de Brasil.
Fonte: CYPE (2016).

6.7 Estados Limites

De acordo com PINHEIRO (2007) as estruturas de concreto armado devem ser projetadas de modo que apresentem segurança satisfatória. Esta segurança está condicionada à verificação dos estados limites, que são situações em que a estrutura apresenta desempenho inadequado à finalidade da construção, ou seja, são estados em que a estrutura se encontra imprópria para o uso. Os estados limites podem ser classificados em estados limites últimos ou estados limites de serviço, conforme sejam referidos à situação de ruína ou de uso em serviço, respectivamente. Assim, a segurança pode ser diferenciada com relação à capacidade de carga e à capacidade de utilização da estrutura.

6.7.1 *Estado Limite Último (ELU)*

PINHEIRO (2007) define os estados limite ultimo (ELU) como aqueles que correspondem à máxima capacidade portante da estrutura, ou seja, sua simples ocorrência determina a paralização, no todo ou em parte, do uso da construção. São exemplos:

- Perda de equilíbrio como corpo rígido: tombamento, escorregamento ou levantamento;
- Resistência ultrapassada: ruptura do concreto;
- Escoamento excessivo da armadura: $\epsilon_s > 1,0\%$;
- Aderência ultrapassada: escorregamento da barra;
- Transformação em mecanismo: estrutura hipostática;
- Flambagem;
- Instabilidade dinâmica – ressonância;
- Fadiga – cargas repetitivas.

6.7.2 *Estado Limite de Serviço (ELS)*

Segundo PINHEIRO (2007) os estados de limite de serviço são aqueles que correspondem a condições precárias em serviço. Sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam condições especificadas para o uso normal da construção ou que são indícios de comprometimento da durabilidade. Podem ser citados como exemplos:

- Danos estruturais localizados que comprometem a estética ou a durabilidade da estrutura – fissuração;
- Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou o seu aspecto estético – flechas;
- Vibrações excessivas que causem desconforto a pessoas ou danos a equipamentos sensíveis.

A principal verificação no Estado-Limite de Serviço são os limites para deslocamentos para elementos como lajes e vigas, que visa proporcionar um adequado comportamento da estrutura em utilizações de serviço, como podemos ver na Tabela 11.

TABELA 11- Limites para deslocamentos.
Fonte: NBR 6118 (2014).

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-Limite
Aceitabilidade sensorial	Usual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	Vão/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	Vão/350
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	Vão/250 (a)
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	Vão/350 + Contraflecha (b)
			Ocorrido após a construção do piso	Vão/600
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	Vão/500 (c) e 1cm
		Divisórias leves	Ocorrido após a instalação da divisória	Vão/250 (c) e 2,5cm
		Movimento Lateral de Edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente	H/1700 (e) e Hi/850 (f) entre pavimentos
		Movimentos Térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	Vão/400 (g) e 1,5cm
	Forros	Movimentos Térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	Hi/500
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	Vão/350
		Revestimentos pendurados com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	Vão/175
	Pontes Rolantes	Desalinhamento de Trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes na frenagem	H/400

a As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

b Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que 1/3 50.

c O vão l deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

d Rotação nos elementos que suportam paredes.

e H é a altura total do edifício e Hi o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

f Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido à atuação de ações horizontais. Não podem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica ao deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando Hi representa o comprimento do lintel.

g O valor l refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

6.8 Combinações de Carga para Projetos

Segundo MATTOS (2013), um tipo de carregamento é especificado pelo conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuar simultaneamente sobre uma estrutura. Em cada tipo de carregamento as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Devem ser estabelecidas tantas combinações de ações quantas sejam necessárias para que a segurança seja verificada, em relação a todos os possíveis estados limites da estrutura.

De acordo com a NBR 6118: 2014, nas combinações as ações devem ser majoradas pelo coeficiente γ_f , que é calculado através da Equação 18 e seus respectivos valores encontram-se estabelecidos nas Tabelas 12 e 13.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} \times \gamma_{f3} \quad (18)$$

6.8.1 Coeficientes de ponderação de cargas para o Estado-Limite Último (ELU)

Para as combinações no ELU, determinamos o $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$ e o γ_{f2} pelas Tabelas 12 e 13, respectivamente:

TABELA 12- Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$.
Fonte: NBR 6118 (2014).

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)	Protensão (p)			Recalques de apoio e Retração	
	<i>D</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>T</i>	<i>D</i>	<i>F</i>	<i>D</i>	<i>F</i>
Normais	1,4 (a)	1.0	1.4	1.2	1.2	0.9	1.2	0
Especiais ou de construção	1.3	1.0	1.2	1.0	1.2	0.9	1.2	0
Excepcionais	1.2	1.0	1.0	0	1.2	0.9	0	0

D é desfavorável, *F* é favorável. G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

(a) Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

TABELA 13- Valores do coeficiente y_{f2} .
Fonte: NBR 6118 (2014).

Ações		y_{f2}		
		ψ_0	ψ_1 (a)	ψ_2
Cargas Acidentais em Edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (Edifícios residenciais)	0.5	0.4	0.3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas (Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos)	0.7	0.6	0.4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0.8	0.7	0.6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0.6	0.3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0.6	0.5	0.3
(a). Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23 da NBR 6118:2014				

6.8.2 Coeficientes de ponderação de cargas para o Estado-Limite de Serviço (ELS)

Em geral, o coeficiente de ponderação das ações para estados-limites de serviço é dado pela Equação 19.

$$y_f = y_{f2} \quad (19)$$

Onde:

- y_{f2} tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer (ver Tabela 11):
- $y_{f2} = 1$ para combinações raras;
- $y_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;
- $y_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

6.8.3 Coeficientes de ponderação da resistência do concreto no ELU

Para a verificação dos elementos estruturais no Estado-Limite Último, a resistência do concreto (f_{ck}) deve ser minorada pelos coeficientes indicados na Tabela 14:

TABELA 14- Valores do coeficiente y_m de minoração do concreto.
Fonte: NBR 6118 (2014)

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

A resistência de cálculo de projeto para o concreto (f_{cd}) é dada pela Equação 20.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{y_m} \quad (20)$$

6.8.4 Coeficientes de ponderação da resistência do concreto no ELS

Para a verificação dos elementos estruturais no Estado-Limite de Serviço, a resistência do concreto (f_{ck}) não precisa ser minorado, portanto, $y_m = 1,0$. O valor da resistência de projeto do concreto também é calculado pela Equação 20.

6.8.5 Combinações Últimas (ELU)

Normalmente, para projetos usuais utiliza-se para dimensionamento as combinações últimas normais, conforme definido no item 11.8.2.4 da NBR 6118:2014, para verificação da segurança ao esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado:

$$F_d = \gamma_g \times F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \times F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \times (F_{q1k} + \Sigma \psi_{cj} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \times \psi_{o\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (21)$$

Onde:

- F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;
- F_{gk} representa as ações permanentes diretas;
- $F_{\varepsilon gk}$ são as ações indiretas permanentes, como a retração, fluência, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas.
- F_{q1k} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;
- $F_{\varepsilon qk}$ representa a ações indiretas variáveis como a temperatura

Combina-se as ações atuantes através desta equação, considerando as permanentes como desfavoráveis e favoráveis, atuação ou não das ações acidentais, etc., obtendo-se então todas as combinações possíveis de carregamento.

Alguns exemplos de combinações para os coeficientes de ponderação apresentados a seguir.

- Considerando cargas permanentes (efeito desfavorável) e variáveis (incluindo o vento), onde SC é a principal e V é a secundária:

$$1,3 \times PP + 1,4 \times CP + 1,4 \times SC + 1,4 \times 0,6 \times V(+X)$$

- Considerando permanentes (efeito desfavorável) e variáveis (incluindo o vento), onde V é a principal e SC é a secundária:

$$1,3 \times PP + 1,4 \times CP + 1,4 \times 0,7SC + 1,4 \times V(+X)$$

Caso fossem utilizados os fatores de combinação para edifícios residenciais ($\psi_0 = 0,5$), a parcela da carga acidental na combinação seria $0,5 \times SC$.

Onde:

- G1= Peso Próprio
- CP= Cargas Permanentes (Revestimento, paredes, etc.)
- SC=Cargas acidentais/Sobrecarga
- V(+X)= Vento na direção do eixo +X da estrutura

6.8.6 Combinações de Serviço (ELS)

Estas combinações são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificados como a seguir:

- **Quase-Permanentes:** podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas. Nestas combinações, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes ($\psi_2 F_{qk}$).

$$F_{d,ser} = F_{qik} + \Sigma \psi_{2j} \times F_{qjk} \quad (21)$$

- **Frequentes:** se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras,

de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de ventos ou temperatura que podem comprometer as vedações. Nestas combinações, a ação variável principal F_{g1} é tomada com seu valor frequente ($\psi_1 F_{q1k}$) e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes ($\psi_2 F_{qk}$).

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{qik} + \Sigma \psi_1 \times F_{q1k} \times \Sigma \psi_{2j} \times F_{qjk} \quad (22)$$

- **Raras:** ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras. Nestas combinações, a ação variável principal F_{g1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes ($\psi_1 \times F_{qk}$).

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{qik} + F_{q1k} \times \Sigma \psi_{1j} \times F_{qjk} \quad (23)$$

7. ANÁLISE ESTRUTURAL

Segundo a NBR 6118: 2014, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites últimos e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura.

7.1 Elementos Estruturais

Basicamente, a norma classifica os elementos estruturais como elementos lineares ou elementos de superfície, e estes são definidos de acordo com a sua forma geométrica e função estrutural.

- Elementos lineares (barras): São aqueles cujo o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal. Estes elementos são subdivididos em:
 - Vigas: Elementos onde a flexão é preponderante
 - Pilares: Elementos usualmente dispostos verticalmente, em que as forças normais de compressão são preponderantes.
 - Tirantes: Elementos em que as forças normais de tração são preponderantes
 - Arcos: Elementos lineares curvos em que as forças normais de compressão são preponderantes, agindo ou não simultaneamente com flexão.

- Elementos de superfície: Elementos em que uma dimensão, usualmente chamada de espessura, é relativamente pequena em face das demais.
 - Placas: Elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações normais a seu plano, usualmente denominadas como lajes. Placas com espessura maior que 1/3 do vão devem ser estudadas como placas espessas.
 - Elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações contidas em seu plano. As chapas em que o vão for menor que três vezes a maior dimensão da seção transversal são usualmente denominadas vigas-parede
 - Cascas: Elementos de superfície não plana
 - Pilares-Parede: Elementos de superfície plana, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente a compressão.

7.2 Métodos de análise estrutural

No capítulo 14 da norma NBR 6118:2014, são citados os principais métodos de análise comumente utilizados para a análise e dimensionamento da estrutura, e também especifica para quais verificações (ELS, ELU, fadiga, fissuração, etc.) o projetista deve utilizar tais análises.

O modelo que se aproxima com maior fidelidade da estrutura real é o que considera as estruturas de barras fazendo parte de um pórtico espacial. Conceitos de pórticos espaciais serão discutidos no capítulo 9.

7.2.1 *Análise Linear*

Análise realizada admitindo-se o comportamento elástico-linear para os materiais. Usualmente os resultados dessa análise são empregados para a verificação de estados-limites de serviço (ELS).

7.2.2 *Análise Linear com redistribuição*

Na análise linear com redistribuição, os efeitos das ações, determinados em uma análise linear, são redistribuídos na estrutura, para as combinações de carregamento do ELU.

As verificações de combinações de carregamento de ELS ou de fadiga podem ser baseadas na análise linear sem redistribuição. De uma maneira geral é desejável que não haja redistribuição de esforços nas verificações em serviço (ELS).

Uma análise com redistribuição é caracterizada pela atribuição dos nós como semirrígidos ou rotulados (rótula plástica). O item 14.6.4.3 da NBR 6118:2014 limita essa redistribuição (nó semirrígido) em uma redistribuição máxima de 10% para estruturas de nós móveis e 25% para estruturas de nós fixos. No capítulo 8 será abordado o conceito de estruturas de nós móveis e nós fixos.

O item 14.6.4.4 restringe bastante o uso de rótulas plásticas nas estruturas de concreto, limitando a relação da linha neutra (x) com a altura útil (d) do elemento em $\frac{x}{d} \leq 0,25$. Ou seja, seriam necessárias grandes seções, principalmente aumento na altura da seção do elemento, para obedecer a esta restrição

Segundo MATTOS (2013), é muito comum os projetistas rotularem as extremidades das vigas para eliminar os esforços nos pilares ou vigas de apoio, mas este procedimento pode ser prejudicial para a estrutura, além de não estar de acordo com a norma. A existência dessa opção nos softwares de análise estrutural não significa que sempre possa ser usado sem a análise das possíveis consequências geradas.

Rotular as vigas significa a redistribuição de 100% dos momentos de engastamento entre a viga e o pilar para o momento positivo da viga, ou seja, todo o momento negativo que existia no apoio será repassado para o positivo. Quando esta estrutura for executada, existirá uma ligação rígida entre os pilares e as vigas, com eventual momento negativo. Como não foi dimensionada armadura negativa para resistir a esse momento, poderá ocorrer fissuras indesejáveis neste apoio (vínculo). Após a fissuração, a estrutura se comportará como o modelo rotulado, pois criará uma rótula no local em questão, mas não existe nenhum controle do tamanho que tomará esta fissura, podendo ser tão grande ao ponto de comprometer a seção de concreto no apoio, diminuindo a resistência ao cisalhamento.

7.2.3 *Análise Plástica*

Na análise plástica as não linearidades são consideradas, admitindo-se materiais de comportamento rígido-plástico perfeito ou elastoplástico perfeito. Este tipo de análise deve ser usado apenas para verificações de ELU.

A análise plástica de estruturas reticuladas **não** pode ser adotada quando:

- Se consideram os efeitos de segunda ordem global;
- Não houver suficiente ductilidade para que as configurações adotadas sejam atingidas.

7.2.4 *Análise não-linear*

Na análise não linear, considera-se o comportamento não linear geométrico e dos materiais. Todas as geometrias da estrutura, bem como todas as suas armaduras, precisam ser conhecidas para que a análise não linear possa ser efetuada, pois a resposta da estrutura depende de como ela foi armada. As análises não lineares podem ser adotadas tanto para verificações de estados-limites últimos como para verificações de estados-limites de serviço.

8. ESTABILIDADE GLOBAL

Antigamente, os edifícios no Brasil eram usualmente construídos com concretos de resistências muito inferiores quando comparado aos dias atuais. Logo, as seções dos elementos estruturais de prédios mais antigos eram muito maiores. Com o grande avanço na tecnologia do concreto que temos hoje em dia, é comum se construir edifícios com resistência de concreto elevadas, usualmente em torno de 30 a 45 Mpa, podendo atingir até 90 Mpa comercialmente. Com isso, as seções dos elementos estruturais da edificação, principalmente os pilares, reduziram drasticamente e, conseqüentemente, os conceitos de estabilidade global em edifícios ganharam maior importância devido à redução da rigidez nos pórticos desses edifícios.

A estabilidade global de acordo com a NBR 6118:2014 define que, uma edificação deverá ser projetada visando que, sob condições do ambiente onde será executada, atenda a manutenções preventivas que conservem sua segurança, estabilidade, aptidão em serviço e aparência aceitável, durante um período de tempo pré-determinado, sem necessitar de manutenções e reparos não previstos. Um projeto deverá sempre garantir que a edificação e quaisquer que sejam seus componentes nunca atinja o estado limite último de instabilidade, ou seja, a perda da sua capacidade de resistência causada pelo aumento das deformações.

Quanto mais instável uma estrutura, maiores serão seus efeitos de segunda ordem.

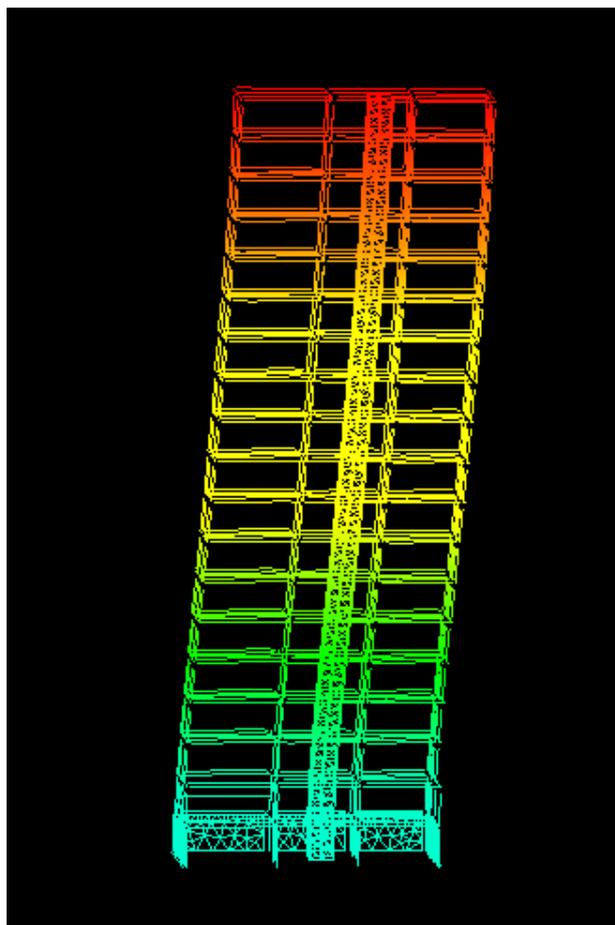


FIGURA 15- Deformações de uma estrutura devido à ação do vento.
Fonte: Próprio Autor

8.1 Análise de 1ª Ordem

Segundo LUIZ (2016), antes de entendermos o conceito de estabilidade global de uma edificação, devemos compreender o que são e como são gerados os efeitos de primeira e segunda ordem.

A análise de primeira ordem da estrutura é realizada quando a mesma ainda não foi “deformada”, ou seja, a estrutura recebe as cargas, porém sua geometria inicial não é alterada, conforme ilustrado pela Figura 16.

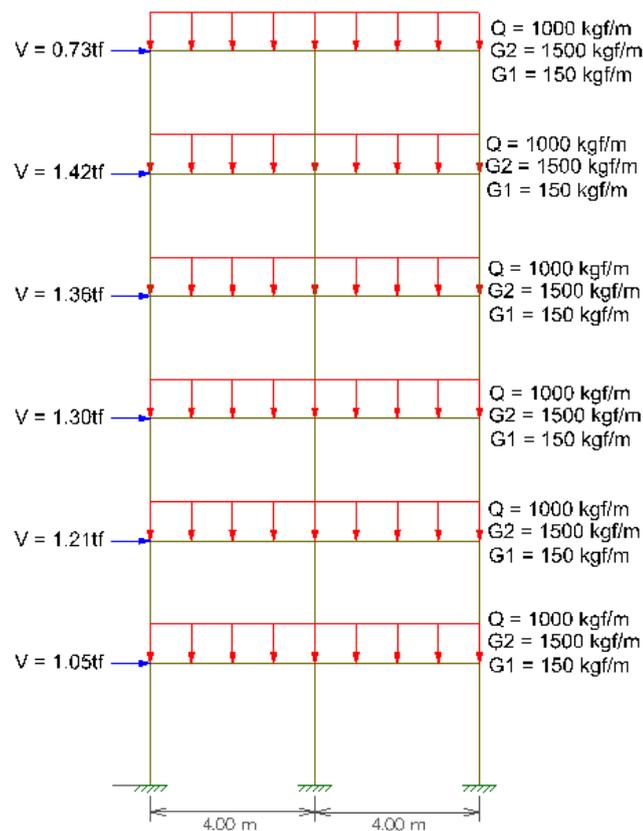


FIGURA 16- Representação de um pórtico considerando apenas os efeitos de primeira ordem.
Fonte: FERNANDEZ (2017).

8.2 Análise de 2ª Ordem

Os efeitos de segunda ordem são efeitos adicionais à estrutura, gerados a partir de suas deformações. Estes efeitos são analisados e calculados quando a estrutura está em sua posição deformada, ilustrada pela figura 17, que ocasiona o aparecimento de efeitos adicionais. Estes efeitos são os responsáveis por desestabilizar a edificação.

Segundo ALTOQI (2014), os efeitos de segunda ordem são decorrentes de dois tipos de não-linearidade:

- Não-linearidade física: Efeitos decorrentes do comportamento não-linear do material concreto armado. Este comportamento tem origem nas propriedades dos materiais envolvidos e no fato de que as peças de concreto armado estão tipicamente fissuradas quando em serviço;
- Não-linearidade geométrica: Efeitos decorrentes da mudança de posição da estrutura, quando os esforços são obtidos considerando a configuração deformada da estrutura.

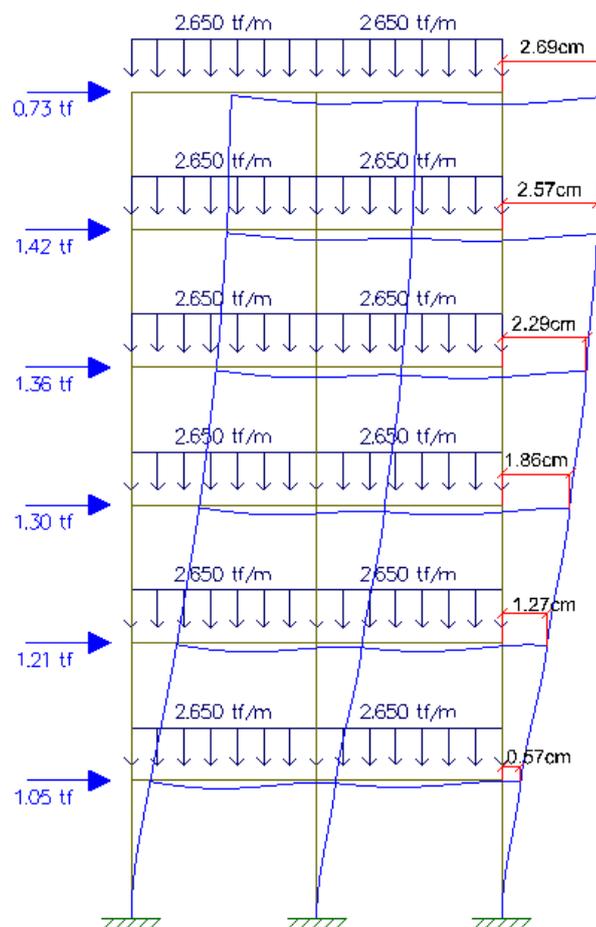


FIGURA 17- Representação de um pórtico com efeitos de segunda ordem.
Fonte: FERNANDEZ (2017).

A NBR 6118:2014 classifica os efeitos de segunda ordem, em três tipos:

- Efeitos globais de 2ª ordem: Este tipo de efeito relaciona-se ao edifício como um todo, incluindo seus elementos como pilares, vigas e lajes. Os esforços de segunda ordem são introduzidos através dos deslocamentos horizontais nos nós da estrutura, ocorridos pela presença simultânea de cargas horizontais (vento) e verticais (peso próprio e sobrecarga). São estes aspectos apontados que estão representados na Figura 17;
- Efeitos locais de 2ª ordem: Os efeitos locais estão associados à uma parte isolada da estrutura, geralmente os pilares. Esta classificação trata-se quando a barra da estrutura (pilar) deixa de ter seu eixo retilíneo por conta de suas extremidades apresentarem deslocamentos diferenciados devido à presença simultânea da carga normal de compressão, como ilustrado na Figura 18:
- Efeitos localizados de 2ª ordem: Os efeitos localizados ocorrem mais em pilares paredes, como exemplificado na figura 18, os quais apresentam uma maior concentração de tensões.

Um pilar-parede sob a atuação de momento fletor segundo sua direção mais rígida se deforma mais com uma de suas extremidades (região comprimida). Este efeito localizado de 2ª ordem aumenta o valor de flexão longitudinal e transversal da região, exigindo assim um aumento da armadura transversal (estribos) nessa região.

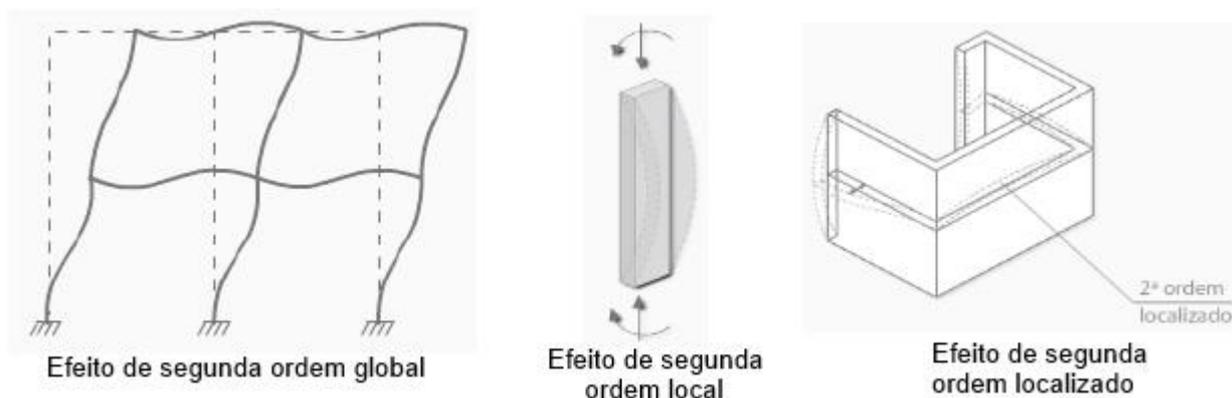


FIGURA 18- Efeitos de segunda ordem.
Fonte: ALTOQI (2017).

8.3 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z (Gama-Z) tem por principal objetivo classificar a estrutura quanto à deslocabilidade dos nós, a fim de destacar o quão significativo são os esforços de 2ª ordem globais para efeitos de cálculo.

O item 15.4.2 da NBR 6118:2014 permite classificar as estruturas da seguinte maneira:

- Estruturas de nós fixos ($\gamma_z \leq 1.1$): os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis e podem ser desconsiderados (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, permite-se considerar apenas os efeitos locais de 2ª ordem;
- Estruturas de nós móveis ($\gamma_z > 1.1$): os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, deve-se obrigatoriamente considerar tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais.

O coeficiente Gama-Z é determinado a partir dos resultados de uma análise linear de 1ª ordem, para cada caso de carregamento considerado na estrutura. Seu valor é calculado e comparado com os valores limite a partir dos quais a estrutura deve ser considerada como de nós móveis.

O valor de γ_z é definido por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1tot,d}}} \quad (24)$$

Onde:

- $M_{1tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
- $\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Assim, deverão ser calculados valores de Gama-z nos eixos X e Y para cada combinação de cálculo definida. Destes, os máximos valores encontrados serão adotados como valores críticos, determinando o valor final do Gama-Z.

