



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Henrique Bandeira Vilarinho Goes

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 26
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM DIFERENTES SISTEMAS DE
CONTRAVENTAMENTO**

Palmas/TO

2016

Henrique Bandeira Vilarinho Goes

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 26
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM DIFERENTES SISTEMAS DE
CONTRAVENTAMENTO

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial da disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do curso bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior.

Palmas/TO

2016

Henrique Bandeira Vilarinho Goes

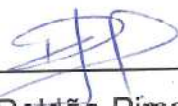
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 26
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM DIFERENTES SISTEMAS DE
CONTRAVENTAMENTO

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado
como requisito parcial da disciplina de Trabalho de
Conclusão de Curso II (TCC II) do curso bacharel
em Engenharia Civil pelo Centro Universitário
Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo
Júnior.

Aprovado em: 14 / 05 / 16

BANCA EXAMINADORA



Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP



Prof. Sc. Daniel Iglesias de Carvalho

Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP



Prof. Sc. Rafael Alves Amorim

Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP

Palmas/TO

2016

Dedico este trabalho as minhas avós Maria
lêda e Zaida Vilarinho (In memoriam).

AGRADECIMENTOS

Inicialmente agradeço a Deus pelo dom da vida, todas as bênçãos concedidas em minha vida e por nunca me abandonar.

Agradeço a minha amada mãe Shirlene que sempre esteve disposta a me ajudar, principalmente quando o assunto era minha formação, me proporcionando base para chegar ao meu objetivo: ser Engenheiro Civil.

Agradeço as minhas avós e meu avô: Maria Iêda, Zaida Vilarinho (In memoria) e José Araújo por todo apoio em todas as fases da minha vida e pelo incentivo a ser sempre melhor como pessoa.

Agradeço ao meu orientador MSc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior pelas diversas orientações, sempre com paciência me ajudando para que o mérito desse trabalho fosse alcançado e pelos conhecimentos transmitidos ao longo deste curso.

Agradeço a todos os Professores que contribuíram direta ou indiretamente em minha formação profissional, em especial Daniel Iglesias, Edivaldo dos Santos, Carlos Spartacus, Maria Carolina, Fernando Moreno e Rafael Amorim.

Agradeço aos meus Amigos e Colegas do peito que fizeram dessa jornada uma dádiva, em especial Maria Amélia, Andréia Francisco, Meyreleene Dias, Myssma Samay, João José, Walison Souza, Mariângela Cristina, Vinícius Teixeira e a minha namorada Alice Vidal por todo apoio e compreensão. Vocês contribuíram de forma direta para o sucesso nesta jornada.

Por fim agradeço a todos que acreditaram em mim e me incentivaram nessa caminhada.

*“Peça a Deus que abençoe os seus planos,
e eles darão certo”.*

(Provérbios 16:3)

RESUMO

GOES, H. B. V. **Análise do comportamento Estrutural de um edifício de 26 pavimentos em concreto armado com diferentes Sistemas de contraventamento.** 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Bacharel em Engenharia Civil. Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO.

Em Palmas/TO é perceptível que os edifícios de múltiplos pavimentos vêm aumentando de forma acelerada, com isso surge a necessidade de um estudo mais específico sobre o comportamento da estabilidade global da estrutura dos edifícios altos, uma vez que quanto mais esbelto for, mais exposto estará às ações horizontais. Nisso, as normas brasileiras e os programas computacionais vêm introduzindo teorias cada vez mais refinadas para análise e dimensionamento. Neste trabalho será apresentada a avaliação e comparação da estabilidade global, quantitativos de materiais, custos e esforços na fundação de três edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado com diferentes sistemas de contraventamento. Para realização deste trabalho foi utilizado o *software Eberick V8 Gold* da AltoQi, onde foram lançados os edifícios modelos com seus respectivos sistemas de contraventamento, no primeiro modelo estrutural foram empregados Pórticos de contraventamento, no segundo modelo estrutural foram empregados Pórticos de contraventamento com Pilares-parede e no terceiro modelo estrutural foram empregados Pórticos de contraventamento com Pilares-parede e Núcleo rígido. Com isso, chegou-se à conclusão que todos os modelos estruturais foram satisfatórios, porém o modelo estrutural com Pórticos de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido possui maior rigidez global, conforme indica o coeficiente γ_z , e o modelo estrutural com Pórticos de contraventamento e Pilares-parede apresentou uma estabilidade global dentro do limite, com menor custo por conta do menor consumo de materiais.