Uma vez que o valor de Gama-Z representa o próprio efeito de 2ª ordem, deve-se satisfazer à condição $\gamma_z \leq 1.1$ para considerar a estrutura como indeslocável (nós fixos).

Além disso, para estruturas de nós móveis, devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não-linearidade geométrica e da não-linearidade física. O coeficiente Gama-Z é obtido por meio de uma análise elástica, considerando a não-linearidade física dos elementos estruturais por meio dos seus valores de rigidez.

O item 15.7.3 da NBR6118:2014 permite, para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, considerar a não-linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 EcIc$, ou seja, o elemento perde 70% de sua rigidez
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 EcIc$ para $As' \neq As$, ou seja, o elemento perde 60% de sua rigidez
 $(EI)_{sec} = 0,5 EcIc$ para $As' = As$, ou seja, o elemento perde 50% de sua rigidez
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 EcIc$, ou seja, o elemento perde 20% de sua rigidez

A figura a seguir representa a deformação de um pórtico considerando a perda de rigidez dos elementos devido à não-linearidade física, note que a deformação é maior que o pórtico representado na Figura 19, cujo ainda não tinham sido consideradas as perdas de rigidez.

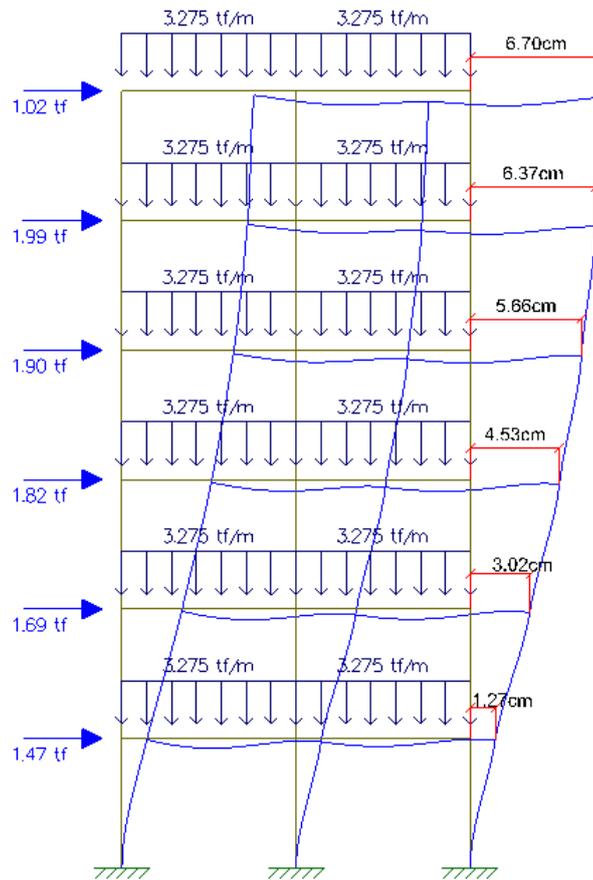


FIGURA 19- Representação de um pórtico com efeitos de segunda ordem considerando a não-linearidade física dos elementos.
Fonte: FERNANDEZ (2017).

A título de exemplo, poderíamos calcular o coeficiente Gama-Z do pórtico exemplo representado na Figura 19 da seguinte maneira:

1. Considerando a altura de todos os pavimentos do pórtico igual a 3 metros pode-se obter o momento de tombamento:

$$M_{1tot,d} = 1,02tf \times 18m + 1,99tf \times 15m + 1,90tf \times 12m + 1,82tf \times 9m + 1,69tf \times 6m + 1,47tf \times 3m$$

$$M_{1tot,d} = 101,94 tf.m$$

2. A força vertical por pavimento neste exemplo é 26.2tf (3.275tf/m X 8m). Com a força vertical por pavimento é possível obter a soma dos produtos das cargas verticais pelos seus deslocamentos horizontais:

$$\Delta M_{tot,d} = 26,2tf \times (6,7cm - 6,37cm) + 26,2tf \times (6,37cm - 5,66cm) + 26,2tf \times (5,66cm - 4,53cm) + 26,2tf \times (4,53 - 3,02cm) + 26,2tf \times (3,02 - 1,27cm) + 26,2tf \times (1,27 - 0cm)$$

$$\Delta M_{tot,d} = 5,07 \text{ tf.m}$$

Por fim, utilizando a Equação 24, calculamos o coeficiente Gama-Z:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{5,07}{101,94}} = 1,052$$

No exemplo, o valor de Gama-Z ficou abaixo do limite máximo para a dispensa da verificação mais precisa dos efeitos de 2ª ordem (Gama -z = 1.10). Portanto, conforme a NBR 6118: 2014, não seria necessária a consideração de efeitos de segunda ordem para o eixo do pórtico analisado.

9. SOFTWARE ESTRUTURAL – CYPECAD

Segundo CYPE (2013) o CYPECAD é o software para projetar edifícios de concreto armado e metálicos que permite a análise espacial, o dimensionamento de todos os elementos estruturais, a edição das armaduras e seções e obtenção dos desenhos de construção da estrutura.

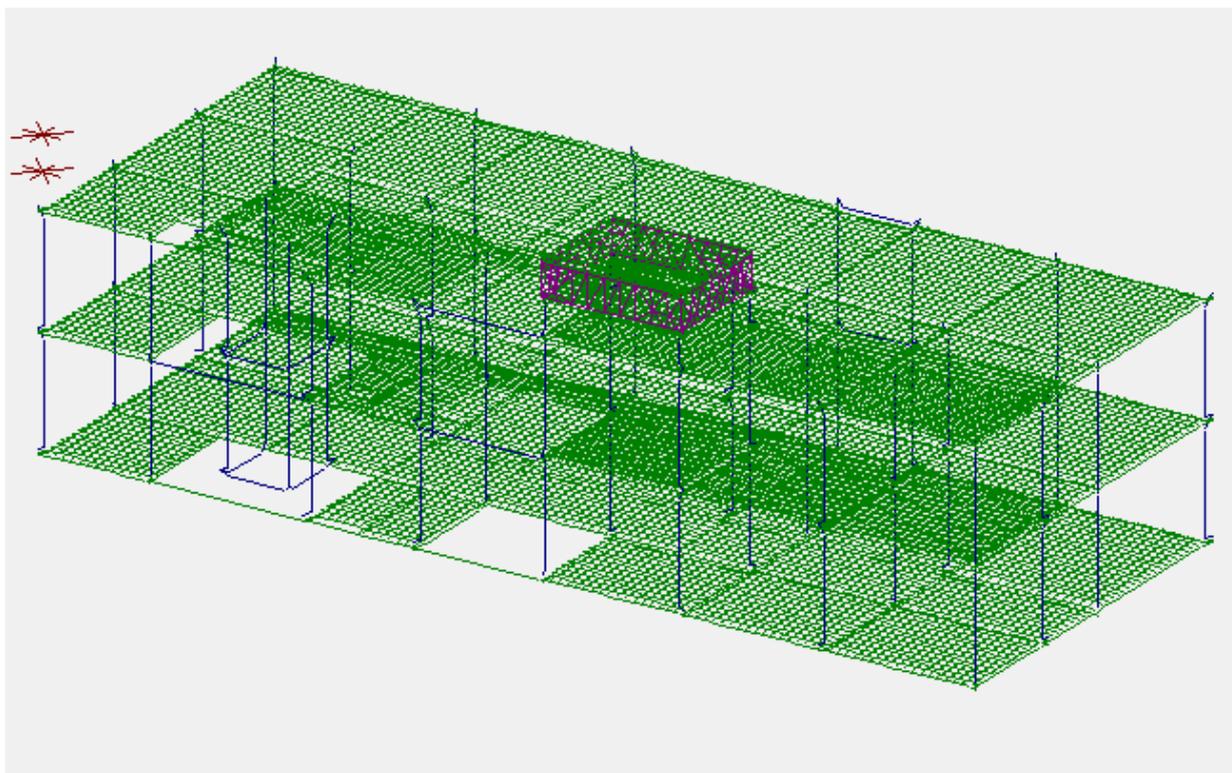
Realiza o cálculo de estruturas tridimensionais formadas por pilares, paredes, vigas e lajes, incluindo a fundação, e o dimensionamento automático dos elementos de concreto armado e metálicos.



FIGURA 20- Logótipo da empresa Cype software.
Fonte: CYPE (2013).

A análise das solicitações realiza-se através de um cálculo de um pórtico espacial em 3D, por métodos matriciais de rigidez, considerando todos os elementos que definem a estrutura: pilares, paredes, muros, vigas e lajes.

O software discretiza a estrutura em elementos finitos lineares tipo barra na modelação de pilares e vigas, as lajes são discretizadas em elementos finitos em grelha, e os elementos de muros e paredes são tratados como elementos finitos de placa espessa tridimensional, como podemos ver na Figura 21 a seguir.



**FIGURA 21 - Discretização do modelo 3D de uma estrutura em barras, grelhas e elementos finitos.
Fonte: Próprio Autor (2017).**

Para cada piso com laje, considera o comportamento de diafragma rígido, isto é, estabelece a compatibilização de deformação em todos os nós adotando seis graus de liberdade por nó, impedindo os deslocamentos relativos entre os nós das ligações.

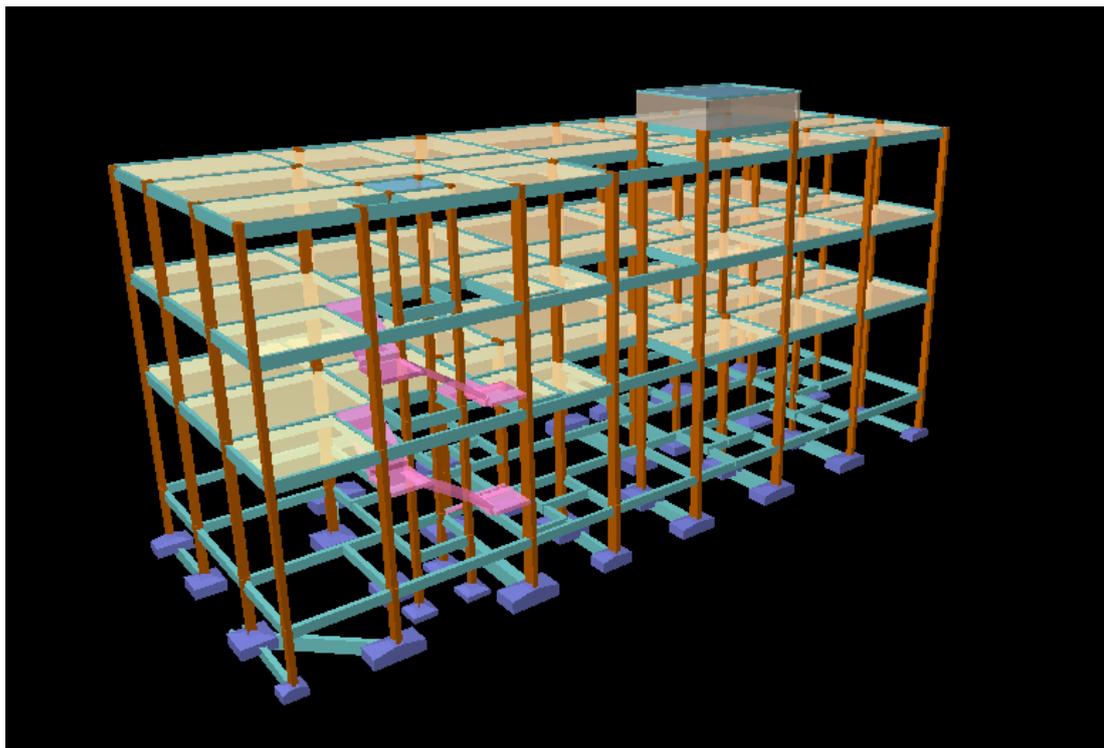
A introdução de dados é gráfica, permitindo selecionar:

- Sapatas isoladas, associadas e contínuas;
- Blocos de coroamento de estacas;
- Lajes de fundação (Radier);
- Cintas e vigas de fundação;
- Cortinas de contenção e muros de arrimo;
- Pilares-Parede e pilares;
- Vigas rasas e altas;
- Lajes maciças, nervuradas (maciças ou aligeiradas), alveolares, mistas e de vigotas (pré-moldadas);
- Escadas.

Segundo SILVA (2014) este software foi concebido de maneira a otimizar o processo de elaboração de projetos de edifícios. O ambiente do Cypecad caracteriza-se pela introdução gráfica de dados, o que permite uma poupança no tempo disponibilizado para a realização de projetos.

Esta poupança deve-se, em grande parte, ao fato de quase toda a utilização do programa ser feita com o mouse do computador, sendo mínima a utilização de teclado. Com o auxílio de ferramentas CAD (*Computer Aided Design*), o projetista introduz com o mouse os respectivos elementos no local correto de cada planta e no andar correspondente.

É possível ainda acompanhar a evolução da introdução da estrutura de maneira mais perceptível e realista, pois o software Cypecad gera automaticamente os elementos em 3D da estrutura a qualquer momento desejado pelo projetista, como podemos ver na Figura 22 a seguir.



**FIGURA 22– Pórtico espacial desenvolvido no CYPECAD.
Fonte: Próprio autor (2017).**

Quanto às verificações regulamentares que são necessárias efetuar, o Cypecad possui uma base de dados com diversos códigos e regulamentos da construção que são possíveis de adotar mediante a necessidade do utilizador.

Também é possível escolher normas de vários países diferentes, oferecendo a possibilidade do projetista poder utilizar o software Cypecad para efetuar projetos para vários países respeitando a normalização local.

Os resultados são apresentados por diagramas ou mapas de esforços de momentos fletores, momentos torsores, esforço cisalhante em cada plano e total, bem como, deslocamentos verticais, armadura necessária nos elementos estruturais conforme a norma selecionada. As peças desenhadas estarão conforme as dimensões dos elementos e detalhadas as armaduras de acordo com as opções de

dimensionamento de cada utilizador. O software fornece também ao utilizador os quantitativos dos materiais, quantidades e cargas que podem ser editadas e clarificadas por cada utilizador.

9.1 **Análise realizada pelo Cypecad**

A análise das solicitações é realizada através de um cálculo do pórtico espacial em 3D, pelo método matricial de rigidez, considerando todos os elementos que definem a estrutura. São considerados para cada elemento 6 graus de liberdade, e cria-se a hipótese de indeformabilidade do plano de cada piso para simular o comportamento rígido da laje, impedindo os deslocamentos relativos entre os nós do mesmo diafragma rígido. Por isso, cada piso apenas poderá rotacionar e se deformar no seu conjunto (3 graus de liberdade).

Para todos os estados de carga é realizado um cálculo estático e supõe-se um comportamento linear dos materiais e, por isso, um cálculo de primeira ordem, a fim de obter os esforços e deslocamentos de cada elemento.

O processo de análise feita pelo Cypecad consiste em 5 etapas de processamento:

1. O programa gera a geometria de todos os elementos, formando a matriz de rigidez da estrutura.
2. Consiste na inversão da matriz de rigidez;
3. Obtém-se os deslocamentos de todas as hipóteses definidas. Nesta fase são emitidos erros se forem indicados deslocamentos excessivos incompatíveis com o modelo, seja por erros de rigidez a torção de algum elemento ou parâmetros como o Gama-Z absurdamente altos.
4. Consiste na obtenção das envolventes de todas as combinações definidas por norma, para todos e cada um dos elementos estruturais no pórtico.
5. Na última fase, procede-se ao dimensionamento de armadura de todos os elementos estruturais definidos no pórtico tridimensional, de acordo com as combinações e envolventes, geometria, materiais e tabelas de armadura existentes no programa.

No final da análise o software apresenta um quadro resumo com informações relevantes, relativa ao cálculo e dimensionamento efetuados.

10. SOFTWARE PARA ORÇAMENTOS – ARQUIMEDES

O Arquimedes é um programa destinado a realizar orçamentos de obra, planeamento de atividades, acompanhamento de serviços e controle financeiro. Utilizado para obter os principais

documentos para gestão de uma obra, tais como: mapa de quantidades, orçamentos, caderno de encargos, plano de trabalho, cronograma físico-financeiro, relatórios de curva "ABC" e gráficos de curva "S". Equipado com ferramentas para medições de quantitativos e acompanhamento, sendo possível gerar comparativos entre serviços orçados e executados.

Trabalha com as mais completas bases de custos e composições de preços do mercado brasileiro: SINAPI, CDHU, CEHOP, DERSA, DESO, DNIT, FDE, SABESP, SANEPAR, SAP, SEINFRA, SEOP, SIURB e possui também sua própria base padronizada.

Assim como o Cypecad, o Arquimedes também foi desenvolvido pela Cype. É possível realizar a comunicação entre os dois softwares, possibilitando ao usuário a capacidade de realizar orçamentos mais precisos em menos tempo, importando todos os valores de quantitativos do Cypecad e de todos os outros softwares que se comunica, como podemos ver na Figura 23 a seguir.

S	Ud	Resumo	Quant	Custo	Valor
	m²	Montagem de sistema de escoramento e fôrmas recuperáveis de madeira, formado por painéis de madeira cor	136,620	24,29	3.318,50
	m²	Sapata de concreto armado, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambien	152,235	652,90	99.394,23
	m²	Sapata de concreto armado, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambien	57,040	681,81	38.890,44
	Un	Separador certificado para fundações.	8,000	0,33	2,64
	kg	Aço em barras nervuradas, CA-50, diâmetros vários, segundo ABNT NBR 7480.	63,925	4,22	269,76
	kg	Arame galvanizado para atar, de 1,30 mm de diâmetro.	0,487	2,30	1,12
	m³	Concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100, dos	1,100	329,52	362,47
	h	Armador.	0,321	14,74	4,73
	h	Ajudante de armador.	0,413	10,86	4,49
	h	Oficial de trabalhos de concretagem.	0,047	14,74	0,69
	h	Ajudante de trabalhos concretagem.	0,283	10,86	3,07
	%	Custos diretos complementares	2,000	648,97	12,98
		Estruturas	1,000	1.279.198,41	1.279.198,41
		Concreto armado	1,000	1.279.198,41	1.279.198,41
	m²	Laje de escada de concreto armado, e=15 cm, com degraus de concreto, realizada com concreto C35 classe de	221,120	302,58	66.906,49
	m³	Pilar de seção retangular ou quadrada de concreto armado, realizado com concreto C35 classe de agressividac	100,130	1.620,63	162.273,68
	m³	Viga de concreto armado, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente t	254,190	1.059,67	269.357,52
	m²	Laje maciça de concreto armado, horizontal, altura 12 cm, realizada com concreto C35 classe de agressividade	272,040	157,95	42.968,72
	m²	Laje maciça de concreto armado, horizontal, altura 15 cm, realizada com concreto C35 classe de agressividade	4,620	183,02	845,55
	m²	Laje maciça de concreto armado, inclinada, altura 14 cm, realizada com concreto C35 classe de agressividade :	73,150	166,73	12.196,30

FIGURA 23- Plataforma do software Arquimedes, com quantitativos importados do Cypecad.
Fonte: Próprio autor (2017).

11. MATERIAIS

Primeiramente para retirada de dados iniciais do projeto será considerado que o edifício a ser projetado está situado em uma zona urbana em Campina Grande (PB).

Após ser analisado o projeto arquitetônico, será executado o pré-dimensionamento de acordo com a NBR 6118:2014 em relação as dimensões mínimas de cada elemento, seguindo métodos acadêmicos, livros e apostilas, conseqüentemente tomando como base todo o aprendizado obtido ao longo da graduação de Engenharia Civil na UFCG.

Para o dimensionamento da estrutura, será estudado e utilizado o software para cálculo estrutural CYPECAD 2016.

Para o orçamento de toda a estrutura e dos serviços de alvenaria de cada modelo, será utilizado o software Arquimedes com as bases de preços e composições da Cype, SINAPI, TCPO e mercado, devidamente atualizadas e compatíveis com os preços do estado da Paraíba.

12. METODOLOGIA

Através do CYPECAD, será elaborado o lançamento estrutural com as dimensões pré-estabelecidas, considerando as duas condições de carregamento distintas provenientes dos sistemas de vedação diferentes. O estudo em questão tem início com a concepção do projeto estrutural para o sistema de vedação de menor carga – sistema *drywall*. Após a otimização das dimensões estruturais na configuração necessária para o projeto, fez-se os levantamentos quantitativos necessários ao estudo. Em seguida substituíram-se as cargas pelas do segundo sistema de vedação – alvenaria de blocos cerâmicos – e otimizou-se novamente as dimensões, levantando-se novamente os quantitativos.

O método de comparação adotado baseia-se na determinação das quantidades necessárias de insumos para a execução de cada estrutura e da composição de equipe para execução do serviço, baseando-se em preços e composições da base SINAPI da Paraíba. O consumo total dos materiais necessários à execução dos elementos estruturais será apresentado em tabelas que possibilitam visualização das diferenças de quantitativos e custos para cada sistema estudado. Para chegar a esses resultados foram seguidos os procedimentos usuais de projeto: cálculo e detalhamento das estruturas de concreto armado. Foram respeitadas as recomendações das normas técnicas pertinentes, em especial as normas NBR 6118:2014, NBR 6120:1980 e NBR 6123: 1988.

Com o dimensionamento da estrutura finalizado, foram exportados todos os quantitativos da estrutura para o software Arquimedes, onde se faz o orçamento da estrutura e fundações de cada modelo, utilizando o banco de preços da Cype.

Após o orçamento da estrutura, será feito o orçamento de execução, mão de obra e insumos de cada sistema de vedação interna através da base de preços SINAPI, TCPO e mercado, a fim de se obter um comparativo.

A partir dos resultados obtidos foi realizada uma avaliação entre os dois sistemas de vedação, realizando uma análise crítica das vantagens e desvantagens, econômicas e construtivas, afim de identificar o sistema mais adequado a ser utilizado neste edifício.

12.1 Modelo Estrutural

Foi feita uma análise estrutural para cada situação de sistema de vedação, onde os modelos estruturais foram classificados da seguinte maneira:

– **Modelo 1:**

O projeto estrutural em concreto armado constitui da vedação externa em blocos cerâmicos com a espessura de 14cm e revestimento de argamassa, e vedação interna com placas de gesso acartonado de 12mm de espessura.

A estrutura foi dimensionada de acordo com a NBR6118:2014 para suportar as devidas cargas atuantes na estrutura extraídas da NBR 6120:1980 e a partir dos dados obtidos foram executadas análises para posteriormente a comparação com o Modelo 2.

– **Modelo 2:**

Trata-se do projeto estrutural em concreto armado com vedação externa em blocos cerâmicos com a espessura de 14cm e vedação interna com blocos cerâmicos na espessura de 9cm, ambos com revestimento de argamassa.

Foram devidamente dimensionados os elementos estruturais de acordo com NBR6118:2014 para as cargas atuantes na edificação extraídas da NBR 6120:1980. Através dos resultados obtidos foram feitas as análises e comparação finais.

12.2 Dados Gerais de Obra

Primeiramente na fase inicial do projeto, definimos os materiais e critérios a serem utilizados, utilizando todos os conceitos mencionados no capítulo 6 desse artigo. Já os conceitos dos capítulos 7, 8 e 9 serão utilizados posteriormente na fase de análise de esforços da estrutura para otimizar a concepção e os elementos estruturais.

Ao iniciar a modelação no software Cypecad, um passo preliminar é a colocação dos dados da obra, mais precisamente a descrição que se pretende dar, as normas que se pretendem selecionar na sua base de dados (Figura 24), o tipo de concreto para os diferentes elementos da estrutura, o tipo de aço, as ações consideradas, o número de níveis a criar de acordo com as suas alturas, entre outros dados, conforme se pode observar na Figura 25, retirada do software de cálculo.

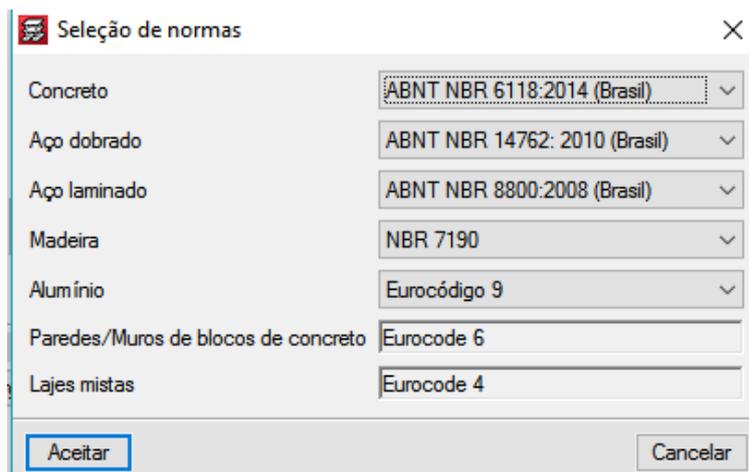


FIGURA 24- Seleção de normas a serem utilizadas no Cypecad.
Fonte: Próprio autor (2017).

Baseando-se no item 6.3 (Durabilidade da estrutura), e conseqüentemente na norma NBR6118: 2014, podemos determinar através da Tabela 7 a classe de agressividade ambiental (CAA) da estrutura em questão. Tendo em vista que o edifício está localizado em uma zona urbana, foi adotada uma CAA de agressividade moderada (Classe II).

Com isso, através da Tabela 8 determinamos a resistência mínima do concreto a ser utilizado, que é de 25 Mpa.

Vale salientar que as normas em geral para qualquer tipo de projeto nos determinam os parâmetros mínimos a serem utilizados para se obter um desempenho mínimo desejável. Porém, nem sempre o mínimo é sinônimo de economia. Neste contexto, pelo fato do projeto ser um edifício de 20 pavimentos com alta carga, visando uma dimensão ótima das seções de pilares e fundações e uma maior rigidez na estrutura será utilizado um concreto de 35 MPA de resistência (C35).

Para o aço serão utilizados o CA-50 para as armaduras de flexão dos elementos e CA-50 e 60 para armaduras de cisalhamento, armaduras de pele (torção), armaduras de distribuição e outros elementos de detalhamento dos elementos estruturais.

O tipo e o diâmetro máximo do agregado a ser utilizado também foi definido nesta fase, que foi o granito de diâmetro máximo 19mm.

Dados gerais [X] [?]

Chave: **Projeto TCC v5.1**

Descrição: Vedação interna em blocos ceramicos 9x19x19 -

Ajustes #1

Normas: ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 14762: 2010, ABNT NBR 8800:2008, NBR 7190 e Eurocódigo 9

Concreto armado	Perfis
Concreto Pisos: C35, em geral Fundação: C35, em geral Tubulões: C35, em geral Pilares: C35, em geral Cortinas: C35, em geral Características do agregado: Granito (19 mm)	Aço Laminados e soldados: A-36 250Mpa Dobrados: CF-26 Madeira Serrada - Coníferas - C20 Alumínio extrudado EN AW-5083 - F
Aço Barras: CA-50 a CA-50 e CA-60 Parafusos: ISO 898.C4.6	Coeficientes de flambagem Pilares de betão e mistos <i>B_x</i> : 1.000 <i>B_y</i> : 1.000 Pilares em aço <i>B_x</i> : 1.000 <i>B_y</i> : 1.000 Ambiente Vigas: CAA II (Abertura máxima de fissura: 0.30 mm) Blocos de coroamento: CAA II

Ações

Carga permanente e sobrecarga

Com ação do vento (NBR 6123 (Brasil))

Com ação sísmica

Verificar resistência ao fogo

Estados limites (combinações)

Ações adicionais (cargas especiais)

Aceitar

FIGURA 25- Dados gerais de obra no Cypecad.
Fonte: Próprio autor (2017).

Determinada a classe de agressividade ambiental (CAA II), podemos utilizar a Tabela 9 para determinar os cobrimentos mínimos a serem utilizados nas peças estruturais da obra, conforme a Figura 26.

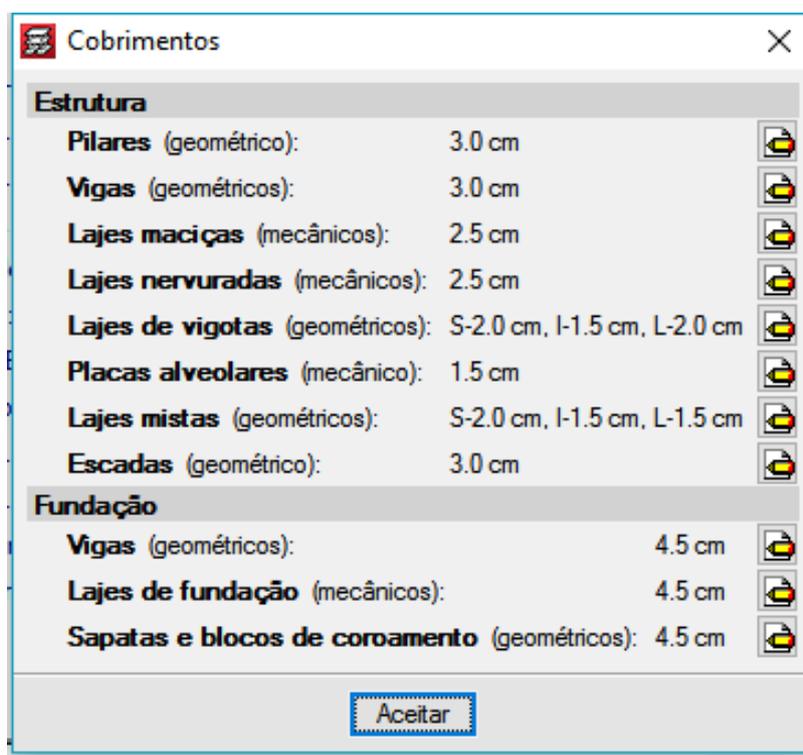


FIGURA 26- Determinação dos cobrimentos de obra no Cypecad.
Fonte: Próprio autor (2017).

12.3 Concepção da estrutura

Definidos os parâmetros iniciais da obra em dados de obra, podemos dar início a fase de modelagem da estrutura. Primeiramente, é necessária a introdução da planta arquitetônica no Cypecad para dar início à concepção estrutural. As plantas arquitetônicas podem ser visualizadas do Apêndice A, B, C, D, E e F.

Para a locação dos pilares, foram utilizados os seguintes critérios:

- Compatibilidade entre todos os pavimentos, de uma maneira que o pilares introduzido em um pavimento não venha a interferir no pavimento superior e/ou inferior;
- Uma máxima simetria e uniformidade na distribuição de pilares possível, onde a projeto arquitetônico é fator limitante principal deste critério;
- Distâncias entre eixos de pilares preferencialmente de 3 a 6 metros;
- Lado de maior inércia do pilar, se possível, na direção onde se espera maiores solicitação de momento pelas vigas. Exemplo: maior inércia do pilar na direção da viga de maior vão, ou na direção da viga que gera maior excentricidade no pilar como no caso dos pilares de extremidade (Figura 27);

- Maior inércia do pilar na direção de menor inércia da edificação (forças de vento maiores e maior Gama-Z).

A localização dos pilares e concepção estrutural do pavimento-tipo pode ser visualizada no Apêndice G.

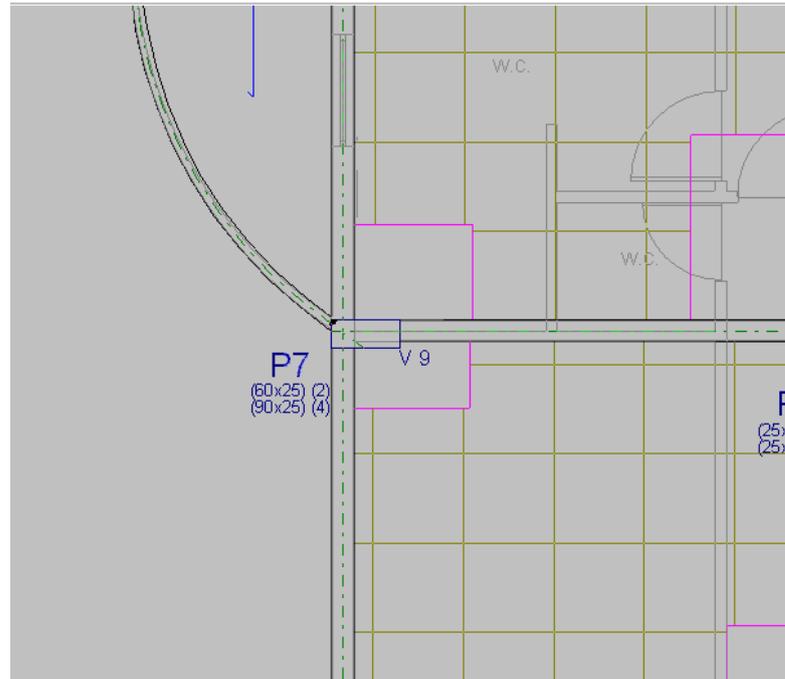


FIGURA 27 - P7 com maior inércia na direção de maior solicitação.
Fonte: Próprio autor (2017).

Para as vigas, foram utilizadas inicialmente base de 15cm e baseando-se nos vãos médios foram escolhidas duas alturas distintas: 45cm e 60cm. Além do mais, foi levado em conta a altura do forro de gesso definidos no projeto arquitetônico (cota 2.30m do pavimento), de modo que a viga de 60cm de altura não ficará aparente em nenhuma localização dos pavimentos-tipo.

A localização das vigas tem como critério principal receber diretamente a maior parcela possível das cargas lineares de parede da estrutura, de modo que as paredes se apoiem diretamente sobre a viga.

Para as lajes, foi estimado pelo autor que a técnica mais econômica para o tipo de construção é a de lajes nervuradas com cubetas plásticas, pelo fato da construção ter vários pavimentos-tipo repetitivos. Logo, foi feito o pré-dimensionamento com base no item 6.4.4 (lajes nervuradas armadas em duas direções) e foram escolhidas duas possíveis soluções:

- Cubeta ATEX 80x80 entre eixos, 5cm de camada de concreto e nervuras de 12,5mm e altura total da laje de 25cm;

- Cubeta ATEX 60x60 entre eixos, 5cm de camada de concreto, nervuras de 8mm e altura total da laje de 21cm.

Após alguns testes realizados pelo autor, foi determinado que a cubeta ATEX 80x80 seria a melhor opção para a obra, visto que tem uma altura maior nas nervuras fornecendo maior rigidez às lajes de maiores vãos, principalmente nos pavimentos de alta sobrecarga destinados a garagem. Podemos observar os dados técnicos da forma de cubeta selecionada na Figura 28 a seguir.

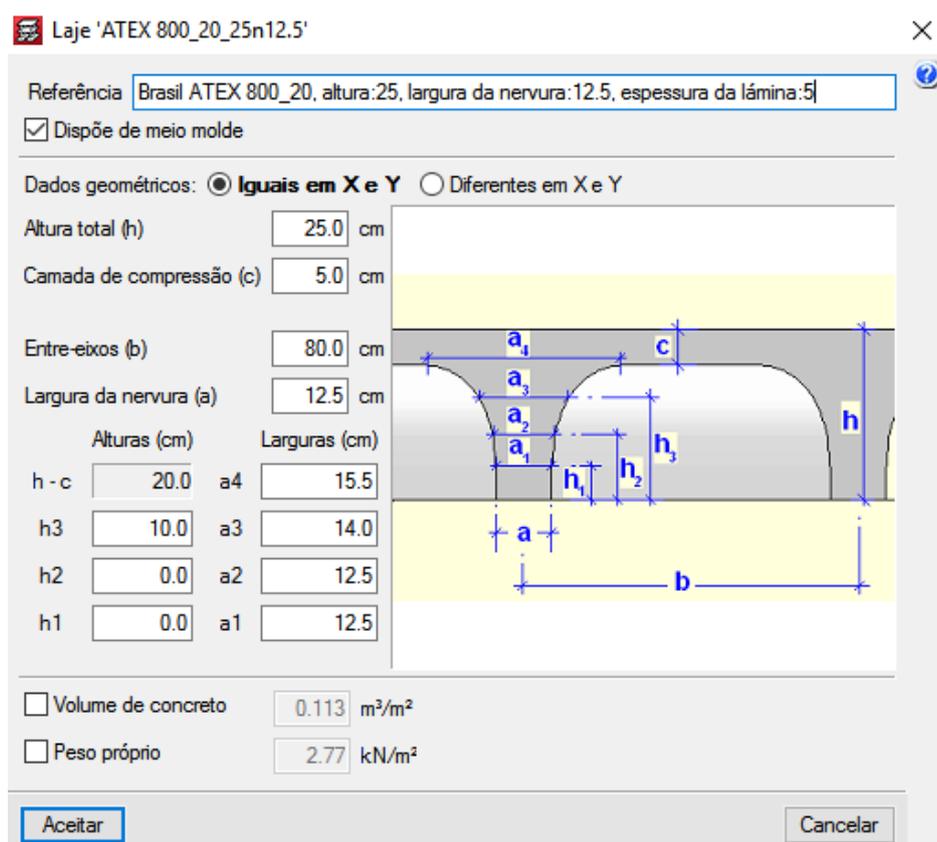


FIGURA 28- Cubeta plástica utilizada no edifício.
Fonte: Próprio autor (2017)

Quanto ao solo, na ausência de uma sondagem de solo específica, foi adotado para o solo uma resistência de $3,0 \frac{kgf}{cm^2}$ (0.30 MPA), solo este classificado como argiloso seco, bastante comum na região da cidade de Campina Grande (PB).

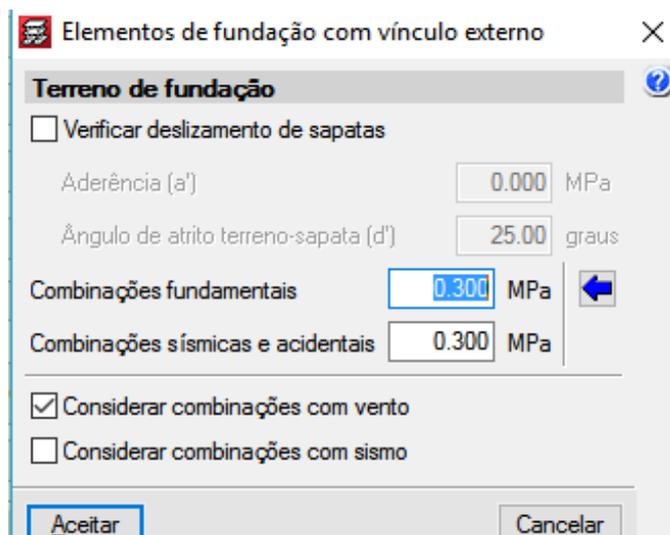


FIGURA 29- Classificação da resistência do solo no Cypecad.
Fonte: Próprio autor (2017).

12.4 Modelagem da Estrutura

Através da introdução dos elementos estruturais com as dimensões das seções calculadas anteriormente no pré-dimensionamento e sua respectiva localização, cria-se a modelação estrutural desejada, como se pode observar pela Figura 30 em forma tridimensional.

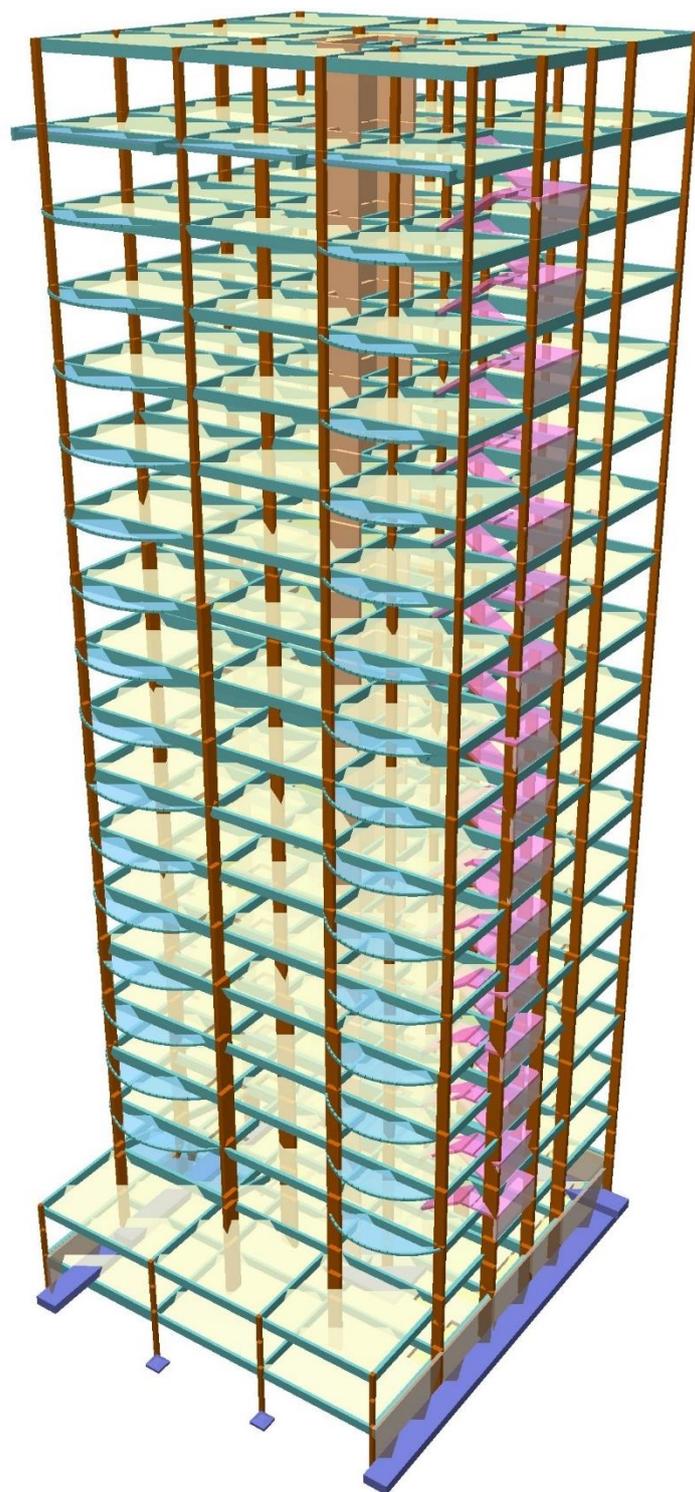


FIGURA 30- Modelo 3D gerado pelo Cypecad após introdução dos elementos.
Fonte: Próprio autor (2017).

12.5 Cargas Utilizadas no Projeto

Ao selecionar a opção “cargas permanentes e sobrecargas”, conforme ilustra a Figura 25, irá aparecer uma nova introdução gráfica para editar os valores das ações, conforme a Figura 31 ilustra, onde se pode editar grupos, para o tipo de utilização em cada piso e as ações de sobrecargas e cargas permanentes em cada nível.

Nome	Categoria de uso	SCU (kN/m²)	CP (kN/m²)	Processo construtivo
Coberta	Uso 1	0.50	1.00	Editar
Coberta Acess.	Uso 1	3.00	1.25	Editar
Tipo 11 a 15	Uso 1	1.50	1.25	Editar
Tipo 6 a 10	Uso 1	1.50	1.25	Editar
Tipo 1 a 5	Uso 1	1.50	1.25	Editar
Hall Entrada	Uso 3	2.00	1.00	Editar
Rampa	Uso 3	3.00	1.00	Editar
Garagem	Uso 3	3.00	1.00	Editar
Subsolo	Uso 3	3.00	1.00	

Categorias de uso

1. Edificações residenciais
3. Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens

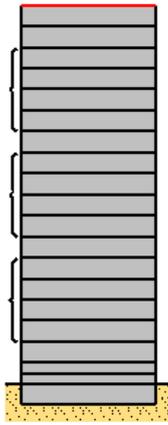


FIGURA 31- Menu de edição de grupos para introdução das cargas permanentes e sobrecargas.
Fonte: Próprio autor (2017).

Onde:

- SCU = Sobrecargas de utilização;
- CP = Cargas permanentes;
- Uso 1 = Uso de piso para edificações residenciais;
- Uso 3 = Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens.

12.5.1 Cargas de Piso

Como referência para cargas permanentes de piso, foram utilizados os seguintes valores, conforme a Tabela 15 a seguir.

TABELA 15- Cargas permanentes utilizadas na estrutura.
Fonte: Próprio autor (2017).

Cargas permanentes	
Componente/Material	Carga (kN/m ²)
Reboco de teto	0.25
Piso Comum (3,5cm de argamassa)	0.75
Forro de gesso acartonado	0.5
Telha de fibrocimento	0.5

12.5.2 Sobrecargas

Conforme a norma NBR 6120: 1980, devemos considerar uma sobrecarga ao piso, que varia de acordo com a utilização do piso. Na Tabela 16, podemos visualizar o valor de sobrecarga de norma relacionado a sua utilização.

TABELA 16- Sobrecargas de utilização conforme NBR 6120:1980.
Fonte: Próprio autor (2017).

Sobrecargas	
Utilização	Carga (kN/m ²)
Corredores (Acesso ao público)	3
Escadas (Acesso ao público)	3
Garagens	3
Escritórios e banheiros	2
Despensa, área de serviço e lavanderia	2
Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1.5
Forro (Sem acesso a pessoas)	0.5

12.5.3 Cargas de parede e Cargas extras

Para o cálculo das cargas de parede, foram utilizados os valores de peso específico apontados no capítulo 5 (Elementos de vedação), e considerando a altura de pé-direito de 3m. Podemos observar na Tabela 17 as cargas permanentes de paredes externas e internas de blocos cerâmicos utilizadas para cada pavimento, tanto para o modelo 1 (*drywall*) quanto para o modelo 2 (alvenaria cerâmica). Na Tabela 18 podemos visualizar as cargas consideradas para paredes internas para o modelo 1.

TABELA 17- Cargas das paredes externas e internas em blocos cerâmicos.
Fonte: Próprio autor (2017).

Cargas de parede com reboco de argamassa						
Pavimento	Altura (m)	Carga de tijolo (14x19x19) (kN/m ²)	Carga de tijolo (9x19x19) (kN/m ²)	Carga de reboco (3+3 cm) (kN/m ²)	Carga total parede externa(14x19x19) (kN/m)	Carga parede interna (9x19x19) (kN/m)
Subsolo	3.00	5.5	3.5	3.4	9	7
Garagem	3.00	5.5	3.5	3.4	9	7
Hall Entrada	3.00	5.5	3.5	3.4	9	7
Tipo	3.00	5.5	3.5	3.4	9	7
Lazer	3.00	5.5	3.5	3.4	9	7
Cobertura	2.00	3.6	2.3	2.3	6	5

TABELA 18- Cargas de paredes com placas de gesso acartonado.
Fonte: Próprio autor (2017).

Cargas de parede com Drywall				
Pavimento	Altura (m)	Carga do Drywall (kN/m ²)	Carga da parede interna (kN/m)	Redução de peso em relação a parede de argamassa(%)
Subsolo	3.00	0.25	0.75	89
Garagem	3.00	0.25	0.75	89
Hall Entrada	3.00	0.25	0.75	89
Tipo	3.00	0.25	0.75	89

Como podemos observar na Tabela 18 apresentada acima, a substituição do sistema de vedação interna de blocos cerâmicos para o *drywall* reduz o peso das paredes internas em 89%, sendo assim o sistema *drywall* 9 vezes mais leve que a parede cerâmica.

Também devemos considerar cargas extras em lajes específicas com equipamentos de peso considerável, como por exemplo reservatórios de fibra e peso do sistema de elevador, como podemos visualizar na Tabela 19 a seguir.

TABELA 19- Cargas extras aplicadas na cobertura.
Fonte: Próprio autor (2017).

Cargas superficiais extras em laje			
Componente	Carga (kN)	Area de aplicacao (m ²)	Carga (kN/m ²)
Elevador (1un) (Laje de fechamento do poço de elevador)	160	5.14	31.1
Caixa de agua (20000 L) (Laje onde se apoia a caixa)	320	11.5	27.8

12.5.4 Cargas totais nos pavimentos

Conforme os valores apresentados nas tabelas acima, temos então a justificativa para os valores apresentados na Figura 31, através da Tabela 20.

TABELA 20- Cargas permanentes, sobrecargas e extras consideradas por pavimento.
Fonte: Próprio autor (2017).

Cargas de laje por pavimento			
Pavimento	CP (kN/m ²)	SC (kN/m ²)	Outras
Subsolo	Aterro	Aterro	-
Garagem	1	3	-
Hall Entrada	1	2	-
Tipo	1.25	1.5 (Colocar +0.5 em despensas)	1 kN/m na borda das varandas
Lazer	1.25	3	-

Cargas de laje por pavimento			
Pavimento	CP (kN/m ²)	SC (kN/m ²)	Outras
Coberta	1	0.5	Caixas d'água e elevador

Na Figura 32 a seguir, podemos ver um esquema de cargas introduzidas no pavimento-tipo no software Cypecad:

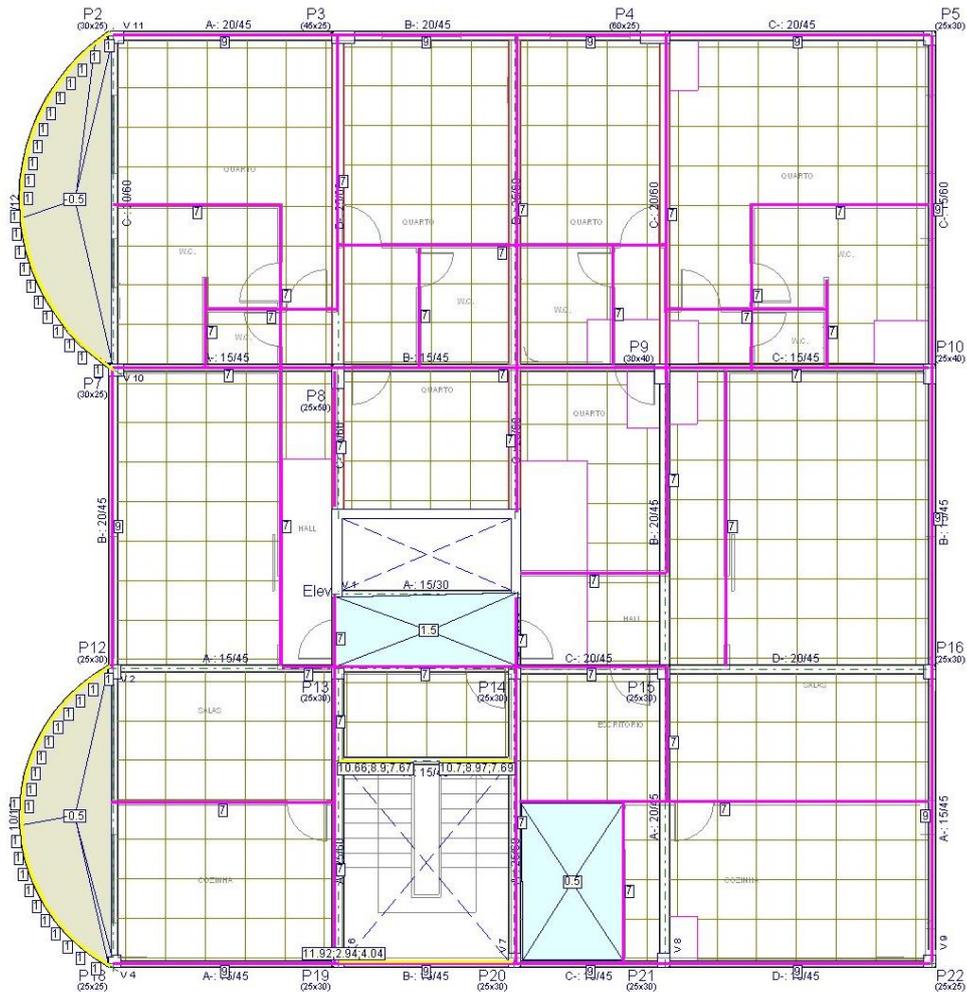


FIGURA 32- Cargas inseridas no pavimento-tipo.
Fonte: Próprio autor (2017).

Onde:

- Cargas em cor rosa: são as cargas lineares de parede;
- Cargas superficiais em cor azul: sobrecargas adicionadas ao piso além da que já foi introduzida (Ver Tabela 20) devido à presença de corredores e depósitos no local;
- Cargas superficiais em cor laranja: Carga negativa, pelo fato da laje de varanda não possuir a carga de $0,5 \frac{kN}{m^2}$ do forro de gesso.

12.5.5 Vento

Quanto à análise de vento no modelo estrutural do edifício pelo Cypecad, selecionou-se a opção referente a norma NBR 6123: 1988 – “Força dos Ventos em Prédios” já inserido na sua base de dados.

Conforme o mapa de isopletas visto anteriormente (Figura 14), determinamos o valor de vento básico 30 m/s. Estando o terreno situado numa categoria IV “Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada”. Classificamos a edificação como classe A “Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não exceda 20m”. O grupo probabilístico foi classificado como grupo 2 “Edificações para hotéis e residências”.

Para o cálculo automático das cargas horizontais de vento, o Cypecad também pede a introdução de dados como as larguras da fachada e o coeficiente de arrasto de cada eixo, calculado manualmente pelo usuário. O cálculo do coeficiente de arrasto encontra-se na Tabela 21.

No apêndice H podemos visualizar o ábaco utilizado para o cálculo dos coeficientes de arrasto do edifício em questão, retirados da NBR 6123: 1988.

NBR 6123
NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações

Ação de vento segundo X + X 1.22 - X 1.22
 Ação de vento segundo Y + Y 1.20 - Y 1.20

Larguras de faixa: Y 19.00 X 16.65 Por planta

Velocidade Básica: 30.0 m/s
Categoria: IV
Classe: A
Fator Probabilístico: Grupo 2
Fator Topográfico ±x: 1.0
Fator Topográfico ∓x: 1.0
Fator Topográfico ±y: 1.0
Fator Topográfico ∓y: 1.0

FIGURA 33 - Plataforma de inserção de dados para cálculo de forças de vento no Cypecad.
Fonte: Próprio autor (2017).

TABELA 21- Cálculo do coeficiente de arrasto nos eixos X e Y.
Fonte: Próprio autor (2017).

Coeficiente de arrasto (Item 6.3 NBR 6123)						
	L1 (m)	L2 (m)	H (m)	L1/L2	H/L1	Ca
Eixo +X	19	16.65	30	1.14	1.58	1.22
Eixo -X	19	16.65	30	1.14	1.58	1.22
Eixo +Y	16.65	19	30	0.88	1.80	1.2
Eixo -Y	16.65	19	30	0.88	1.80	1.2

Onde:

- L1 é a dimensão da fachada no eixo X;
- L2 é a dimensão da fachada no eixo Y;
- H é a altura da edificação;
- Ca é o coeficiente de arrasto no sentido do eixo calculado.

Com todos os dados inseridos no programa, obtemos imediatamente os valores das cargas horizontais de vento de cada pavimento em cada eixo (X e Y) e direção, como podemos ver na Tabela 22 a seguir. Estes valores serão utilizados pelo programa nas combinações de cálculo para o dimensionamento da estrutura ao ELU e ELS.

TABELA 22- Cargas horizontais de vento por pavimento.
Fonte: Próprio autor (2017).

Pavimento	Altura (m)	Vento +X (kN)	Vento -X (kN)	Vento +Y (kN)	Vento -Y (kN)
Coberta	57.00	20.9	-20.9	18.0	-18.0
Lazer	54.00	41.2	-41.2	35.5	-35.5
Tipo 15	51.00	40.6	-40.6	35.0	-35.0
Tipo 14	48.00	40.0	-40.0	34.5	-34.5
Tipo 13	45.00	39.3	-39.3	33.9	-33.9
Tipo 12	42.00	38.6	-38.6	33.3	-33.3
Tipo 11	39.00	37.9	-37.9	32.7	-32.7
Tipo 10	36.00	37.1	-37.1	32.0	-32.0
Tipo 9	33.00	36.3	-36.3	31.3	-31.3
Tipo 8	30.00	35.4	-35.4	30.5	-30.5
Tipo 7	27.00	34.4	-34.4	29.6	-29.6
Tipo 6	24.00	33.3	-33.3	28.7	-28.7
Tipo 5	21.00	32.1	-32.1	27.7	-27.7
Tipo 4	18.00	30.7	-30.7	26.5	-26.5
Tipo 3	15.00	29.1	-29.1	25.1	-25.1
Tipo 2	12.00	27.2	-27.2	23.4	-23.4
Tipo 1	9.00	24.6	-24.6	21.2	-21.2
Hall Entrada	6.00	15.7	-15.7	13.5	-13.5
Rampa	3.00	8.8	-8.8	7.6	-7.6
Garagem	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0

12.6 Análise e Resultados dos Modelos Estruturais

Com o modelo estrutural definido e com todas as cargas introduzidas na estrutura, é dado início à análise estrutural do modelo I (*drywall*).

Tomando como base os conceitos apresentados nos capítulos 7, 8 e 9, visto que numa primeira análise não se sabe ainda o valor dos coeficientes Gama-Z do modelo estrutural e, portanto, não se sabe se a estrutura é classificada como de nós fixos ou móveis, é admitido inicialmente na análise uma redistribuição para as vigas e lajes de 10%, respeitando as limitações conforme o item 14.6.4.3 da NBR 6118: 2014.

Antes de se analisar a estabilidade global do edifício, primeiramente é interessante fazer as devidas alterações em todos os pilares da estrutura, modificando e otimizando suas seções de acordo com os esforços obtidos na primeira análise, visto que a alteração nas dimensões, orientação e posição dos pilares aumentará a rigidez do pórtico (caso as seções tenham sido aumentadas), diminuindo assim o coeficiente Gama-Z. Este passo é apenas uma etapa de pré-dimensionamento e não é o dimensionamento final do pilar.

Após a otimização inicial dos pilares, pode-se então processar uma nova análise para atualizar o peso próprio da estrutura e analisar o coeficiente Gama-Z a fim de determinar se a estabilidade global do edifício está aceitável nas duas direções. Na tabela 23, temos o valor dos coeficientes Gama-Z do modelo I.

As relações máximas entre os coeficientes de majoração amplificados e os coeficientes de majoração sem amplificar, para as diferentes hipóteses de ação horizontal são:

TABELA 23- Resultados da análise de estabilidade global do Cypecad.
Fonte: Próprio autor (2017).

Eixo	γ_z
Vento +X	1.060
Vento -X	1.060
Vento +Y	1.067
Vento -Y	1.067

Logo, como o Gama- Z ficou abaixo de 1.10, conforme a NBR 6118: 2014, não é necessária a consideração dos efeitos de segunda ordem global para o edifício.

Após a análise da estabilidade global do edifício, classificamos o pórtico como de nós rígidos, e podemos dar continuidade ao dimensionamento normal da estrutura, começando pelos ajustes de lajes

e vigas da estrutura, depois pilares e fundações. Como agora sabemos que a edificação é classificada como estrutura de nós fixos, poderíamos aumentar a redistribuição de momentos de vigas e lajes para até 25% se for necessário, atentando sempre para o novo valor de Gama-Z após a mudança de parâmetros de projeto como este.

Tendo todas as seções otimizadas com base nas verificações de estado-limite último e de serviço das peças estruturais, podemos analisar então as cargas finais nos pilares e sapatas, dimensões dos elementos, quantitativos de concreto e aço, etc.

Podemos visualizar as plantas de fôrma definitivas para o edifício com sistema de vedação interna em placas de gesso acartonado (Modelo I) nos Apêndices I/1, J, L, M, N e O.

Para dar início à análise e dimensionamento do modelo II, foram substituídos os valores das cargas internas de parede de $0,75 \frac{kN}{m}$ (Carga da parede *drywall* com 3m de pé direito) para $7 \frac{kN}{m}$ (Carga da parede de blocos cerâmicos 9x19x19cm com 3m de pé direito). Foram mantidos para o modelo II os mesmos parâmetros e critérios de projeto utilizados no modelo I.

Para o dimensionamento do modelo II, foram utilizados os mesmos passos para o dimensionamento do modelo I, analisando criteriosamente os esforços, otimizando as seções até que sejam satisfeitas as verificações no ELU e ELS de todas os elementos estruturais.

Nas Figuras 34 e 35 apresentadas a seguir, são analisadas as deformações causadas apenas pelas cargas permanentes de parede de *drywall* e blocos cerâmicos, respectivamente. Podemos notar uma deformação maior para o modelo II, mesmo que as dimensões dos pilares e vigas tenham sido aumentadas no seu dimensionamento e, portanto, tenha um pórtico de maior rigidez comparado ao modelo I. Além do mais, pode-se observar para o modelo 1, que as maiores deformações acontecem nas vigas externas pelo fato de se ter paredes externas em blocos cerâmicos de 14x19x19cm. Podemos observar na Figura 35 uma deformação consideravelmente maior nas lajes internas da edificação, devido a utilização de cargas de paredes maiores provenientes dos blocos cerâmicos.

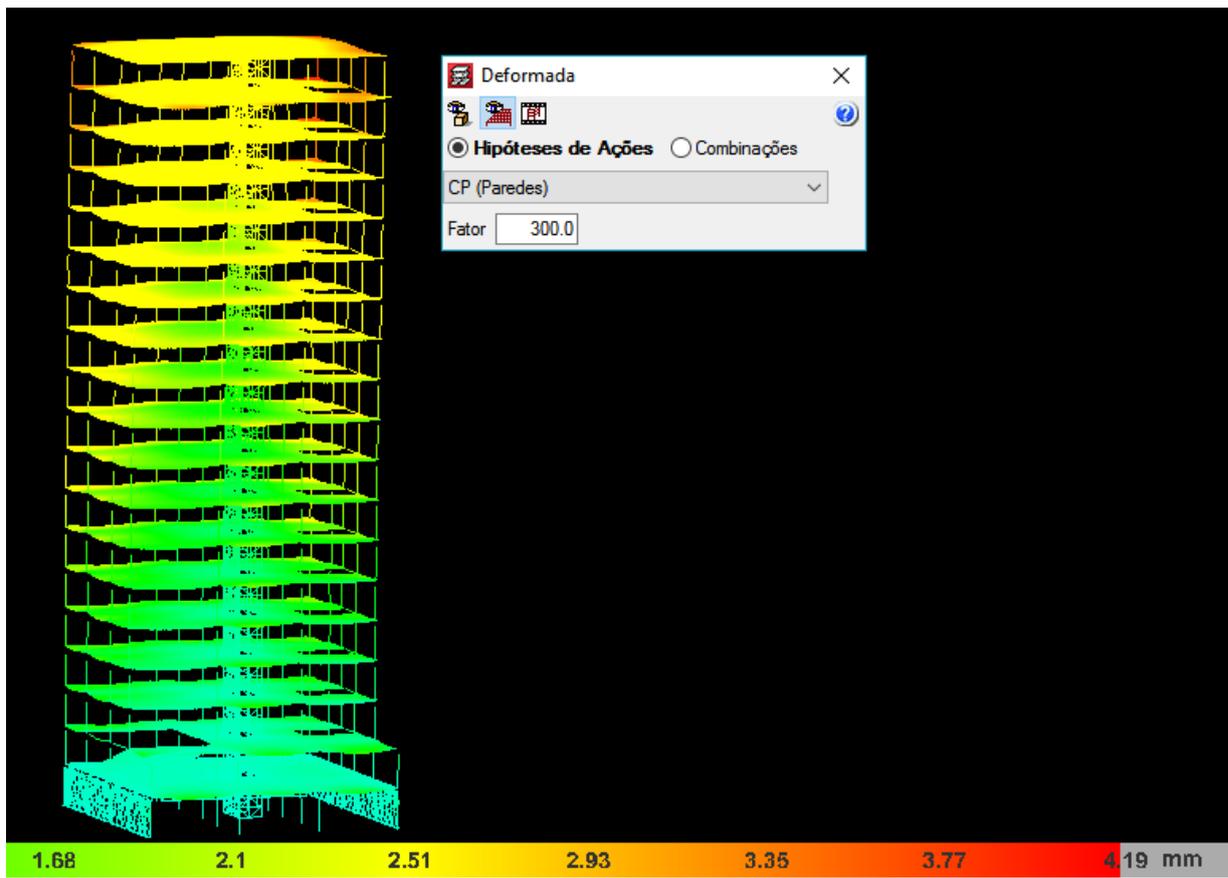


FIGURA 34 - Deformação da estrutura pelas cargas de parede no modelo I (Drywall).
 Fonte: Próprio autor (2017).

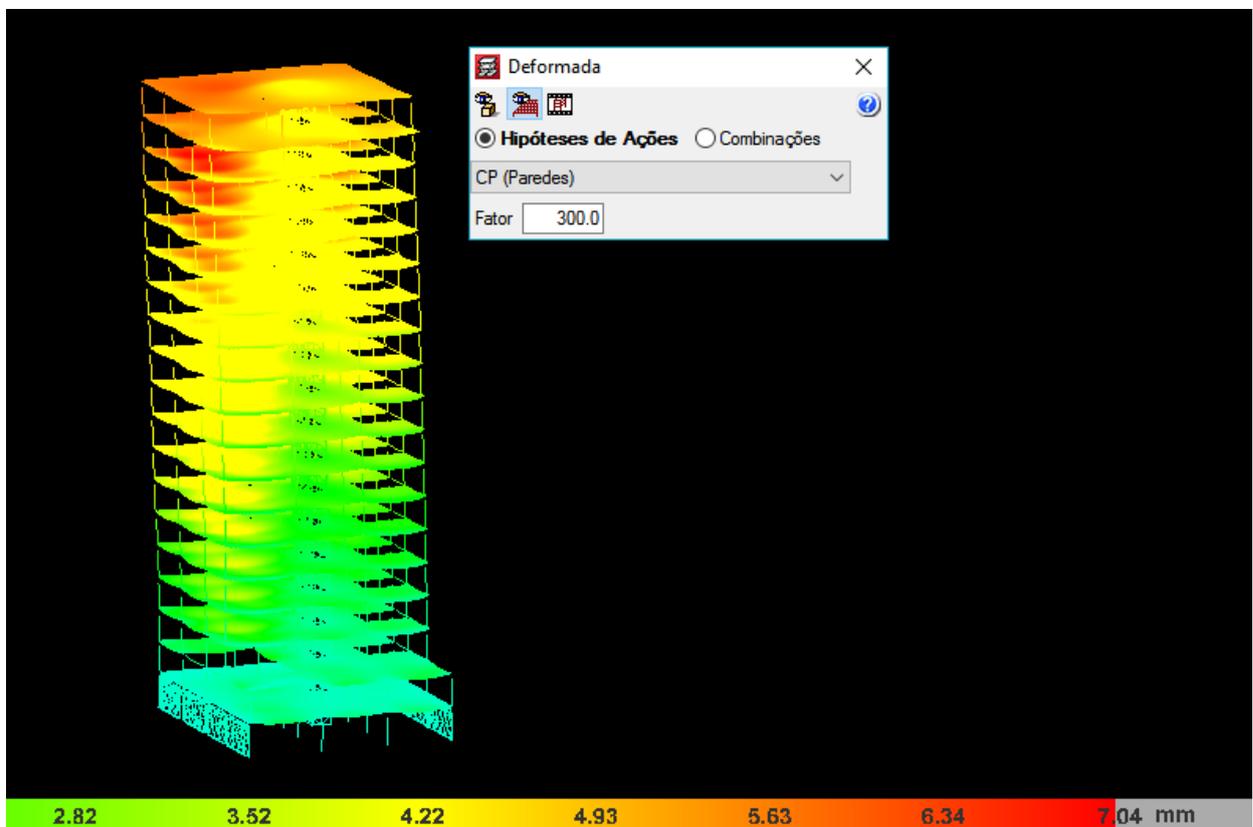


FIGURA 35- Deformação da estrutura pelas cargas de parede no modelo II (Blocos Cerâmicos).

Nas Figuras 36 e 37 a seguir, podemos analisar as mudanças de esforços, dimensões e taxa de aço de uma mesma viga (V2 – Pav. Tipo 5) no modelo 1 e modelo 2, respectivamente. Na Viga V2, apoia-se uma parede em todo o seu comprimento, por isto há uma mudança significativa nos momentos fletores e cisalhantes, devido a uma carga linear de parede 9 vezes maior para o modelo 2.

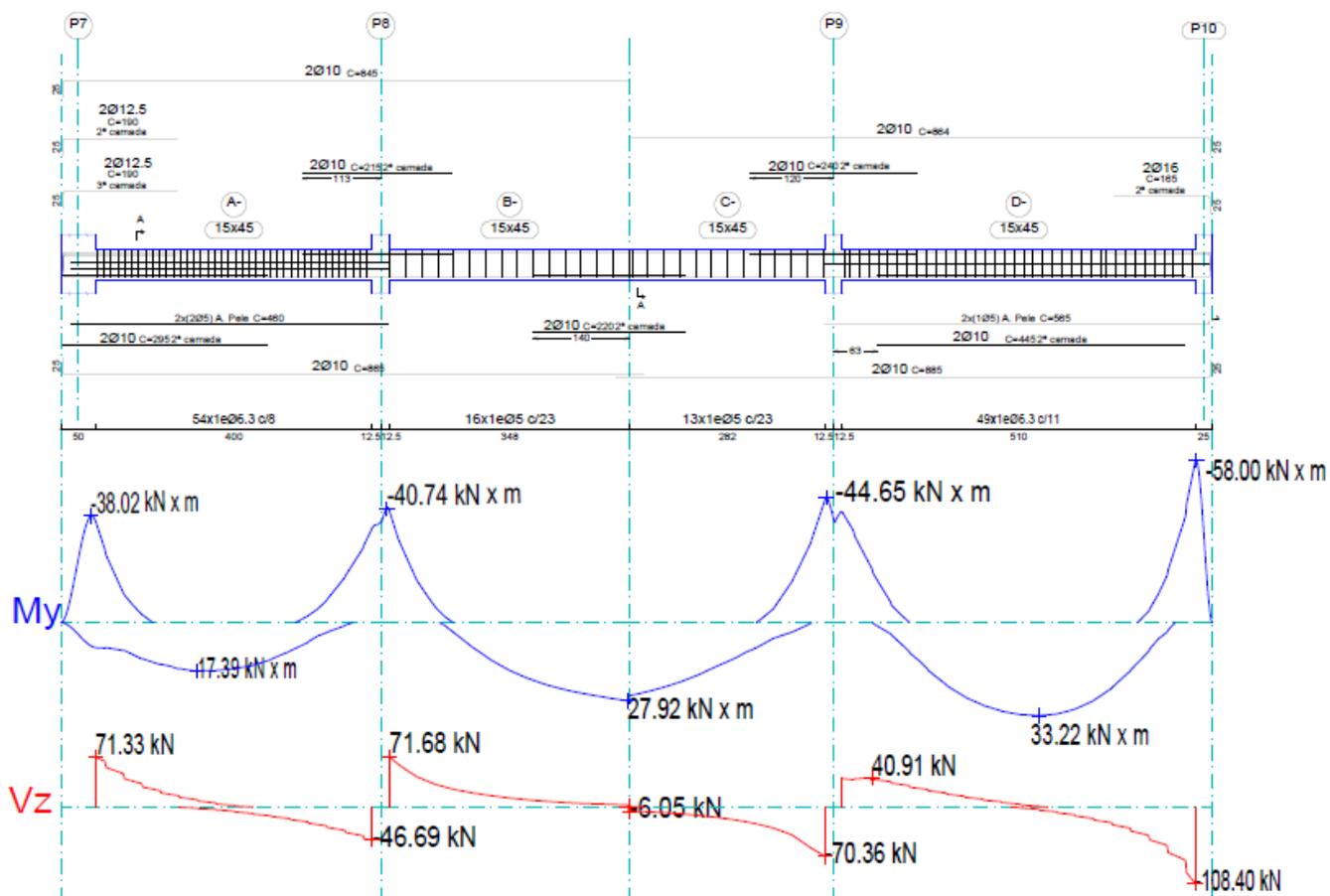


FIGURA 36- Esforços na Viga 2 do Pav. Tipo 5 - Modelo 1.
Fonte: Próprio autor (2017).

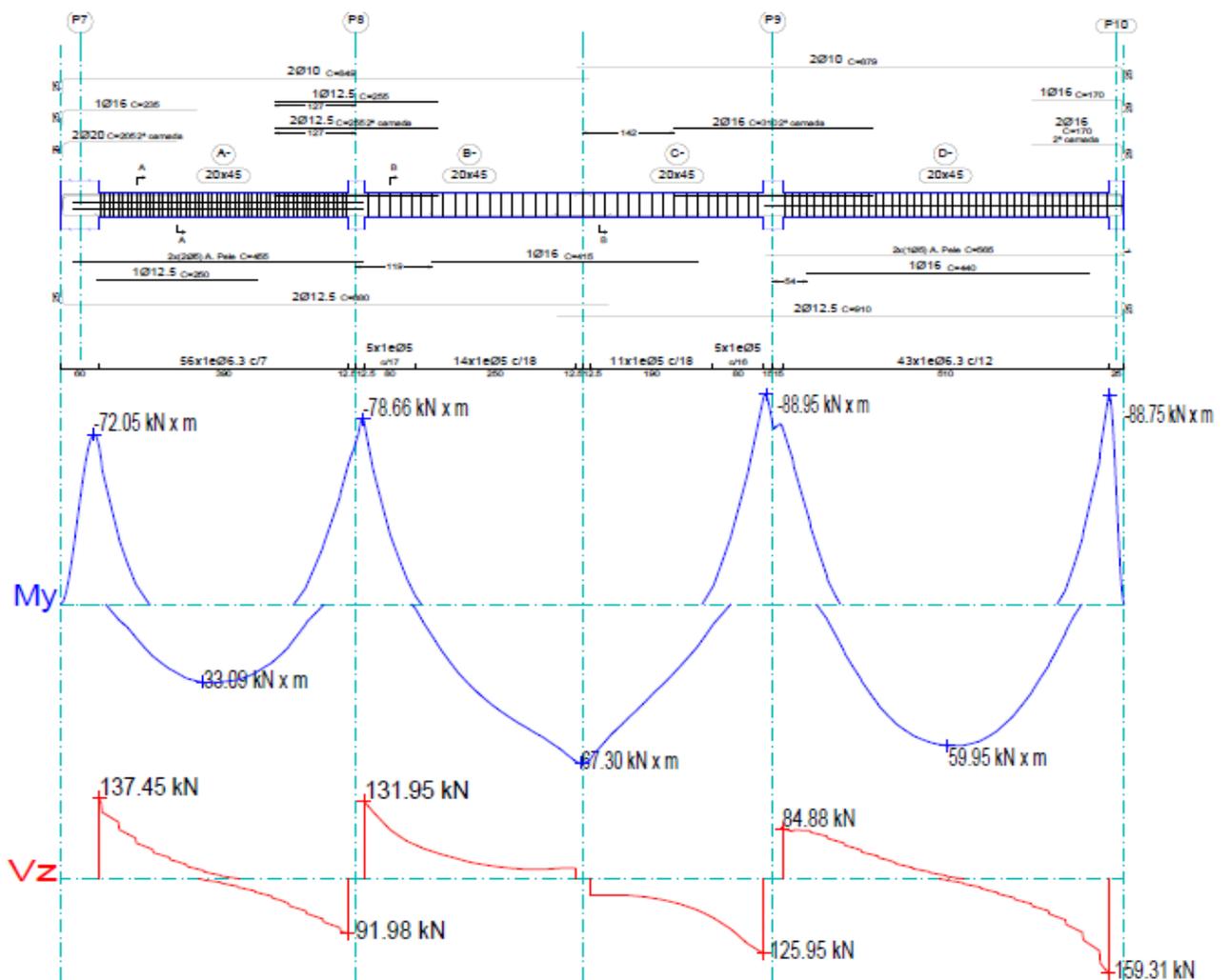


FIGURA 37- Esforços na Viga 2 do Pav. Tipo 5 - Modelo 2.
Fonte:Próprio autor (2017).

As mudanças mais notáveis dos elementos estruturais do Modelo I para o Modelo II foram:

- Mudança da altura de algumas vigas de 45cm para 60cm devido a problemas de flecha;
- Mudança da base de algumas vigas de 15cm para 20 ou 25cm a fim de aumentar espaço para mais aço na seção;
- Mudança na altura de quase todos os pilares, principalmente nos tramos iniciais, a fim de suportar uma força axial agora maior devido ao aumento de cargas permanentes de parede;
- Mudança nas dimensões e concepção da fundação a fim de suportar a nova carga axial. Podemos ver a diferença dessa concepção comparando as plantas de locação de fundação dos

Modelos I e II, no Apêndice I/1 e I/2, respectivamente. Também podemos observar a diferença de dimensões e armação dessas fundações através das Figuras 38 e 39 a seguir.

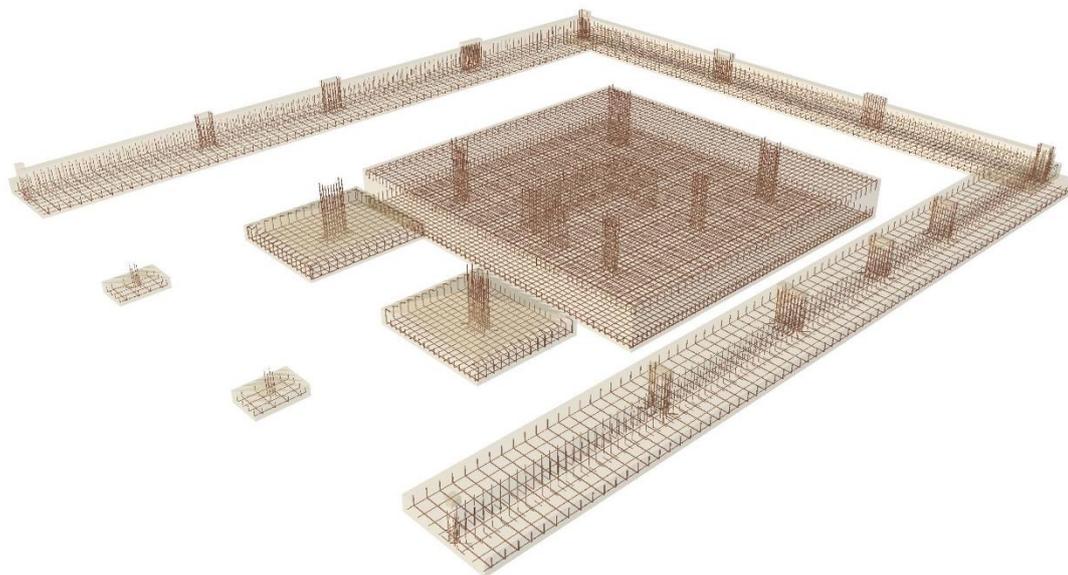


FIGURA 38- Armação de fundações do modelo I (drywall).
Fonte: Próprio autor (2017).

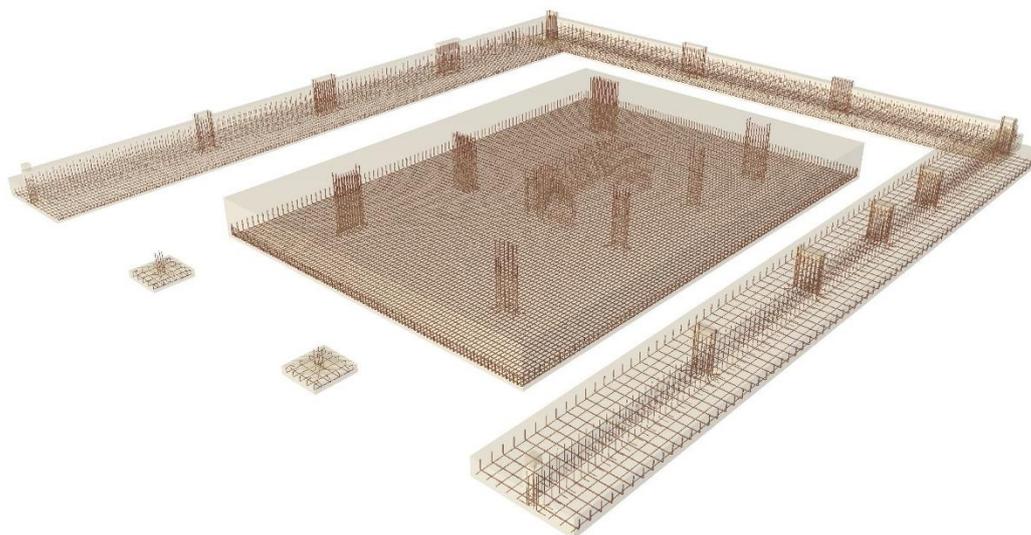


FIGURA 39- Armação de fundações do modelo II (Blocos Cerâmicos).
Fonte: Próprio autor (2017).

13. ANÁLISE DE DADOS

13.1 Cargas nos Pilares

Após a modelagem da estrutura feita através do software Cypecad, foram obtidos os valores das cargas axiais mais desfavoráveis dos tramos iniciais dos pilares para os dois modelos de edificação estudados. Os valores gerados por cada pilar e a somatória das cargas na estrutura para cada modelo podem ser vistos logo abaixo na Tabela 24, além dos valores comparativos entre os dois modelos. As diferenças de cargas variam de acordo com o posicionamento do pilar, chegando a uma diferença de 2332 kN para o P8 (Pilar de centro) e 3610,9 kN para o P9 (Pilar de centro), correspondendo a um percentual de 68.1% e 62%, respectivamente, entre os dois modelos.

Somando-se todas as cargas dos pilares, temos uma diferença total de 17477,8 kN (ou 1747,8 toneladas-força), correspondendo a uma diferença média de 21,78% na carga da superestrutura.

Vale salientar que esses esforços axiais apresentados na Tabela 24 são os esforços de dimensionamento da estrutura e, portanto, são valores majorados pelas combinações de carga como vimos no item 6.8.5 deste trabalho.

TABELA 24 - Comparativo de cargas axiais em pilares.
Fonte: Próprio autor (2017).

Pilar	Modelo I	Modelo II	Diferença	
	N (kN)	N (kN)	N (kN)	%
P1	88.2	88.6	0.4	0.5
P2	2916.5	3206.9	290.4	10.0
P3	4621.2	5899.6	1278.4	27.7
P4	5191.9	6492.5	1300.6	25.1
P5	2882.4	3165.4	283	9.8
P6	439.4	441.1	1.7	0.4
P7	4299.8	5638.4	1338.6	31.1
P8	3426.5	5758.5	2332	68.1
P9	5831	9441.9	3610.9	61.9
P10	4644.3	5936.1	1291.8	27.8
P11	455.3	456.7	1.4	0.3
P12	3787	4053.6	266.6	7.0
P13	2537.5	2696.3	158.8	6.3
P14	2216.2	2386.2	170	7.7
P15	3696.1	5110.6	1414.5	38.3
P16	4229.5	4544.5	315	7.4
P17	114.8	115	0.2	0.2
P18	2637.2	2764.1	126.9	4.8
P19	4040.7	4187.5	146.8	3.6
P20	3450.8	3667.8	217	6.3
P21	3542.6	3948.7	406.1	11.5
P22	2513.7	2602.9	89.2	3.5
Pilar-Parede	12667.7	15105.2	2437.5	19.24
Total	80230.3	97708.1	17477.8	21.78

13.2 Quantitativos da Estrutura

13.2.1 Superestrutura

Com o projeto da edificação definido, e de acordo com a plantas de forma dos pavimentos finalizadas, efetuamos o levantamento e quantificamos as quantidades de fôrma, concreto e aço da estrutura, gerados pelo próprio Cypecad através dos relatórios de obra. Podemos observar nas Tabelas 25 e 26 as quantidades de fôrma, concreto e aço que devem ser utilizadas para a superestrutura do modelo I e modelo II, respectivamente.

Através da Tabela 27, analisamos as diferenças de aço e concreto entre esses dois modelos e podemos concluir que o uso de placas de gesso acartonado (modelo I) para a vedação interna dessa obra, quando comparado ao modelo II, reduz a quantidade necessária de aço em 14,55 toneladas e 6,55 m³ para o concreto, representando uma redução do uso de aço e concreto em 14,26% e 6,55%, respectivamente.

TABELA 25- Quantitativos da estrutura do Modelo I (*drywall*).

Fonte: Próprio autor (2017).

Quantitativo da estrutura - Modelo I			
Elemento	Formas (m ²)	Concreto (m ³)	Barras (kg)
Lajes maciças	324.32	40.89	3159
Nervuradas	5283.12	617.06	34398
Arm. base maciços	-		654
Vigas: fundo	608.04	257.32	22654
Vigas: Forma lateral	1845.32	-	-
Cortinas	378	56.7	4708
Pilares (Sup. Formas)	2048.73	198.41	32927
Escadas	267.52	43.04	3568
Total	10755.05	1213.42	102068
Índices (por m²)	1.71	0.193	16.23
Nº blocos de laje nervurada = 6879 Completos + 187 Parciais			
Total obra - Superfície total: 6290.62 m ²			

TABELA 26- Quantitativos da estrutura do Modelo II (Blocos Cerâmicos).
Fonte: Próprio autor (2017).

Quantitativo da estrutura - Modelo II			
Elemento	Formas (m²)	Concreto (m³)	Barras (kg)
Lajes maciças	324.28	40.88	2981
Nervuradas	5206.74	634.38	36471
Arm. base maciços	-	-	1498
Vigas: fundo	732.82	308.88	27337
Forma lateral	1890.87	-	-
Cortinas	378	56.7	3524
Pilares (Sup. Formas)	2122.62	208.98	41239
Escadas	267.52	43.04	3568
Total	10922.85	1292.86	116618
Índices (por m²)	1.722	0.204	18.38
Nº blocos de laje nervurada = 6505 Completos + 522 Parciais			
Total obra - Superfície total: 6343.47 m ²			

TABELA 27- Comparativo de quantidades de aço e concreto da estrutura.
Fonte: Próprio autor (2017).

Comparativo de quantidades da estrutura- Modelo I x Modelo II							
Modelo I		Modelo II		Diferença			
Concreto (m³)	Aço (kg)	Concreto (m³)	Aço (kg)	Concreto		Aço	
				(m³)	(%)	(kg)	(%)
1213.42	102068	1292.86	116618	79.44	6.55	14550	14.26

13.2.2 Fundações

De maneira análoga ao item 12.2.1, levantamos através dos relatórios de fundações do Cypecad as dimensões e quantitativos referentes às fundações que suportam a superestrutura de cada modelo.

13.2.2.1 Dimensões e Armadura

Nas Tabelas 28 e 29, podemos visualizar as tabelas de geometria e armadura dos modelos I e II, respectivamente.

TABELA 28- Tabela de geometria e armadura de fundações do modelo I.
Fonte: Próprio autor (2017).

Modelo I – Geometria e armadura de sapatas		
Referências	Geometria	Armadura
P6, P11	Sapata retangular centrada piramidal Largura da sapata X: 130.0 cm Largura da sapata Y: 90.0 cm Largura pescoço X: 30.0 cm Largura pescoço Y: 30.0 cm Altura borda: 30.0 cm Altura pescoço: 40.0 cm	X: 4Ø12.5c/22 Y: 4Ø12.5c/30
P7	Sapata retangular centrada piramidal Largura da sapata X: 370.0 cm Largura da sapata Y: 325.0 cm Largura pescoço X: 80.0 cm Largura pescoço Y: 35.0 cm Altura borda: 45.0 cm Altura pescoço: 100.0 cm	X: 15Ø20c/22 Y: 15Ø20c/25
P12	Sapata retangular centrada piramidal Largura da sapata X: 305.0 cm Largura da sapata Y: 350.0 cm Largura pescoço X: 35.0 cm Largura pescoço Y: 80.0 cm Altura borda: 45.0 cm Altura pescoço: 95.0 cm	X: 19Ø16c/18 Y: 14Ø20c/22
(P8-P15-P14-P13-P9-Elev)	Sapata retangular centrada Largura da sapata X: 1030.0 cm Largura da sapata Y: 1060.0 cm Altura: 125.0 cm	Sup X: 66Ø16c/16 Sup Y: 41Ø20c/25 Inf X: 53Ø20c/20 Inf Y: 64Ø25c/16
C1	Balanço à esquerda: 72.5 cm Balanço à direita: 72.5 cm Largura total: 175.0 cm Altura da sapata: 45.0 cm	Inferior Longitudinal: Ø12.5c/25 Inferior Transversal: Ø16c/20 Superior Longitudinal: Ø12.5c/25 Superior Transversal: Ø12.5c/20
C2	Balanço à esquerda: 86.3 cm Balanço à direita: 108.8 cm Largura total: 225.0 cm Altura da sapata: 45.0 cm	Inferior Longitudinal: Ø12.5c/25 Inferior Transversal: Ø20c/30
C3	Balanço à esquerda: 120.0 cm Balanço à direita: 75.0 cm Largura total: 225.0 cm Altura da sapata: 40.0 cm	Inferior Longitudinal: Ø12.5c/30 Inferior Transversal: Ø20c/30

TABELA 29- Tabela de geometria e armadura de fundações do modelo I.
Fonte: Próprio autor (2017).

Modelo II - Geometria e armadura de sapatas		
Referências	Geometria	Armadura
P6	Sapata retangular excêntrica piramidal Largura inicial X: 55.0 cm Largura inicial Y: 55.0 cm Largura final X: 55.0 cm Largura final Y: 55.0 cm Largura da sapata X: 110.0 cm Largura da sapata Y: 110.0 cm Largura pescoço X: 30.0 cm Largura pescoço Y: 30.0 cm Coordenada pescoço X: 0.0 cm Coordenada pescoço Y: 0.0 cm Altura borda: 20.0 cm Altura pescoço: 30.0 cm	X: 5Ø12.5c/23 Y: 7Ø10c/16
P11	Sapata retangular excêntrica piramidal Largura inicial X: 55.0 cm Largura inicial Y: 55.0 cm Largura final X: 55.0 cm Largura final Y: 55.0 cm Largura da sapata X: 110.0 cm Largura da sapata Y: 110.0 cm Largura pescoço X: 30.0 cm Largura pescoço Y: 30.0 cm Coordenada pescoço X: 0.0 cm Coordenada pescoço Y: 0.0 cm Altura borda: 20.0 cm Altura pescoço: 30.0 cm	X: 5Ø12.5c/23 Y: 5Ø12.5c/24
(P8-P7-P15-P14-P13-P12-P9-Elev)	Sapata retangular centrada Largura da sapata X: 1550.0 cm Largura da sapata Y: 1110.0 cm Altura: 120.0 cm	Sup X: 43Ø20c/26 Sup Y: 62Ø20c/25 Inf X: 100Ø25c/11 Inf Y: 91Ø25c/17
C1	Balanço à esquerda: 82.5 cm Balanço à direita: 82.5 cm Largura total: 195.0 cm Altura da sapata: 50.0 cm	Inferior Longitudinal: Ø12.5c/20 Inferior Transversal: Ø12.5c/10 Superior Longitudinal: Ø12.5c/20 Superior Transversal: Ø16c/30
C2	Balanço à esquerda: 110.0 cm Balanço à direita: 135.0 cm Largura total: 275.0 cm Altura da sapata: 55.0 cm	Inferior Longitudinal: Ø12.5c/20 Inferior Transversal: Ø12.5c/10
C3	Balanço à esquerda: 130.0 cm Balanço à direita: 85.0 cm Largura total: 245.0 cm Altura da sapata: 45.0 cm	Inferior Longitudinal: Ø12.5c/25 Inferior Transversal: Ø20c/30

13.2.2.2 Quantitativos de aço e concreto

Nas Tabelas 30 e 31, podemos observar os quantitativos de aço e concreto das fundações de cada modelo. Assim, podemos então criar um comparativo analisando as diferenças de aço e concreto entre esses dois modelos, através da Tabela 32, e podemos concluir que no modelo I, quando comparado

ao modelo II, a quantidade necessária de aço é reduzida em 8,47 toneladas e são utilizados 73,86 m³ a menos de concreto, representando uma redução do uso de aço e concreto em 71,6% e 35,29%, respectivamente.

É importante notar que grande parte desse aumento de aço e concreto para as fundações foi devida a mudança de concepção das sapatas para esta obra (ver Apêndice I/1 e I/2), e que estes valores podem ser completamente diferentes para um outro projeto. No modelo I, tínhamos uma sapata associada para os pilares 8, 9, 13, 14, 15 e o pilar-parede, e sapatas de único pilar para os pilares 7 e 12. Já para o modelo II, a sapata associada precisou crescer em dimensão de uma maneira que chocava com as sapatas dos P7 e P12, logo foi necessário associar estes dois pilares também à sapata associada, fazendo assim com que a sapata associada se torne muito maior.

TABELA 30- Quantitativo de aço e concreto das fundações do modelo I.
Fonte: Próprio autor (2017).

Modelo I (drywall) - Quantitativo de aço e concreto das fundações			
	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	Concreto (m³)
Elemento	Total	Ø5	C35, em geral
Referência: P6	13.63	-	0.4
Referência: P11	13.63	-	0.4
Referência: P7	459.88	-	8.02
Referência: P12	351.62	-	6.94
Referência: (P8-P15-P14-P13-P9-Elev)	7481.06	34.8	136.47
Referência: C1	1188.34	-	14.96
Referência: C2	1162.49	-	22.28
Referência: C3	1121.68	-	19.8
Totais	11792.33	34.8	209.27

TABELA 31- Quantitativo de aço e concreto das fundações do modelo II.
Fonte: Próprio autor (2017).

Modelo II (Bloco Cerâmico) - Quantitativo de aço e concreto das fundações			
	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	Concreto (m³)
Elemento	Total	Ø5	C35, em geral
Referência: P6	17.16	-	0.3
Referência: P11	16.16	-	0.3
Referência: (P8-P7-P15-P14-P13-P12-P9-Elev)	15904.41	32.1	206.46
Referência: C1	1522.05	-	18.53
Referência: C2	1544.74	-	33.28
Referência: C3	1258.43	-	24.26
Totais	20262.95	32.1	283.13

TABELA 32- Comparativo de quantidades de aço e concreto das fundações.
Fonte: Próprio autor (2017).

Comparativo de quantidades em fundações - Modelo I x Modelo II							
Modelo I		Modelo II		Diferença			
Concreto (m³)	Aço (kg)	Concreto (m³)	Aço (kg)	Concreto		Aço	
				(m³)	(%)	(kg)	(%)
209.27	11827.13	283.13	20295.05	73.86	35.29	8467.92	71.60

13.3 Custo da Estrutura

Com a estrutura de cada modelo completa, podemos exportar os quantitativos de toda a estrutura para o software Arquimedes, onde o software gera precisamente as composições de serviço automaticamente de acordo com os materiais, tipo de concretagem, dimensões dos elementos, parâmetros de projeto e quantitativos definidos no Cypecad.

Para fins comparativos, foi utilizada como base de composições e preços para o orçamento da estrutura a base da própria Cype para os dois modelos, sem considerar B.D.I (Benefícios e despesas indiretas). Podemos ver nas Tabelas 33 e 34 as composições consideradas, quantitativos, preços unitários e valor total da estrutura para o modelo 1 e 2, respectivamente.

13.3.1 *Modelo I*

TABELA 33- Orçamento da estrutura do modelo I.

Fonte: Próprio autor (2017).

Orçamento Estrutural do Modelo I (drywall)						
Código	Tipo	Und.	Resumo	Quant.	Preço Unit. (R\$)	Valor (R\$)
	Capítulo		Modelo I (drywall)		1,431,857.45	1,431,857.45
A	Capítulo		Fundações		189,941.04	189,941.04
A.1	Sub-capítulo		Regularização		2,947.27	2,947.27
CRL060	Composição	m ²	Lastro de concreto C10 brita 1, preparado em obra e concretagem com meios manuais, de 5 cm de espessura.	266.48	11.06	2,947.27
A.2	Sub-capítulo		Contenções		49,515.92	49,515.92
CCS020	Composição	m ²	Montagem e desmontagem de sistema de escoramento e fôrmas, realizado com painéis metálicos de 30x90 cm, amortizáveis em 50 utilizações, para formação de muro de concreto armado de até 3 m de altura e superfície plana, para contenção de terras.	189	35.03	6,620.67
CCS060	Composição	m ³	Muro de subsolo de concreto armado, realizado com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e concretagem desde caminhão, e aço CA-50, quantidade 83 kg/m ³ , sem incluir fôrmas.	56.7	756.53	42,895.25
A.3	Sub-capítulo		Superficiais		137,477.85	137,477.85
CSZ020	Composição	m ²	Montagem de sistema de escoramento e fôrmas recuperáveis de madeira, formado por painéis de madeira compensada, resinados de 12 mm de espessura, amortizáveis em 2 utilizações, e posterior desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas, para sapata.	136.62	23.58	3,221.50
CSZ060	Composição	m ³	Sapata de concreto armado, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e concretagem desde caminhão, e aço CA-50, CA-60, quantidade total 54,9 kg/m ³ .	152.235	633.88	96,498.72
CSZ060b	Composição	m ³	Sapata de concreto armado, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e concretagem desde caminhão, e aço CA-50, quantidade 60,9 kg/m ³ .	57.04	661.95	37,757.63
B	Capítulo		Superestrutura		1,241,916.41	1,241,916.41
B.1	Sub-capítulo		Concreto armado		1,241,916.41	1,241,916.41
EHE060	Composição	m ²	Laje de escada de concreto armado, e=15 cm, com degraus de concreto, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, 17,716 kg/m ² , montagem e desmontagem de sistema de escoramento e fôrmas recuperáveis de madeira.	221.12	293.77	64,958.42
EHS050	Composição	m ³	Pilar de seção retangular ou quadrada de concreto armado, realizado com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, quantidade 267,8 kg/m ³ ; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas de chapas metálicas reutilizáveis, até 3 m de altura livre.	100.13	1,573.43	157,547.55

Orçamento Estrutural do Modelo I (drywall)						
Código	Tipo	Und.	Resumo	Quant.	Preço Unit. (R\$)	Valor (R\$)
EHV060	Composição	m ³	Viga de concreto armado, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100 dosado em central, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, CA-60, quantidade total 89 kg/m ³ ; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas de madeira, em piso de até 3 m de altura livre.	254.19	1,028.81	261,513.21
EHL060	Composição	m ²	Laje maciça de concreto armado, horizontal, altura 12 cm, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100 dosado em central, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, quantidade 13,6 kg/m ² ; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas de madeira; altura livre de piso de até 3 m. Sem incluir repercussão de pilares.	272.04	153.35	41,717.33
EHL060b	Composição	m ²	Laje maciça de concreto armado, horizontal, altura 15 cm, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100 dosado em central, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, quantidade 17,4 kg/m ² ; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas de madeira; altura livre de piso de até 3 m. Sem incluir repercussão de pilares.	4.62	177.69	820.93
EHL060c	Composição	m ²	Laje maciça de concreto armado, inclinada, altura 14 cm, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e aço CA-50, quantidade 14,2 kg/m ² ; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas de madeira; altura livre de piso de até 3 m.	73.15	161.87	11,840.79
EHR049	Composição	m ²	Laje nervurada bidirecional de concreto armado, horizontal, altura total 25 cm, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, volume 0,115 m ³ /m ² , e aço CA-50, quantidade 6,5 kg/m ² ; sobre sistema contínuo de escoramento e fôrmas; nervuras "in situ" 13 cm, entre-eixo 80 cm; molde recuperável de plástico Brasil ATEX 800_20, altura:25, largura da nervura:12.5, espessura da lâmina:5; tela eletrossoldada Q 92 de aço CA-60, em camada de compressão; altura livre de piso de até 3 m.	5,374.88	112.5	604,674.00
EHN060	Composição	m ³	Muro, núcleo ou parede de concreto armado 2F, H<=3 m, espessura 25 cm, realizado com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e aço CA-50, quantidade 62,1 kg/m ³ ; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas metálicas com acabamento tipo industrial para revestir.	98.24	1,006.15	98,844.18

13.3.2 Modelo II

TABELA 34- Orçamento da estrutura do modelo II.

Fonte: Próprio autor (2017).

Orçamento Estrutural do Modelo II (Blocos Cerâmicos)						
Código	Tipo	Und.	Resumo	Quant.	Preço Unit. (R\$)	Valor (R\$)
	Capítulo		Modelo I (drywall)		1,578,987.75	1,578,987.75
A	Capítulo		Fundações		233,511.78	233,511.78
A.1	Sub-capítulo		Regularização		3,604.68	3,604.68
CRL060	Composição	m ²	Lastro de concreto C10 brita 1, preparado em obra e concretagem com meios manuais, de 5 cm de espessura.	325.92	11.06	3,604.68
A.2	Sub-capítulo		Contenções		43,864.63	43,864.63
CCS020	Composição	m ²	Montagem e desmontagem de sistema de escoramento e fôrmas, realizado com painéis metálicos de 30x90 cm, amortizáveis em 50 utilizações, para formação de muro de concreto armado de até 3 m de altura e superfície plana, para contenção de terras.	189	35.03	6,620.67
CCS060	Composição	m ³	Muro de subsolo de concreto armado, realizado com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e concretagem desde caminhão, e aço CA-50, quantidade 83 kg/m ³ , sem incluir fôrmas.	56.7	656.86	37,243.96
A.3	Sub-capítulo		Superficiais		186,042.47	186,042.47
CSZ020	Composição	m ²	Montagem de sistema de escoramento e fôrmas recuperáveis de madeira, formado por painéis de madeira compensada, resinados de 12 mm de espessura, amortizáveis em 2 utilizações, e posterior desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas, para sapata.	129.48	15.85	2,052.26
CSZ060	Composição	m ³	Sapata de concreto armado, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e concretagem desde caminhão, e aço CA-50, CA-60, quantidade total 54,9 kg/m ³ .	76.07	643.13	48,922.90
CSZ060b	Composição	m ³	Sapata de concreto armado, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e concretagem desde caminhão, e aço CA-50, quantidade 60,9 kg/m ³ .	207.06	652.31	135,067.31
B	Capítulo		Superestrutura		1,345,475.97	1,345,475.97
B.1	Sub-capítulo		Concreto armado		1,345,475.97	1,345,475.97
EHE060	Composição	m ²	Laje de escada de concreto armado, e=15 cm, com degraus de concreto, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, 17,716 kg/m ² , montagem e desmontagem de sistema de escoramento e fôrmas recuperáveis de madeira.	221.12	293.77	64,958.42
EHS050	Composição	m ³	Pilar de seção retangular ou quadrada de concreto armado, realizado com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, quantidade 267,8 kg/m ³ ; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas de chapas metálicas reutilizáveis, até 3 m de altura livre.	110.787	1,779.74	197,172.06

Orçamento Estrutural do Modelo II (Blocos Cerâmicos)						
Código	Tipo	Und.	Resumo	Quant.	Preço Unit. (R\$)	Valor (R\$)
EHV060	Composição	m³	Viga de concreto armado, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100 dosado em central, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, CA-60, quantidade total 89 kg/m³; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas de madeira, em piso de até 3 m de altura livre.	306.35	1,002.56	307,134.26
EHL060	Composição	m²	Laje maciça de concreto armado, horizontal, altura 12 cm, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100 dosado em central, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, quantidade 13,6 kg/m²; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas de madeira; altura livre de piso de até 3 m. Sem incluir repercussão de pilares.	272.04	150.53	40,950.18
EHL060b	Composição	m²	Laje maciça de concreto armado, horizontal, altura 15 cm, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100 dosado em central, e concretagem com meios manuais, e aço CA-50, quantidade 17,4 kg/m²; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas de madeira; altura livre de piso de até 3 m. Sem incluir repercussão de pilares.	4.62	175.08	808.87
EHL060c	Composição	m²	Laje maciça de concreto armado, inclinada, altura 14 cm, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, , e aço CA-50, quantidade 14,2 kg/m²; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas de madeira; altura livre de piso de até 3 m.	73.15	161.8	11,835.67
EHR049	Composição	m²	Laje nervurada bidirecional de concreto armado, horizontal, altura total 25 cm, realizada com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, volume 0,115 m³/m², e aço CA-50, quantidade 6,5 kg/m²; sobre sistema contínuo de escoramento e fôrmas; nervuras "in situ" 13 cm, entre-eixo 80 cm; molde recuperável de plástico Brasil ATEX 800_20, altura:25, largura da nervura:12.5, espessura da lâmina:5; tela eletrossoldada Q 92 de aço CA-60, em camada de compressão; altura livre de piso de até 3 m.	5,297.70	117.67	623,380.36
EHN060	Composição	m³	Muro, núcleo ou parede de concreto armado 2F, H<=3 m, espessura 25 cm, realizado com concreto C35 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, usinado, e aço CA-50, quantidade 62,1 kg/m³; montagem e desmontagem do sistema de escoramento e fôrmas metálicas com acabamento tipo industrial para revestir.	98.24	1,010.14	99,236.15

13.3.3 Comparativo Modelo I x Modelo II

De acordo com os orçamentos apresentados anteriormente, podemos criar um comparativo analisando as diferenças de preço entre esses dois modelos, através da Tabela 35, e podemos concluir que no modelo I, quando comparado ao modelo II, há uma economia de R\$ 43.570,74 (-22.94%) e R\$ 103,559.56 (-22.94%) para a superestrutura e fundação, respectivamente.

TABELA 35- Comparativo de custo da estrutura.
 Fonte: Próprio autor (2017).

Comparativo de custo da estrutura - Modelo I x Modelo II							
Modelo I		Modelo II		Diferença			
Fundação (R\$)	Superestrutura (R\$)	Fundação (R\$)	Superestrutura (R\$)	Fundação		Superestrutura	
				(R\$)	(%)	(R\$)	(%)
189,941.04	1,241,916.41	233,511.78	1,345,475.97	43,570.74	22.94	103,559.56	8.34

13.4 Custo de Mão de Obra e Materiais

Para o orçamento da execução do sistema de vedação interna da obra, foram considerados na composição de serviço do modelo 1 (drywall):

- Entrega do material;
- Preço dos materiais;
- Preço de montagem (mão de obra).

Já para o modelo 2 (blocos cerâmicos), é considerada a composição de serviço da alvenaria em blocos cerâmicos, e também a composição de serviço do revestimento necessário a parede devido ao método construtivo utilizado. São considerados então para o modelo 2:

- Preço dos materiais (alvenaria e revestimento);
- Preço de aluguel dos equipamentos (alvenaria e revestimento);
- Preço da mão de obra (alvenaria e revestimento).

Em nenhum dos orçamentos apresentados a seguir foram considerados B.D.I (Benefícios e despesas indiretas).

13.4.1 Materiais

Para os materiais do sistema de placas de gesso acartonado, foi realizada uma pesquisa de mercado (Placo) para se adquirir a composição das quantidades necessárias e preço unitário de cada material para se executar 1 m² de parede *drywall*. Já para os materiais da vedação interna em blocos cerâmicos, foi utilizada a composição de serviço do SINAPI.

Analisando os resultados apresentados nas Tabelas 36 e 37, onde são apresentados os custos dos materiais para o sistema *drywall* e alvenaria de blocos, respectivamente, temos uma diferença de valor que favorece a parede em bloco cerâmico em R\$ 203.875,19, o que equivale a uma redução de 66.59% do valor pago para a compra de materiais quando comparado ao valor dos materiais no sistema

drywall. Logo, podemos concluir que os materiais para o sistema *drywall* são mais caros que os do sistema de alvenaria em blocos cerâmicos.

TABELA 36- Custo de materiais para o drywall.

Fonte: Próprio autor (2017).

Modelo I - Materiais para drywall						
Código	Tipo	Und.	Resumo	Quant.	Preço Unit.(R\$)	Valor (R\$)
A	Capítulo	m²	Paredes Drywall (Materiais)	6,174.29	49.58	306.121,50
Pesquisa de Mercado-Placo	Material	m	Banda estanque, Banda 45 "PLACO", de espuma de células fechadas com uma face auto-adesiva, para a estanqueidade e isolamento da base das divisórias.	0.45	1	0.45
Pesquisa de Mercado-Placo	Material	m	Canal de perfil metálico de aço galvanizado, R 70 "PLACO", fabricado através de laminação a frio, de 3000 mm de comprimento, 70x30 mm de seção e 0,55 mm de espessura.	0.9	3.73	3.36
Pesquisa de Mercado-Placo	Material	m	Montante de perfil metálico de aço galvanizado, M 70 "PLACO", fabricado através de laminação a frio, de 3000 mm de comprimento, 68,5x41 mm de seção e 0,6 mm de espessura.	2.1	4.42	9.28
Pesquisa de Mercado-Placo	Material	m ²	Placa de gesso acartonado A / - 1200 / 2500 / 15 / borda afinado, BA 15 "PLACO", formada por uma alma de gesso de origem natural embutida e intimamente ligada a duas lâminas de cartão forte.	2.1	15.34	32.21
Pesquisa de Mercado-Placo	Material	Un	Parafuso auto-roscante TTPC 25 "PLACO", com cabeça de trombeta, de 25 mm de comprimento, para instalação de placas de gesso acartonado sobre perfis de espessura inferior a 6 mm.	22	0.02	0.44
Pesquisa de Mercado-Placo	Material	Un	Parafuso auto-perfurante rosca-chapa, TRPF 13 "PLACO", de 13 mm de comprimento.	4	0.05	0.2
Pesquisa de Mercado-Placo	Material	m	Fita microperfurada, "PLACO", para acabamento de juntas de placas de gesso acartonado.	1.4	0.14	0.2
Pesquisa de Mercado-Placo	Material	kg	Massa de secagem em pó, SN "PLACO", para o tratamento das juntas das placas de gesso acartonado.	0.66	3.03	2

TABELA 37- Custo de materiais para parede em blocos cerâmicos.

Fonte: Próprio autor (2017).

Modelo II (Blocos Cerâmicos)						
Código	Tipo	Und.	Resumo	Quant.	Preço Unit.(R\$)	Valor (R\$)
B	Capítulo		Paredes em Blocos Cerâmicos (Materiais e Equipamentos)	6,174.29	16.56	102,246.31
SINAPI - 7266	Material	UN	BLOCO CERAMICO DE VEDACAO COM FUIROS NA VERTICAL, 9 X 19 X 39 CM - 4,5 MPA (NBR 15270)	13.6	0.97	13.19
SINAPI -34557	Material	M	TELA DE ACO SOLDADA GALVANIZADA/ZINCADA PARA ALVENARIA, FIO D = *1,20 A 1,70* MM, MALHA 15 X 15 MM, (C X L) *50 X 7,5* CM	0.42	0.97	0.41
SINAPI - 37395	Material	CENTO	PINO DE ACO COM FURO, HASTE = 27 MM (ACAO DIRETA)	0.005	33.01	0.17
SINAPI - 370	Material	M3	AREIA MEDIA - POSTO JAZIDA/FORNECEDOR (RETIRADO NA JAZIDA, SEM TRANSPORTE)	1.29	57.45	74.11
SINAPI - 1106	Material	KG	CAL HIDRATADA CH-I PARA ARGAMASSAS	193.7	0.43	83.29
SINAPI -1379	Material	KG	CIMENTO PORTLAND COMPOSTO CP II-32	185.63	0.38	70.54
SINAPI - 88830	Equipamento	CHP	BETONEIRA CAPACIDADE NOMINAL DE 400 L, CAPACIDADE DE MISTURA 310 L, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 HP, SEM CARREGADOR - CHP DIURNO. AF_10/2014	1.11	1.22	1.35
SINAPI - 88831	Equipamento	CHI	BETONEIRA CAPACIDADE NOMINAL DE 400 L, CAPACIDADE DE MISTURA 310 L, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 HP, SEM CARREGADOR - CHI DIURNO. AF_10/2014	3.64	0.39	1.42

13.4.2 Mão de Obra

Para o orçamento da mão de obra do serviço de vedação interna, foram utilizadas as composições e preços locais da base SINAPI.

Analisando os resultados apresentados nas Tabelas 38 e 39, onde são apresentados os custos de mão de obra para o sistema *drywall* e alvenaria de blocos, respectivamente, temos uma diferença de valor que favorece o sistema em blocos cerâmicos em R\$ 58.890,45 o que equivale a uma redução de 41.38% do valor pago para a execução quando comparado ao valor de mão de obra no sistema de *drywall*. Logo, podemos concluir que a mão de obra da alvenaria em blocos cerâmicos é mais barata que o *drywall*.

TABELA 38- Custo de mão de obra para o drywall.
Fonte: Próprio autor (2017).

Modelo I - Mão de Obra para drywall						
Código	Tipo	Und.	Resumo	Quant.	Preço Unit.(R\$)	Valor (R\$)
A	Capítulo	m²	Paredes Drywall (Mão de Obra)	6,174.29	23.44	144,725.25
SINAPI- 88261	Mão de Obra	H	MONTADOR DE ESQUADRIAS E PAINÉIS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	0.83	15.14	12.57
SINAPI- 88316	Mão de Obra	H	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	0.83	12.28	10.19

TABELA 39- Custo de mão de obra para parede em blocos cerâmicos.
Fonte: Próprio autor (2017).

Modelo II (Blocos Cerâmicos)						
Código	Tipo	Und.	Resumo	Quant.	Preço Unit.(R\$)	Valor (R\$)
B	Capítulo	m²	Paredes em Blocos Cerâmicos (Mão de Obra)	6,174.29	13,74	84.834,80
SINAPI - 88377	Mão de Obra	H	OPERADOR DE BETONEIRA ESTACIONÁRIA/MISTURADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	4.75	13.46	63.94
SINAPI - 88309	Mão de Obra	H	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	0,59	15.39	9,08
SINAPI - 88316	Mão de Obra	H	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	0,295	12.28	3,62

13.4.3 Revestimento

Para o orçamento da composição de serviço do revestimento necessário às paredes de alvenaria cerâmica, também foram utilizadas as composições e preços locais da base SINAPI. Podemos ver na Tabela 40 a planilha orçamentária do serviço e o custo total do revestimento nas paredes de blocos cerâmicos.

TABELA 40- Custo de revestimento para parede em blocos cerâmicos.

Fonte: Próprio autor (2017).

Modelo II (Blocos Cerâmicos) (Revestimento)						
Código	Tipo	Und.	Resumo	Quant.	Preço Unit.(R\$)	Valor (R\$)
C	Capítulo		Revestimento Interno Alv. Cerâmica		287,598.67	287,598.67
SINAPI - 89048	Composição	M2	EMBOÇO/MASSA ÚNICA, TRAÇO 1:2:8, PREPARO MECÂNICO, COM BETONEIRA DE 400L, EM PAREDES DE AMBIENTES INTERNOS, COM EXECUÇÃO DE TALISCAS, PARA EDIFICAÇÃO.	12,348.59	21.01	259,443.88
SINAPI - 87879	Composição	M2	CHAPISCO APLICADO EM ALVENARIAS E ESTRUTURAS DE CONCRETO INTERNAS, COM COLHER DE PEDREIRO. ARGAMASSA TRAÇO 1:3 COM PREPARO EM BETONEIRA 400L. AF_06/2014	12,348.59	2.28	28,154.79

13.4.4 Composição Geral do Serviço

Integrando os materiais, equipamentos e mão de obra em uma composição geral, temos planilha orçamentária do serviço de vedação interna de paredes do modelo 1 na Tabela 41, e do modelo 2 na Tabela 42.

TABELA 41- Custo final do serviço para o drywall.

Fonte: Próprio autor (2017).

Modelo I – Composição de serviço para drywall						
Cód.	Tipo	Und.	Resumo	Quant.	Preço Unit.(R\$)	Valor (R\$)
A	Capítulo		Paredes Drywall		437,757.44	437,757.44
A.1	Composição	m ²	Parede simples, sistema Placo Prima "PLACO", (15 + 70 + 15)/600 (70) com duas placas de gesso acartonado, aparafusadas diretamente a uma estrutura simples autoportante de perfis metálicos de aço galvanizado formada por canais R 70 "PLACO" e montantes M 70 "PLACO", com uma separação entre montantes de 600 mm; 100 mm de espessura total.	6,174.29	70.9	437,757.44

TABELA 42- Custo final do serviço para parede em blocos cerâmicos.

Fonte: Próprio autor (2017).

Modelo II (Blocos Cerâmicos)						
Código	Tipo	Und.	Resumo	Quant.	Preço Unit.(R\$)	Valor (R\$)
Paredes e Revestimento	Capítulo		Paredes em Blocos Cerâmicos e Revestimento para paredes Internas		474,679.78	474,679.78
B	Capítulo		Paredes em Blocos Cerâmicos		187,081.11	187,081.11
SINAPI - 87519	Composição	m ²	ALVENARIA DE VEDAÇÃO DE BLOCOS CERÂMICOS FURADOS NA VERTICAL DE 9X19X39CM (ESPESSURA 9CM) DE PAREDES COM ÁREA LÍQUIDA MAIOR OU IGUAL A 6M ² COM VÃOS E ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO COM PREPARO EM BETONEIRA. AF_06/2014	6,174.29	30.30	187,081.11
C	Capítulo		Revestimento Interno Alv. Cerâmica		287,598.67	287,598.67
SINAPI - 89048	Composição	m ²	EMBOÇO/MASSA ÚNICA, TRAÇO 1:2:8, PREPARO MECÂNICO, COM BETONEIRA DE 400L, EM PAREDES DE AMBIENTES INTERNOS, COM EXECUÇÃO DE TALISCAS, PARA EDIFICAÇÃO HABITACIONAL MULTIFAMILIAR (PRÉDIO). AF_11/2014	12,348.59	21.01	259,443.88
SINAPI - 87879	Composição	m ²	CHAPISCO APLICADO EM ALVENARIAS E ESTRUTURAS DE CONCRETO INTERNAS, COM COLHER DE PEDREIRO. ARGAMASSA TRAÇO 1:3 COM PREPARO EM BETONEIRA 400L. AF_06/2014	12,348.59	2.28	28,154.79

13.4.5 Comparativo Modelo I x Modelo II

Com base nas tabelas apresentadas nos itens anteriores, analisam-se os custos dos dois métodos construtivos na Tabela 43 a seguir, e podemos concluir que a diferença favorece as paredes feitas com placas de gesso acartonado em R\$ 36.922,34, o que equivale a um aumento de 8.43% no custo das paredes internas do edifício quando é utilizado o sistema de blocos cerâmicos.

TABELA 43- Comparativo entre o modelo I e II para o sistema de vedação interno.
Fonte: Próprio autor (2017).

Comparativo de custo total do sistema de vedação interno - Modelo I x Modelo II			
Modelo I Drywall)	Modelo II (Parede Cerâmica + Revestimento)	Diferença	
		Drywall x Blocos Cerâmicos (Considerando revestimento)	
(R\$)	(R\$)	(R\$)	(%)
437,757.44	474,679.78	36,922.34	8.43

13.5 Custo Total (Estrutura + Sistema de Vedação)

Com os custos apresentados nos itens 13.3 e 13.4, prossegue-se com o comparativo do custo total da obra, considerando-se apenas os custos da estrutura e vedação interna do edifício, a fim de comparar o impacto no custo gerado pela substituição do método convencional de alvenaria pelo sistema de placas de gesso acartonado em um edifício usual.

Podemos ver na Tabela 44 um resumo dos custos de estrutura e vedação interna definidos nos itens 13.3 e 13.4, assim como a diferença de custo entre os dois modelos. Podemos concluir pela Tabela 44 que o modelo 2 (alvenaria de blocos cerâmicos), quando comparado ao modelo 1 (*drywall*), custa R\$ 147.130,30 (+10.28%) a mais para a estrutura, e R\$ 36,922.34 (+8,43%) a mais para o sistema de vedação interna. Na Tabela 45, podemos observar o comparativo de custo total da obra, concluindo-se então que o uso do sistema de *drywall* para este edifício gera uma economia de R\$ 184.052,64 (-8.96%) para a obra.

TABELA 44- Comparativo de custos da estrutura e sistema de vedação.
Fonte: Próprio autor (2017).

Comparativo de custos da estrutura e sistema de vedação - Modelo I x Modelo II							
Modelo I		Modelo II		Diferença			
Estrutura	Drywall	Estrutura	Parede Cerâmica (Com Revestimento)	Estrutura		Parede Cerâmica (Com Revestimento)	
(R\$)	(R\$)	(R\$)	(R\$)	(R\$)	(%)	(R\$)	(%)
1,431,857.45	437,757.44	1,578,987.75	474,679.78	147,130.30	10.28	36,922.34	8.43

TABELA 45- Comparativo de custos totais do edifício.
Fonte: Próprio autor (2017).

Comparativo de custo total da obra- Modelo I x Modelo II		
Estrutura + Sistema de vedação	Modelo I	Modelo II (Considerando Revestimento)
Custo total (R\$)	1,869,614.89	2,053,667.53
Diferença (R\$)	-	184,052.64
%	-	9,84

14. CONCLUSÃO

Os resultados obtidos pela substituição do método convencional de vedação interna pelas placas de gesso acartonado mostraram uma redução no consumo de aço em 14,26% e 71,60% para a superestrutura e fundações, respectivamente, e volume de concreto das mesmas em 6,55% e 35,29%.

Em relação às cargas, tivemos uma diminuição das cargas verticais resultantes nos pilares no nível da fundação para o Modelo 1, onde se obteve uma redução média de 21,78% nas reações verticais dos pilares no nível da fundação quando comparados com o Modelo 2.

Além do mais, com os levantamentos de custos baseados no SINAPI e banco de dados da Cype, podemos concluir que para o sistema de placas de gesso acartonado (modelo 1) há uma redução de custo de toda a estrutura em R\$ 147.130,30 (diferença de 10,28%) e uma redução no custo da mão de obra e materiais de R\$36,922.34 (diferença de 8.43%) quando comparado ao sistema convencional de alvenaria de blocos cerâmicos com revestimento em argamassa.

Comparando o custo total da estrutura em conjunto com o serviço de execução da vedação interna entre os modelos 1 e 2, podemos concluir que a substituição do sistema de blocos cerâmicos pelo *drywall* gera uma economia de R\$184.052,64 (-8,96%).

A utilização do *drywall* para a vedação interna do edifício ao invés do bloco cerâmico furado também gera uma série de benefícios indiretos não considerados nas comparações desde artigo, como:

- Diminuição da geração de resíduos, desperdício e retrabalho;
- Menos equipes trabalhando em obra, visto que não são necessários cortes nas vedações internas para embutir as instalações;
- Mais facilidade de transporte de material;
- Maior agilidade na execução do serviço;

- Adiantamento no prazo total da obra, visto que a execução da vedação interna é uma atividade crítica para as atividades sucessoras, como instalações hidráulicas, elétricas, revestimento, pintura, etc.

Após a exposição de todos os dados e conclusões chega-se a uma conclusão que o método construtivo mais adequado para este edifício é o *drywall*, pois a sua utilização pode gerar uma diminuição significativa de custo na construção do edifício, além de facilitar e agilizar o andamento da obra.

Com a economia de custo gerada pelo uso do sistema de placas de gesso acartonado na construção, as empresas construtoras poderiam realocar tais recursos para outros fins, como melhorar a qualidade ou tipo de fachadas e revestimentos de piso e paredes, construir pavimentos adicionais aumentando o lucro, investir mais recursos no anteprojeto do negócio, etc.

Vale salientar que cada projeto é único e, portanto, os valores apresentados nesse artigo podem variar dependendo do porte do projeto, experiência do projetista, concepção estrutural, base de preços utilizada, etc.

15. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALTO QI. **Principais Métodos de Cálculo dos Efeitos de Segunda Ordem Local em Pilares**, 2014. Disponível em: <http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/efeitos-de-segunda-ordem-local-em-pilares/>

ALVA, Gerson M. S. **Pré-Dimensionamento da Estrutura (Aulas 9 -12)**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE DRYWALL. **Mercado no Mundo**. São Paulo, [2013]. Disponível em: <http://www.drywall.org.br/index.php/6/numeros-do-segmento/>. Acesso em: 08 mar. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.

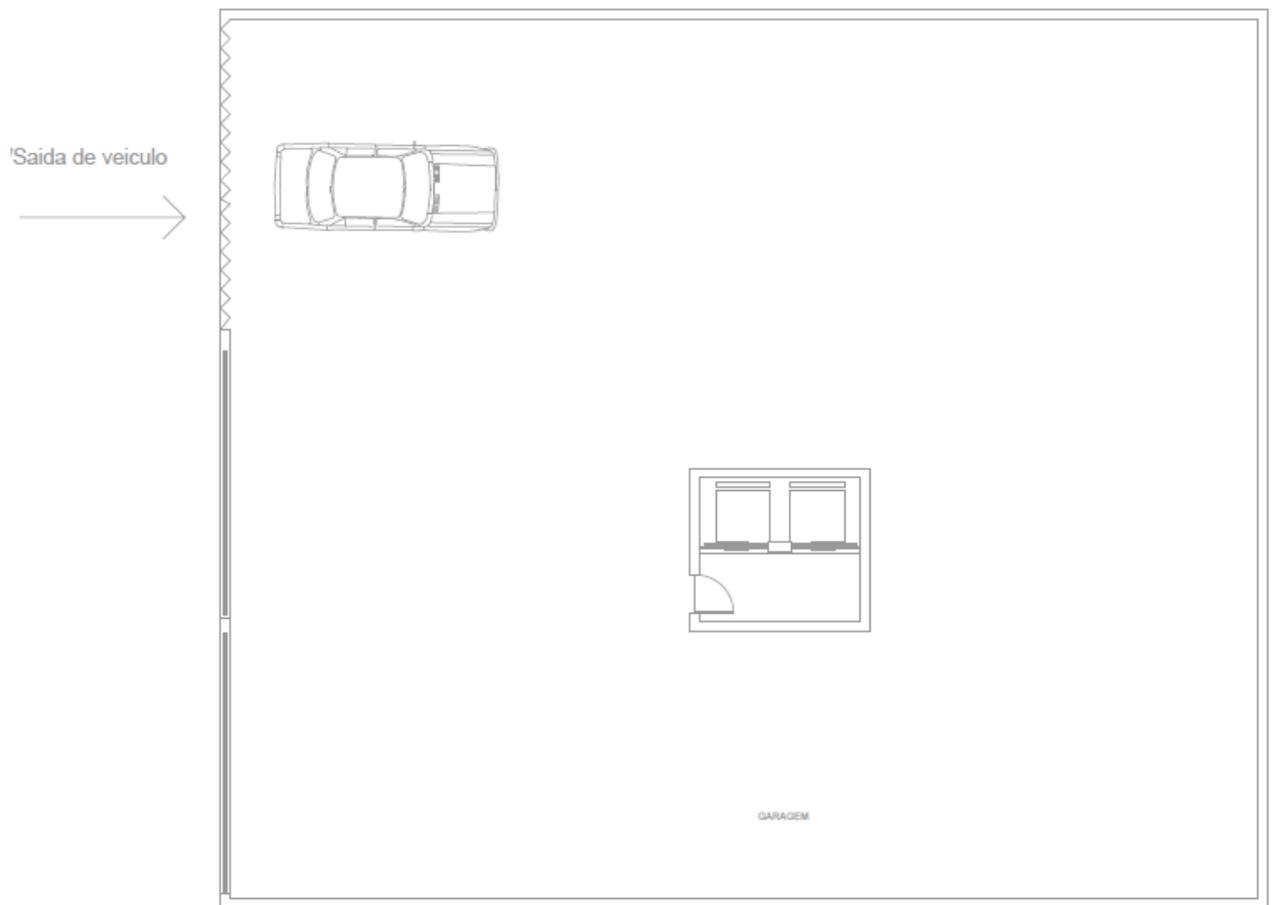
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11685- Divisórias leves internas moduladas**. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14715-1: Chapas de gesso acartonado – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2010.

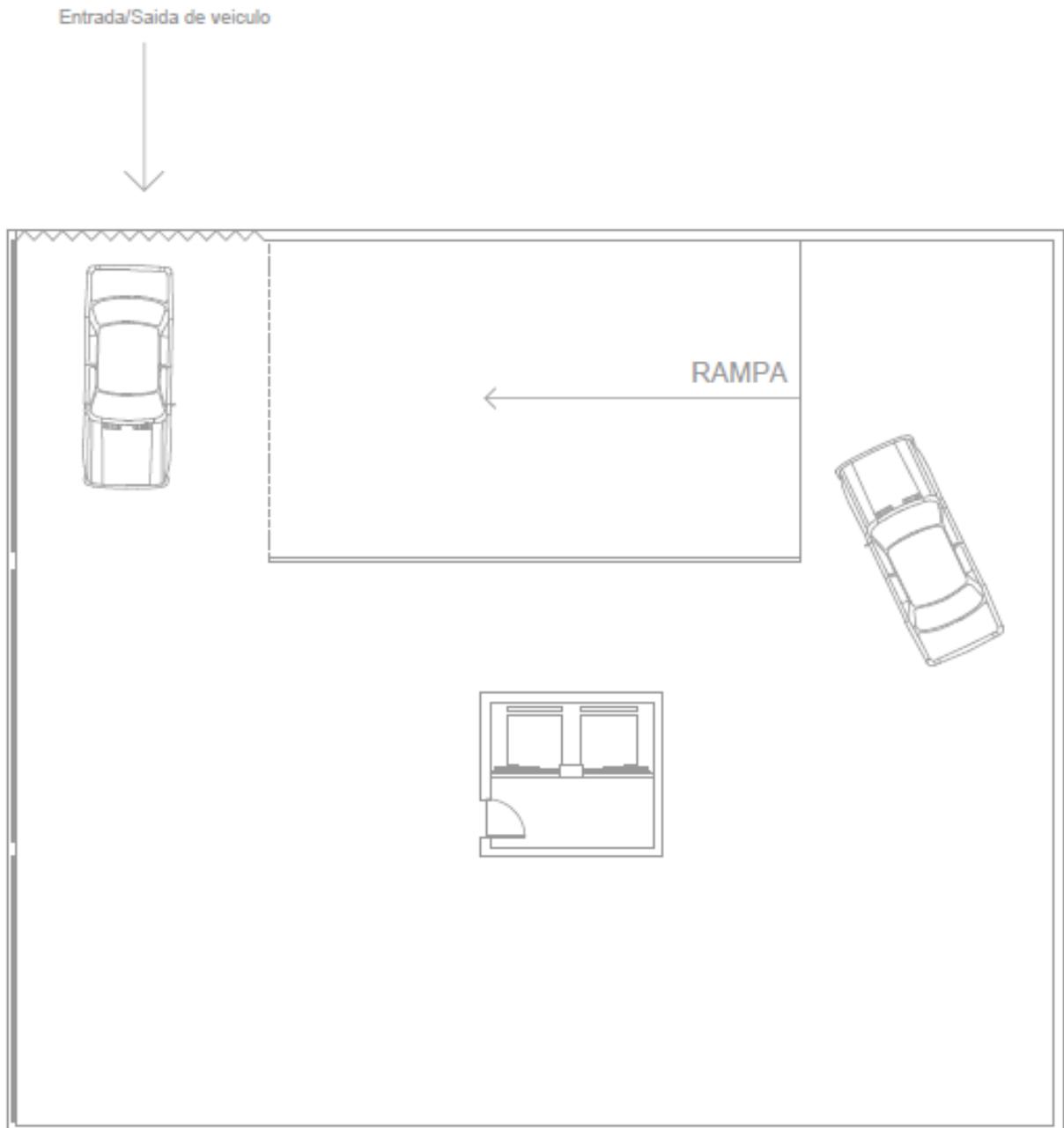
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15270-1 – Componentes cerâmicos- Terminologia e requisitos**. Rio de Janeiro, 2005.
- CYPE INGENIEROS. **Manual do Utilizador Cypecad– Exemplo prático (edifício de 9 pisos)**, 2014.
- CYPE INGENIEROS. **Memória de Cálculo programa Cypecad**. 2013.
- FERNANDEZ, Pablo S; KOERICH, Rodrigo B; KIRSTEN, André. **Considerações sobre o coeficiente Gama-z**, 2017. Disponível em: http://faq.altoqi.com.br/content/253/623/pt-br/considerações-sobre-o-coeficiente-gama_z.html
- LIMA, Vivian. **Análise Comparativa Entre Alvenaria em Bloco Cerâmico e Painéis em Gesso Acartonado para o Uso Como Vedação em Edifícios: Estudo de Caso em Edifício de Multipavimentos na Cidade de Feira de Santana**. Feira de Santana, 2012.
- LUIZ, Jefferson; FERIANCE, Matheus. **Estudo Comparativo de Projetos Estruturais com Elementos de Vedação Distintos**. Santos, 2016.
- MATTOS, Nilson Cezar. **Ações Consideradas Com o Módulo Master**, 2013. Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/content/407/613/pt-br/ações-consideradas-com-o-módulo-master.html>
- MATTOS, Nilson Cezar. **Redistribuição de Esforços**, 2013. Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/content/256/627/pt-br/redistribuição-de-esforços.html>
- MEIRELLES, Célia Regina M. **Slide de apresentação: Estruturas de Concreto Armado – Pré-Dimensionamento**, 2007.
- MITIDIERI, Cláudio. RevistaTéchné. **Notícia: Fechamentos internos**. São Paulo, PINI, 2000.
- MITIDIERI, Cláudio. **Vedações verticais**, 2002.
- PINHEIRO, Libânio M. **Fundamento do Concreto e Projeto de Edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, 2007. 380 f. Apostila.
- PLACO DO BRASIL. **Ficha de Produto: Placa de Gesso RU**, 2013.
- PLACO DO BRASIL. **Ficha de Produto: Placa de Gesso RF**, 2013.
- PLACO DO BRASIL. **Ficha de Produto: Placa de Gesso ST**, 2015.
- PLACO DO BRASIL. **Biblioteca: Placas de Drywall – Fichas de produto**. São Paulo (2017). Disponível em: <http://www.placo.com.br/download-center>. Acesso em: 09 mar. 2017.
- POUBEL, Maria; GUARDIA, Luís; QUALHARINI, Eduardo. **Gerenciamento de Custos no Sistema Construtivo de Gesso Acartonado, “Drywall”**. São Paulo, 2001.
- SABBATINI, Fernando H. et al. **Tecnologia das construções de edifícios I**, PCC-2435, 2003.
- SILVA, Luís Miguel Flor. **Estudo e Acompanhamento de Projeto de Estabilidade**. Porto, 2014.
- THOMAZ, Ércio et al. **Código de práticas nº 01: alvenaria de vedação em blocos cerâmicos**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT), 2009.

APÊNDICE A - PAVIMENTO SUBSOLO (COTA -3,0M);



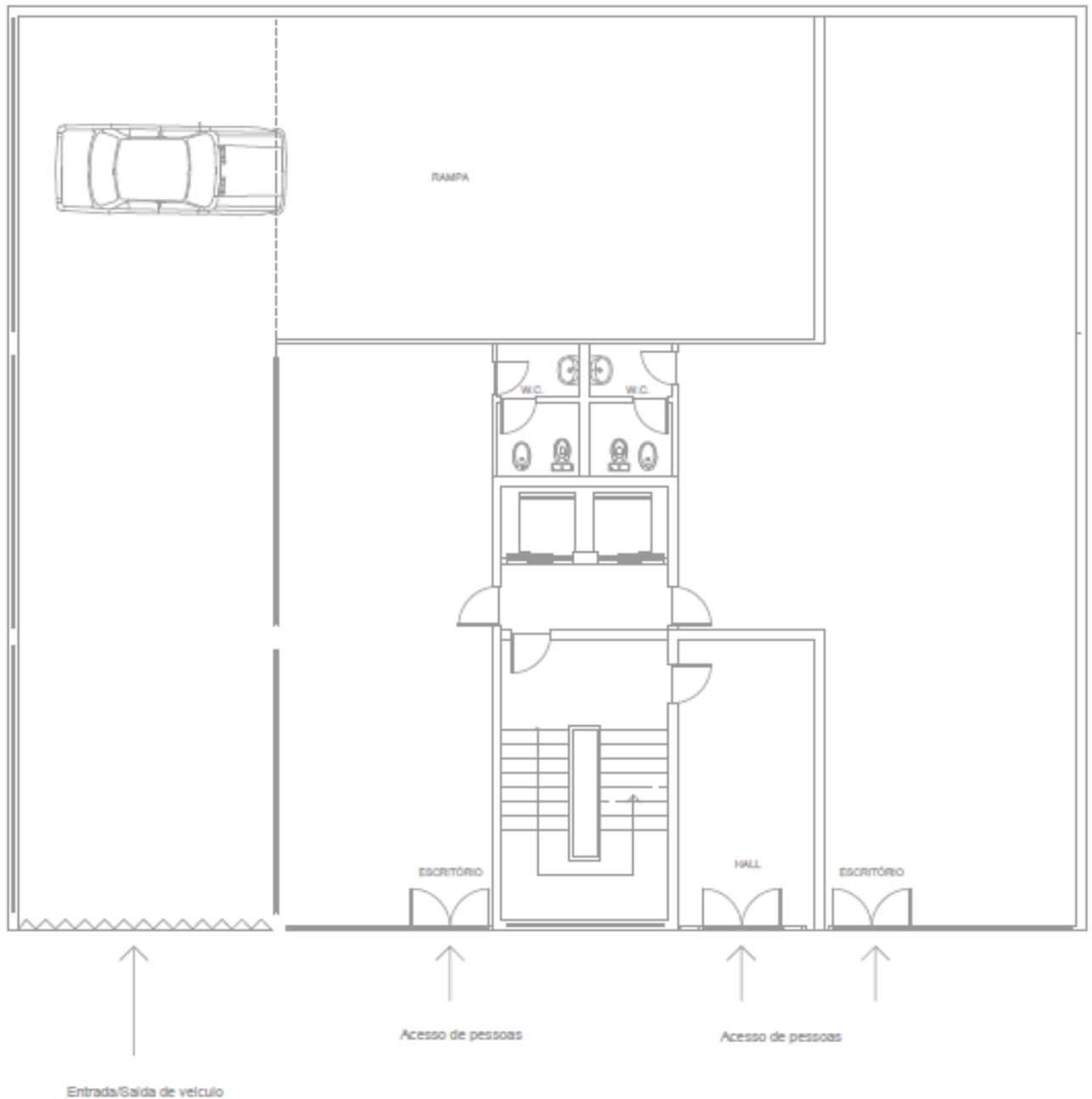
**Planta arquitetônica do pavimento subsolo (Cota -3m).
Fonte: CYPE (2014).**

APÊNDICE B - PAVIMENTO GARAGEM (COTA 0,0M);



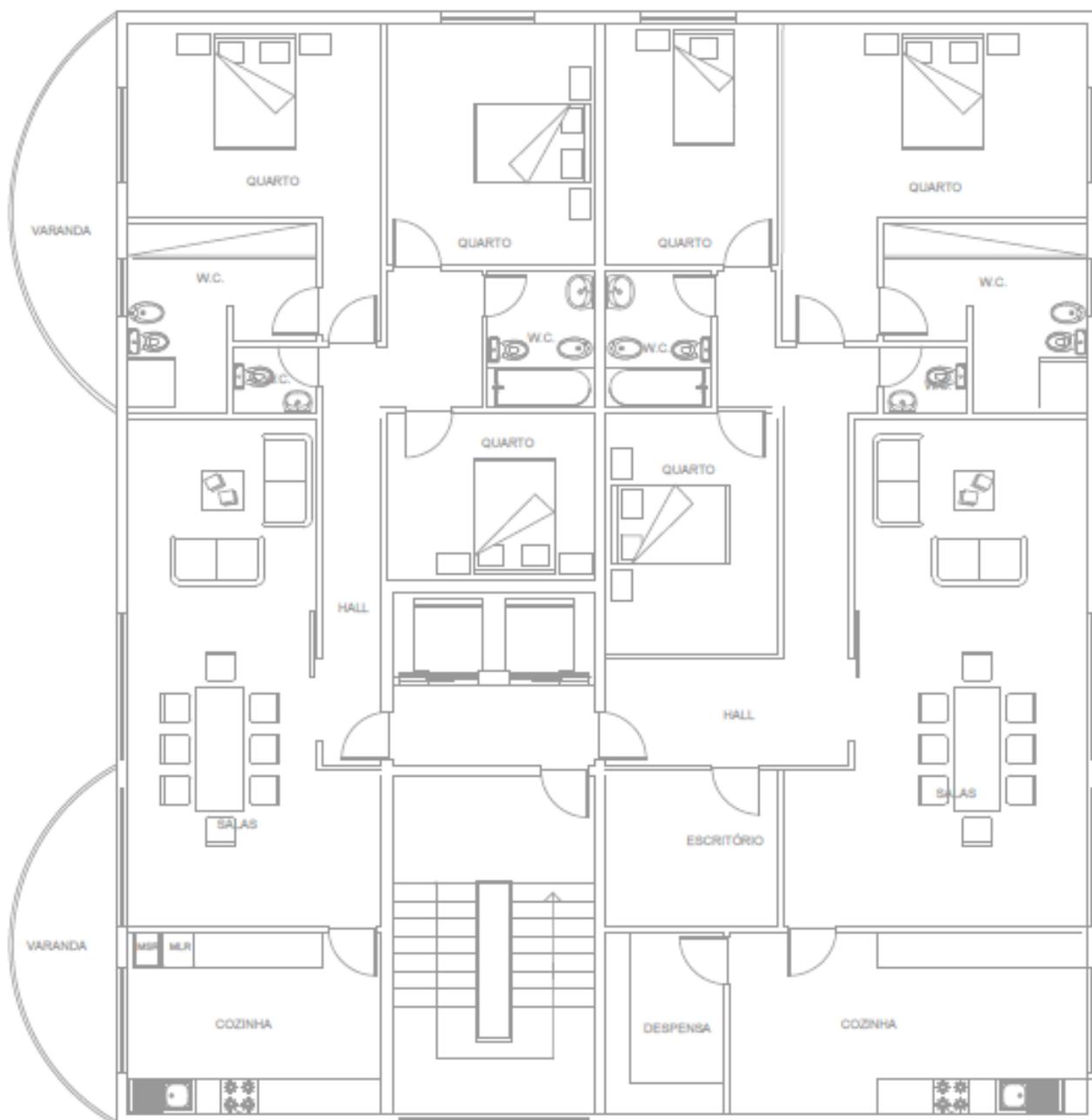
Planta arquitetônica do Pavimento Garagem (Cota 0,0m).
Fonte: CYPE (2014).

APÊNDICE C - PAVIMENTO HALL DE ENTRADA (COTA 3,0M)



Planta arquitetônica do Pavimento Hall de entrada (Cota 3,0m).
Fonte: CYPE (2014).

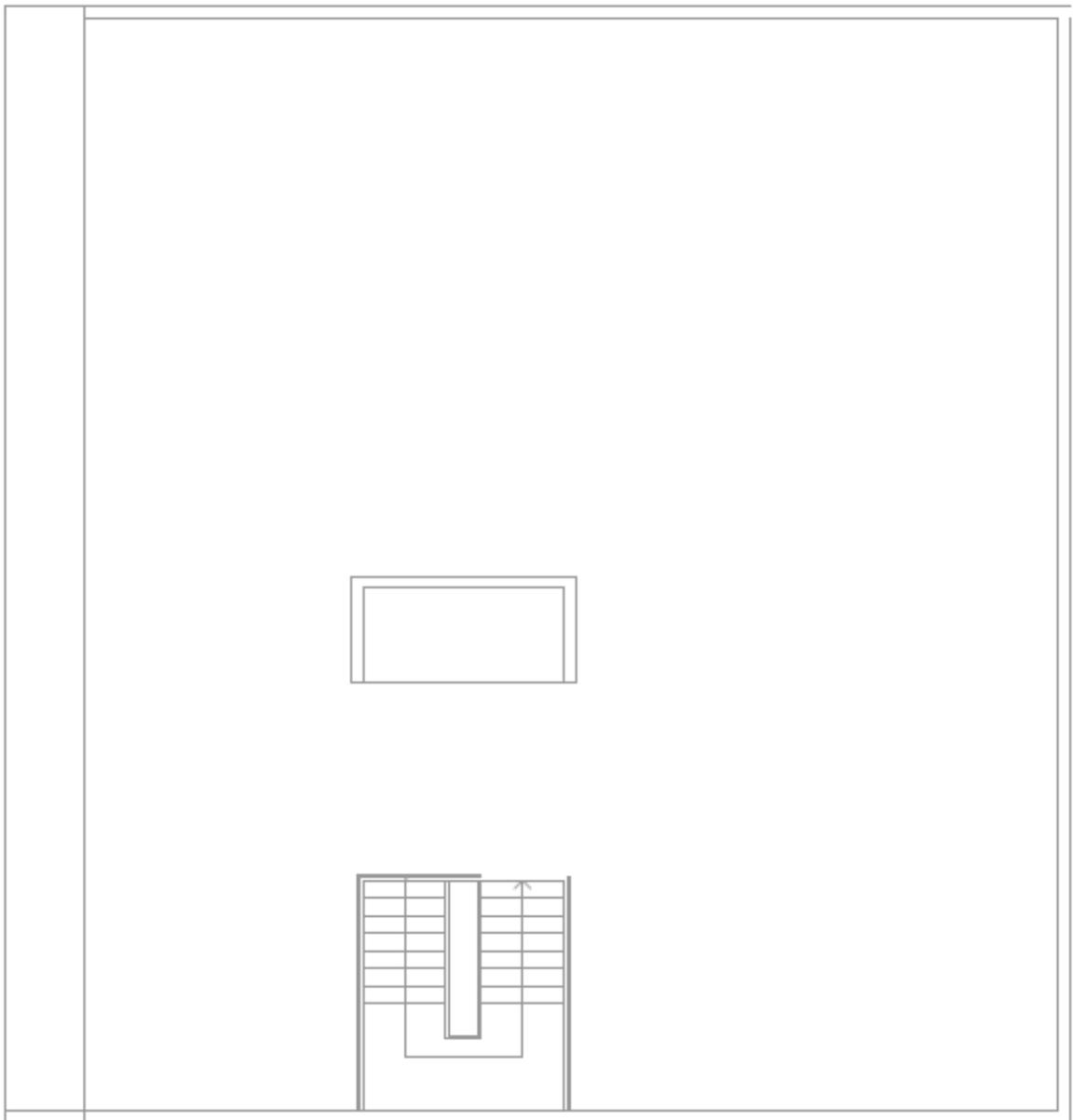
APÊNDICE D - PAVIMENTO-TIPO (COTA 6,0M A 48,0M)



Planta arquitetônica do Pavimento-Tipo (Cota 6,0m a 48,0m).

Fonte: CYPE (2014).

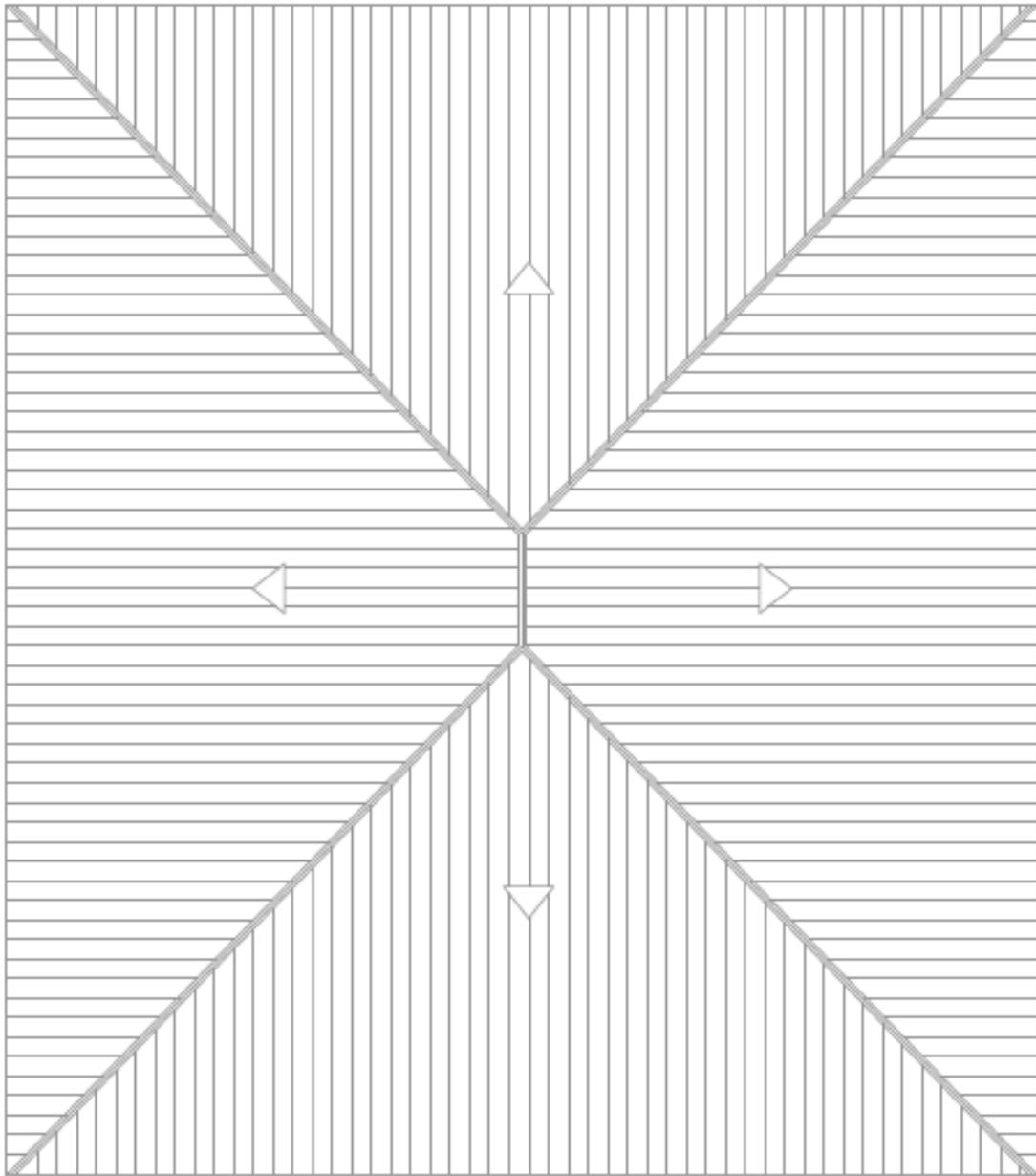
APÊNDICE E - PAVIMENTO LAZER (COTA 51,0M)



Planta arquitetônica do Pavimento Lazer (Cota 51,0m).

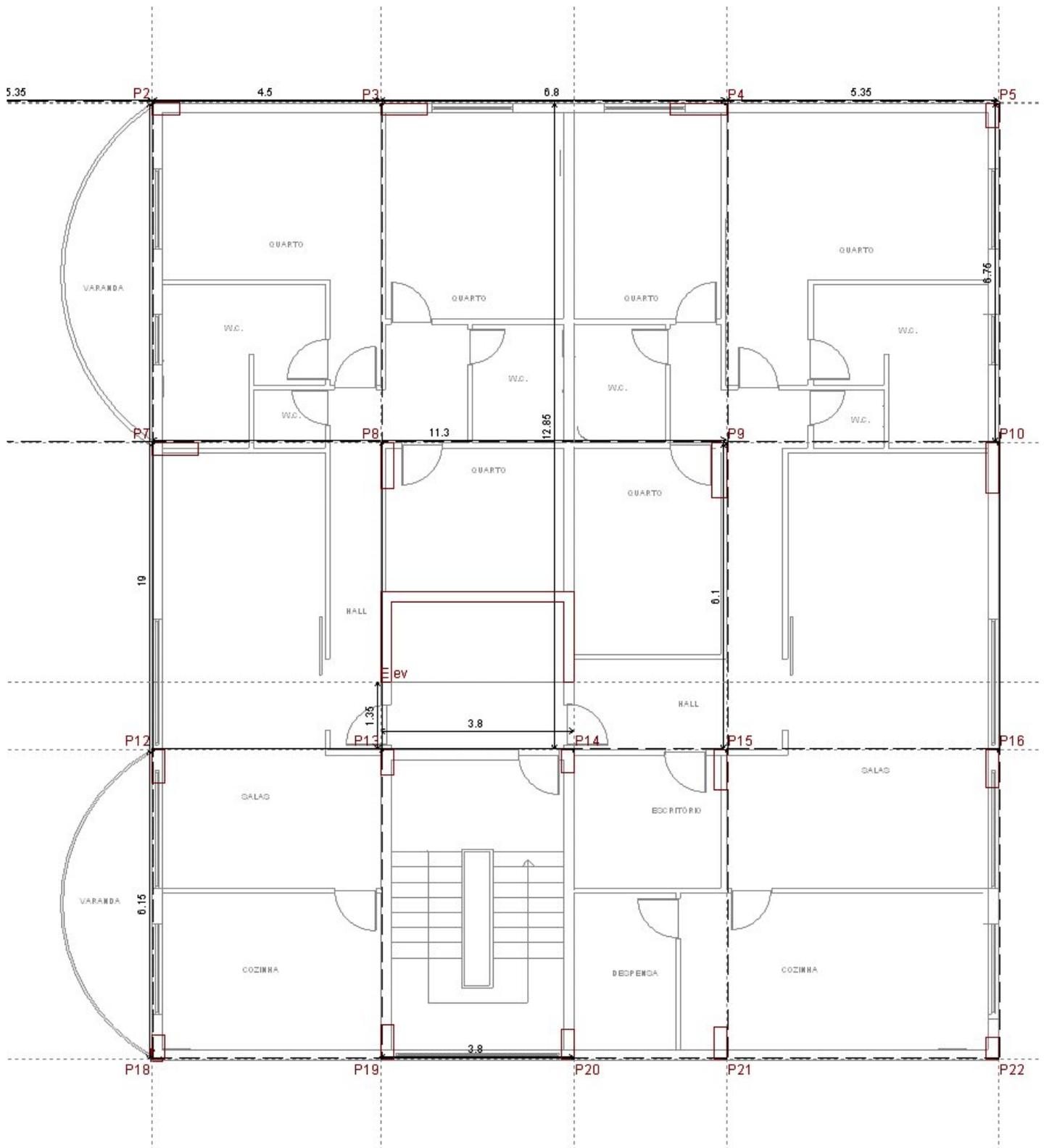
Fonte: CYPE (2014).

APÊNDICE F - COBERTURA (COTA 54,0M).



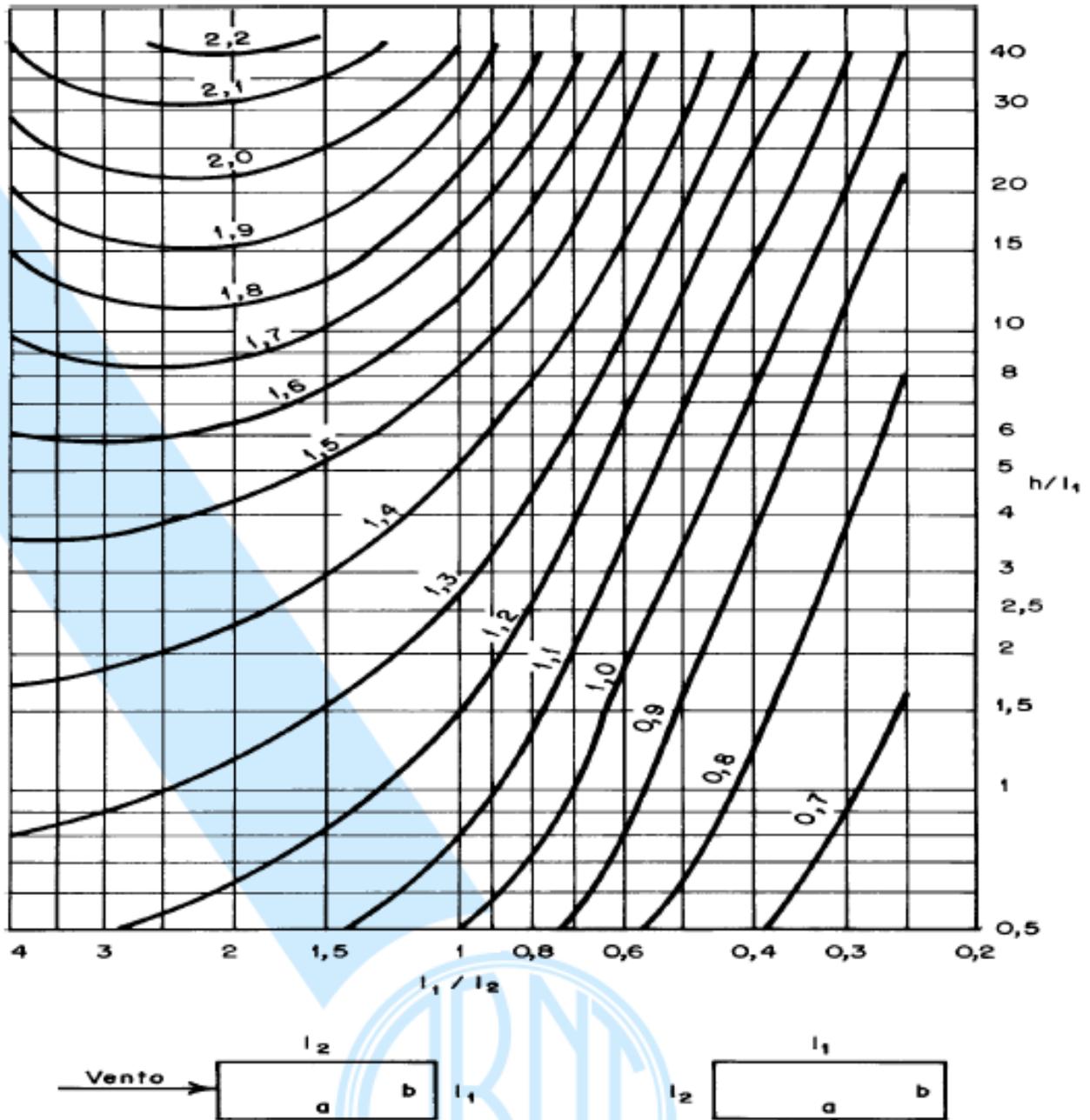
**Planta arquitetônica Cobertura (Cota 54,0m).
Fonte: CYPE (2014).**

APÊNDICE G – LOCAÇÃO DE PILARES DO PAVIMENTO-TIPO



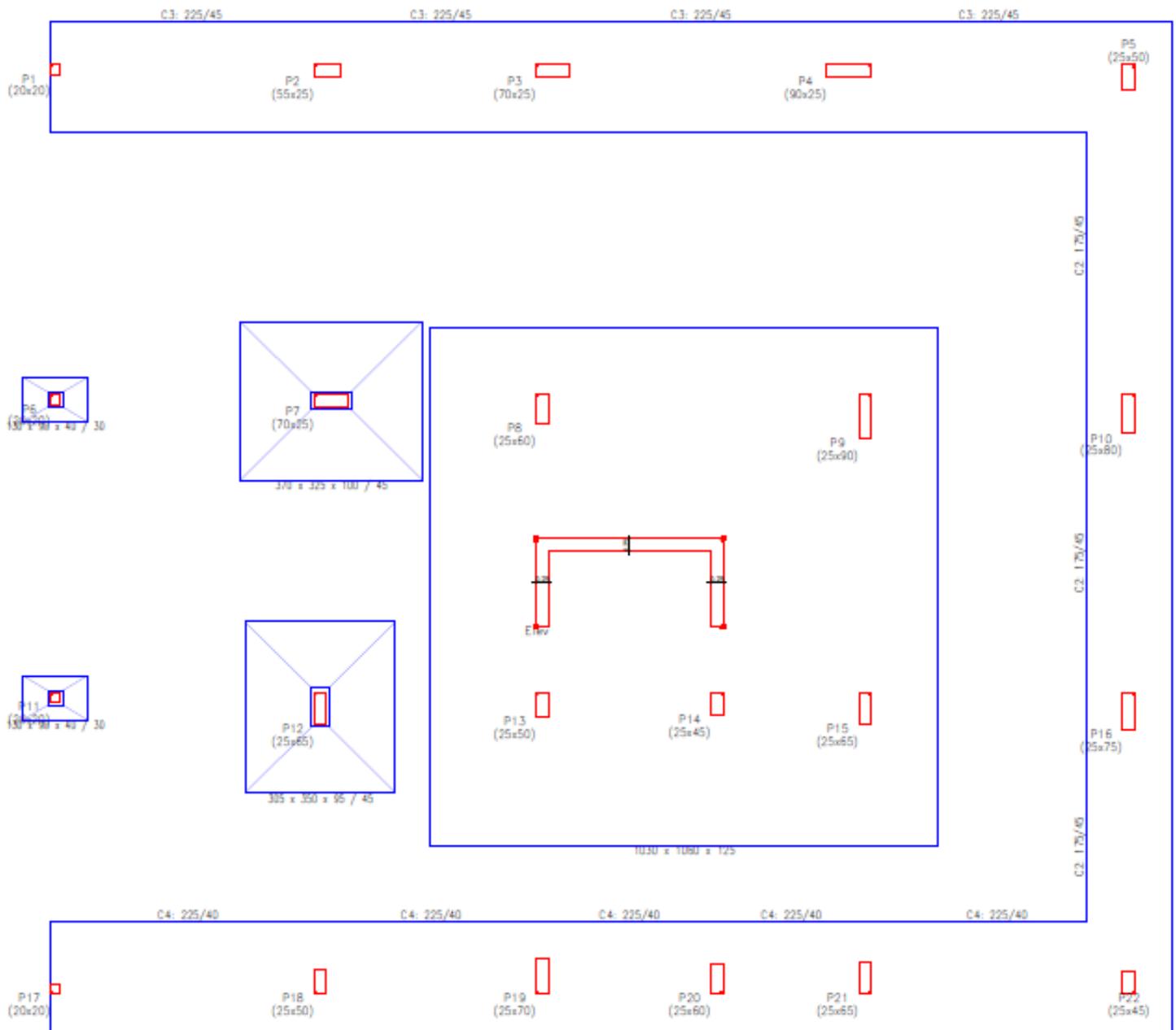
Planta de locação de pilares do pavimento-tipo.
Fonte: Próprio autor (2017).

APÊNDICE H – ÁBACO PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE ARRASTO (BAIXA TURBULÊNCIA)



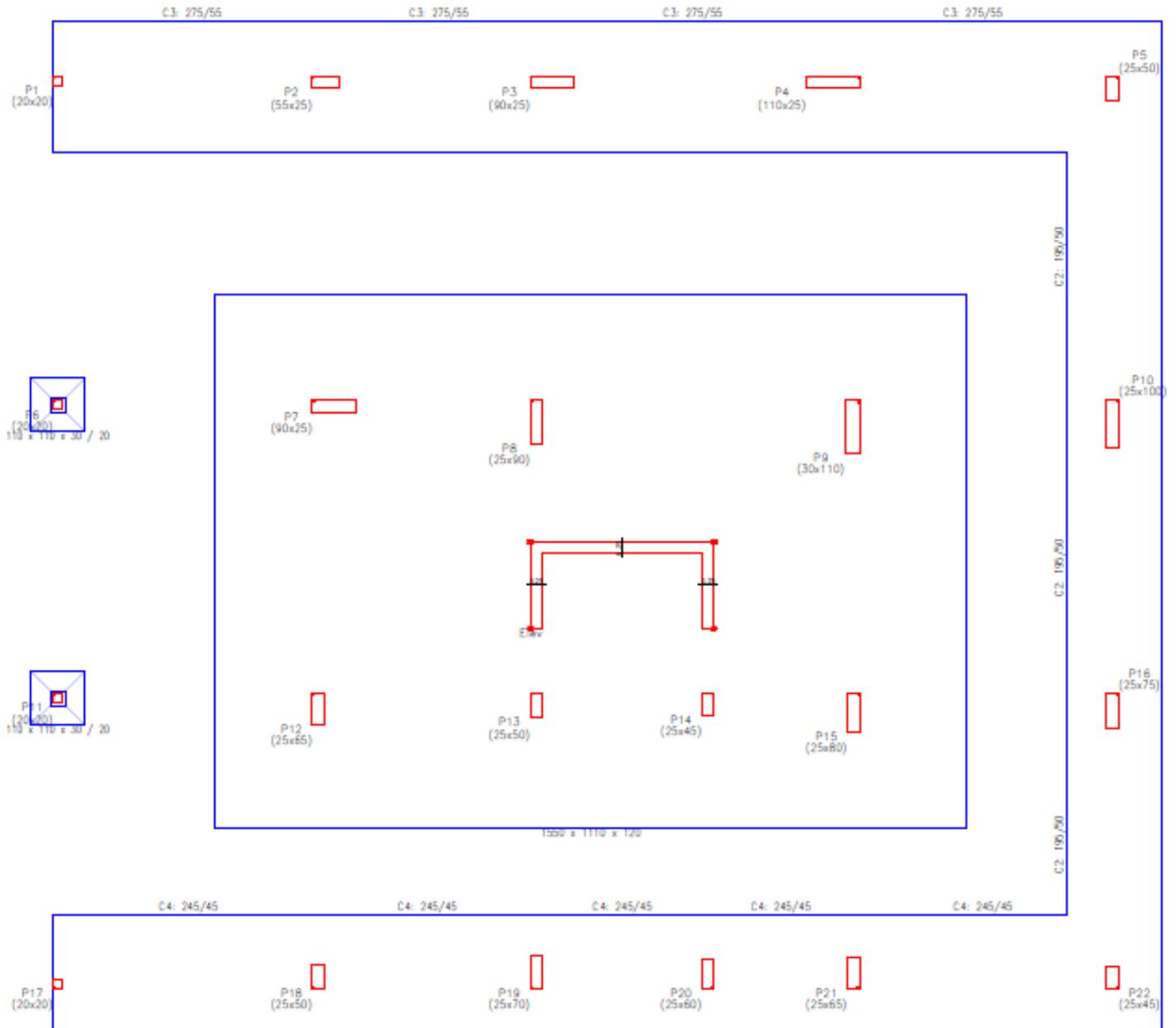
Ábaco retirado da norma NBR 6123: 1988 para cálculo do coeficiente de arrasto da estrutura.
Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

APÊNDICE I/1 – PLANTA DE FÔRMA DO SUBSOLO (MODELO I)



Planta de fôrma do subsolo (modelo I).
Fonte: Próprio autor (2017).

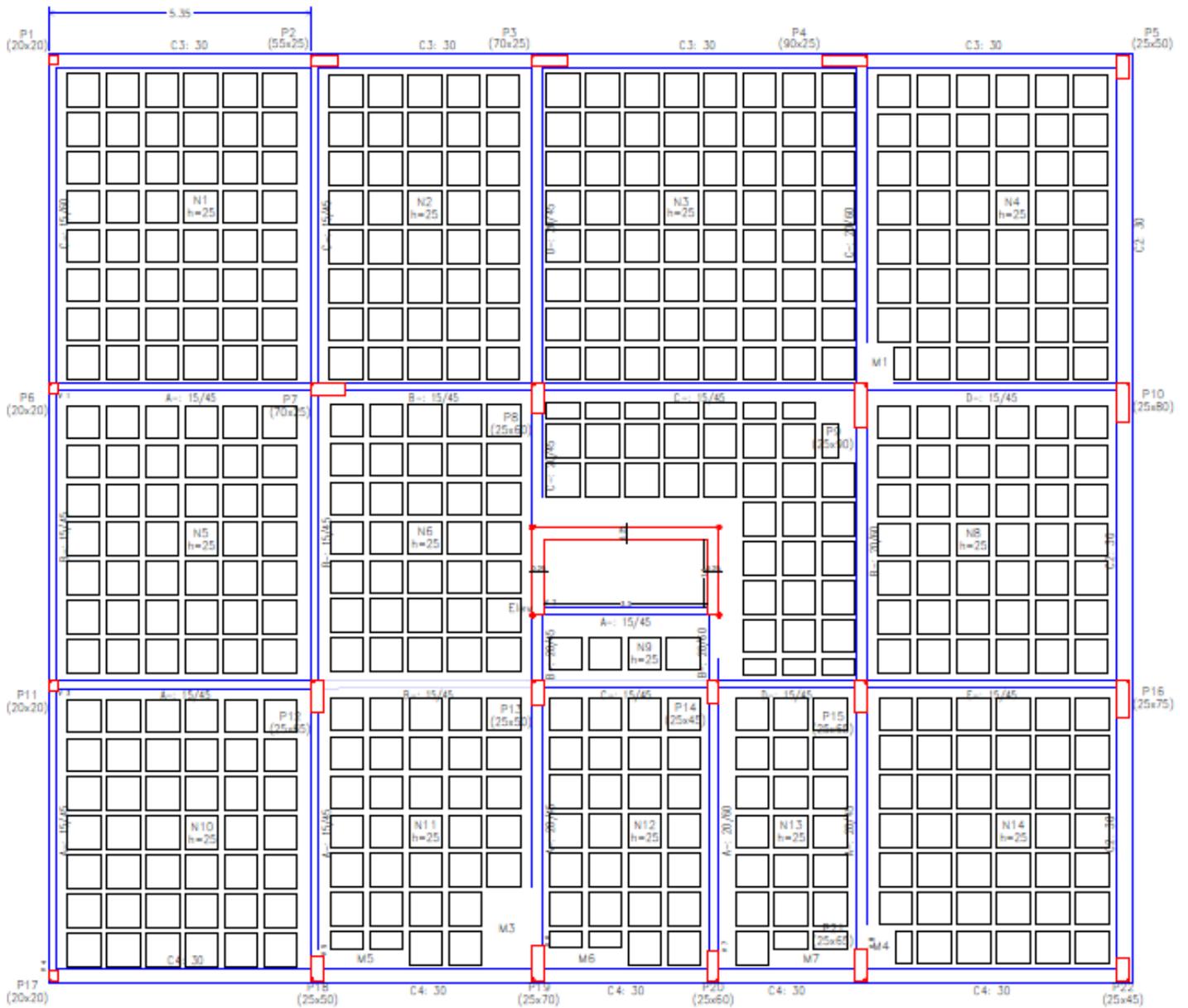
APÊNDICE I/2 – PLANTA DE FÔRMA DO SUBSOLO (MODELO II)



Planta de fôrma do subsolo (modelo I).

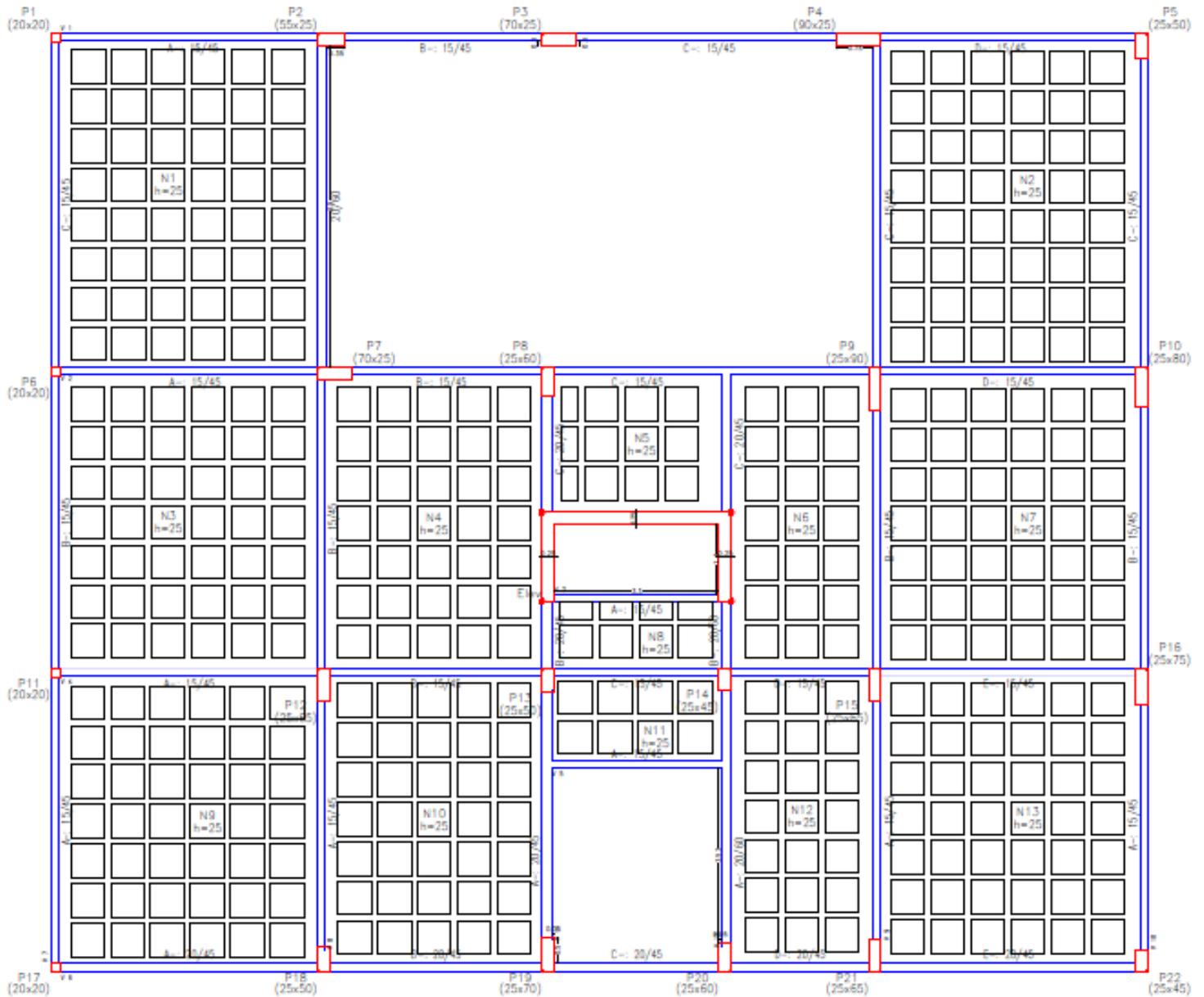
Fonte: Próprio autor (2017).

APÊNDICE J – PLANTA DE FÔRMA DA GARAGEM (MODELO I)



Planta de fôrma do pavimento garagem (modelo I).
Fonte: Próprio autor (2017).

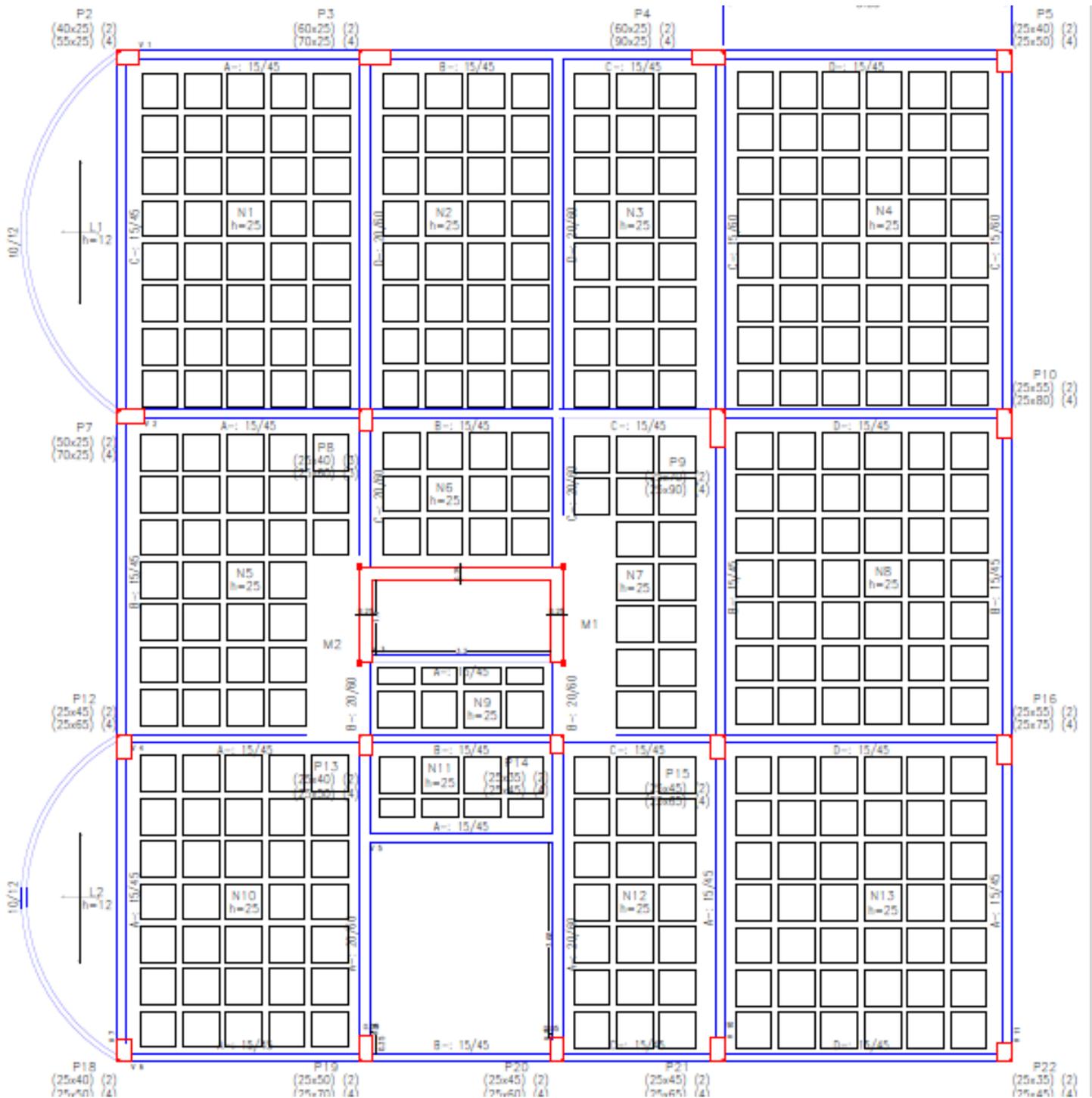
APÊNDICE L – PLANTA DE FÔRMA DO HALL (MODELO I)



Planta de fôrma do pavimento Hall de entrada (modelo I).

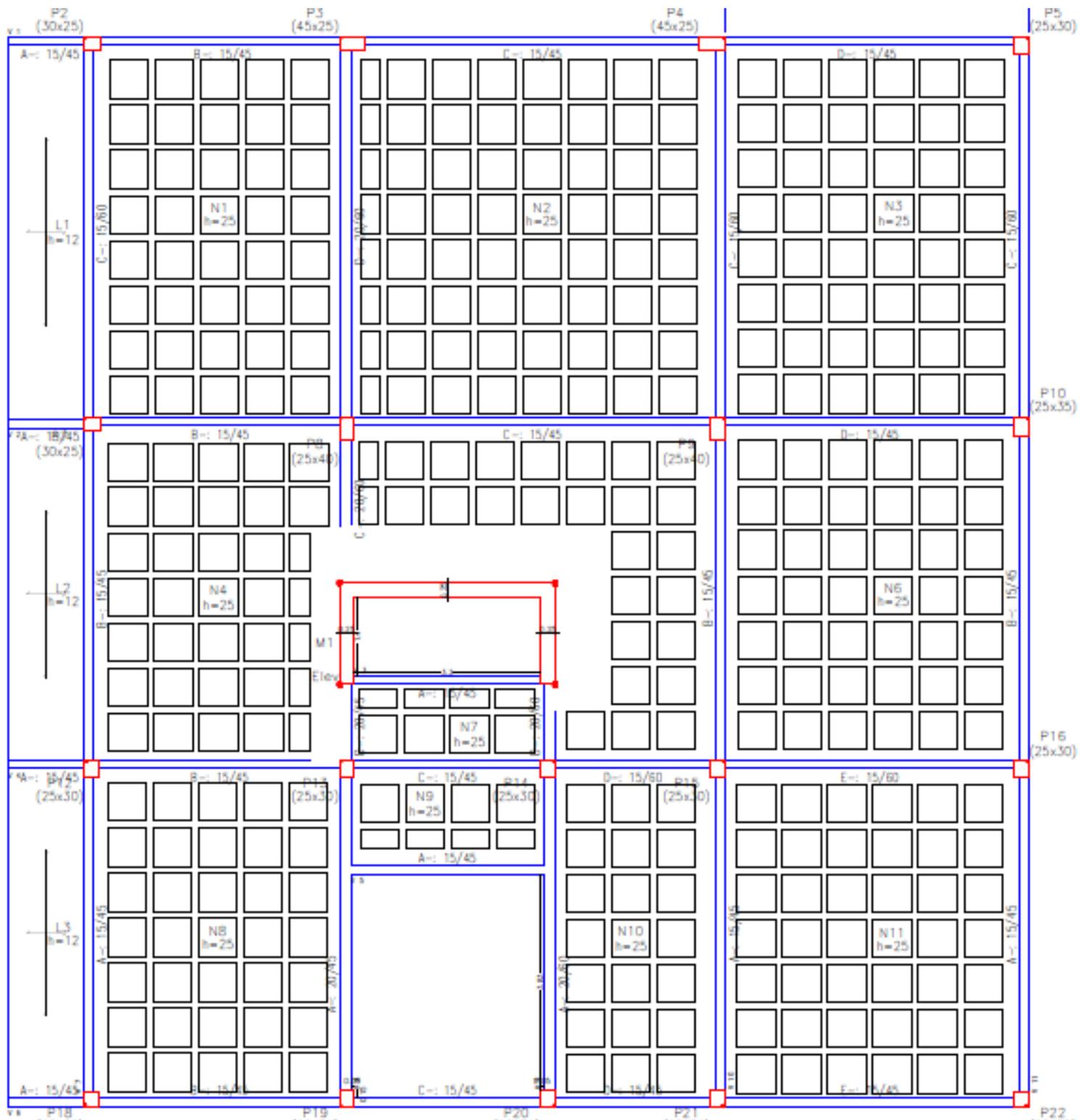
Fonte: Próprio autor (2017).

APÊNDICE M – PLANTA DE FÔRMA DO PAV. -TIPO (MODELO I)



Planta de fôrma do pavimento-tipo (modelo I).
Fonte: Próprio autor (2017).

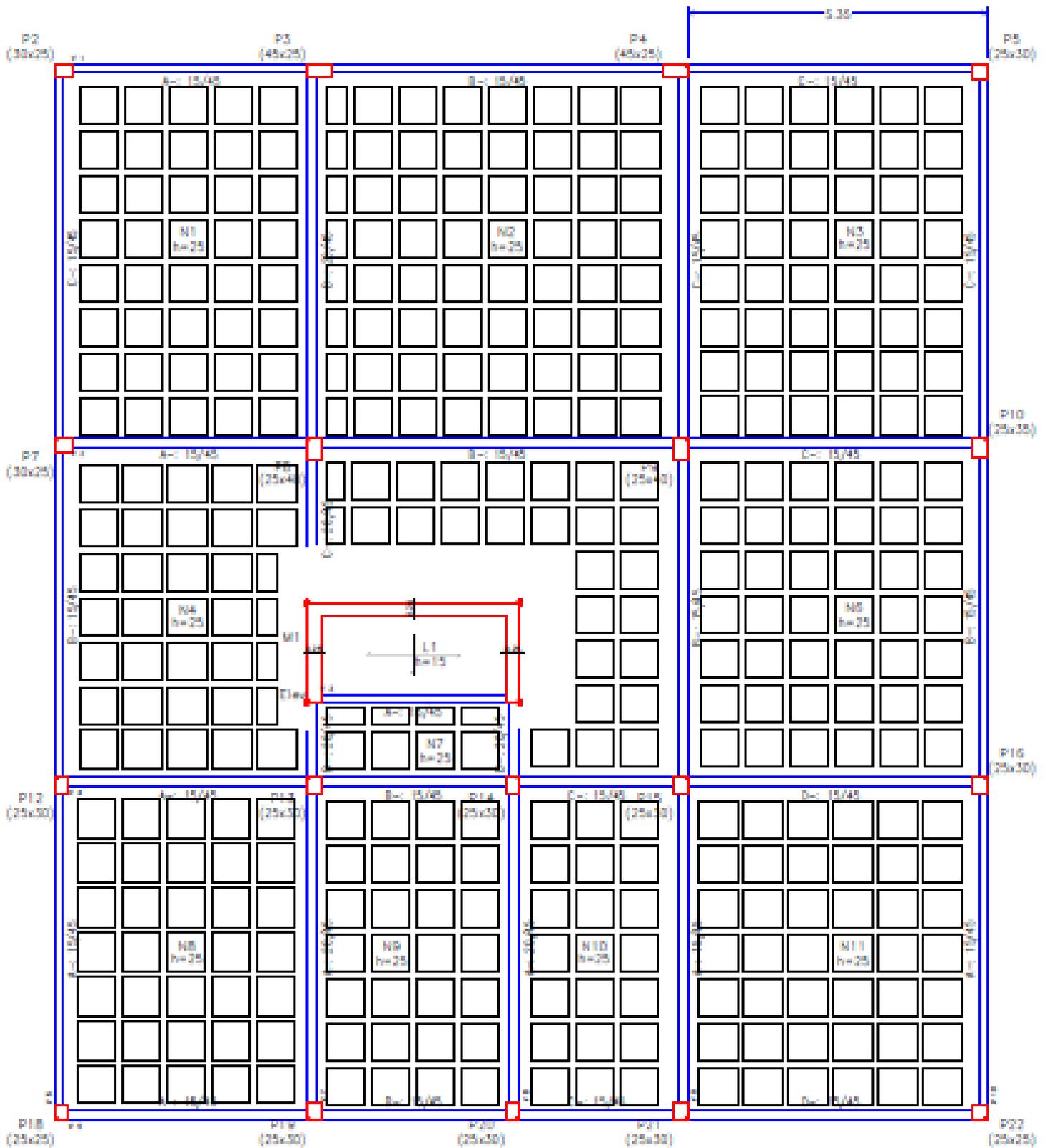
APÊNDICE N – PLANTA DE FÔRMA DO PAV. LAZER (MODELO I)



Planta de fôrma do pavimento Lazer (modelo I).

Fonte: Próprio autor (2017).

APÊNDICE O – PLANTA DE FÔRMA DA COBERTURA (MODELO I)



Planta de fôrma da cobertura (modelo I).
Fonte: Próprio autor (2017).