Palavras-chave: Pórticos de Contraventamento, Pilares-Parede, Núcleo Rígido, AltoQi Eberick, Coeficiente γ_z .

ABSTRACT

GOES, H. B. V. **Structural behavior analysis of a 26-floor building in armed concrete with different bracing systems.** 2016. Work Completion of course (Graduation) - Bachelor of Civil Engineering. Lutheran University Center Palmas, Palmas/TO.

In Palmas / TO is noticeable that buildings with multiple floors are increasing at an accelerated rate, with that comes the need for a more specific study on the behavior of the overall stability of the structure of tall buildings, since the more slender is more exposed the horizontal actions. In this, the Brazilian rules and computational programs are introducing more and more refined theories for analysis and sizing. In this work, it will be presented the evaluation and comparison of overall stability, bills of materials, cost and effort at foundation in three buildings with multiple floors in armed concrete with different bracing systems. For this work we used the Eberick V8 Gold of AltoQI software, where buildings models with their respective bracing systems, were launched in the first structural model were used porticos bracing, in the second structural model were used porticos bracing with Pillars-wall and in the third structural model were used porticos bracing with Pillars-wall and nucleus hard. With that, we came to the conclusion that all the structural models were satisfactory, but the structural model with porticos of bracing, pillars, wall and hard core has greater overall stiffness, as indicated by the γ_z coefficient, and the structural model with porticos bracing and wall-Pillars presented a comprehensive stability within the limit, at lower cost due to the lower material consumption.

Keywords: Porticos of Bracing, pillar wall, Hard core, Eberick AltoQi, γ_z coefficient.

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Modificação da seção dos pilares para os diferentes modelos estruturais (EP para EPP).....	52
Quadro 2 - Modificação da seção dos pilares para os diferentes modelos estruturais (EPP para EPPN).....	57
Quadro 3 - Comparativo dos materiais dos modelos estruturais.....	63
Quadro 4 - Composição do modelo estrutural com Pórtico de contraventamento. ...	66
Quadro 5 - Composição do modelo estrutural com Pórtico de contraventamento e Pilares-parede.....	66
Quadro 6 - Composição do modelo estrutural com Pórtico de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido.....	67
Quadro 7 - Esforços atuantes da base do pilar para a fundação no modelo EP.....	70
Quadro 8 - Esforços atuantes da base do pilar para a fundação no modelo EPP.....	70
Quadro 9 - Esforços atuantes da base do pilar para a fundação no modelo EPPN. .	70

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Comportamento primário dos elementos estruturais.....	19
Figura 2 - Estado Limite Último (ELU).....	20
Figura 4 - Linearidade Física.....	21
Figura 3 - Estado Limite de Serviço (ELS).	21
Figura 5 - Não-linearidade Física.	22
Figura 6 - Elementos de Contraventamento.....	27
Figura 7 - Pórtico Plano.....	30
Figura 8 - Pórtico Espacial.	31
Figura 9 - Esquema de modelagem do núcleo de rigidez - Determinação das rótulas e barras rígidas.	32
Figura 10 - Planta baixa do pavimento tipo (sem escala, com comprimento linear em metros).....	36
Figura 11 - Corte esquemático representando os 24 pavimentos tipo, térreo e subsolo.....	37
Figura 12 - Configurações iniciais para lançamento da estrutura (materiais e durabilidade).....	38
Figura 13 - Informações sobre modelo de laje com vigota treliçada adotadas.....	40
Figura 14 - Configurações do vento.	41
Figura 15 - Isopletas da velocidade básica do vento (m/s).	42
Figura 16 - Rugosidade do terreno.....	43
Figura 17 - Definições da fundação - vínculo de apoio engastado.....	44
Figura 18 - Vínculo engastado.	44
Figura 19 - Configurações do projeto - análise.....	45
Figura 20 - Modelo 3D gerado após lançamento Estrutural (modelo com pórticos de contraventamento).	48
Figura 21 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento na direção “x”.....	49
Figura 22 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento - direção “y”.....	50
Figura 23 - Resultado do primeiro modelo processado - Estrutura com Pórticos de contraventamento.....	51
Figura 24 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento e Pilares-parede – direção “x”.....	53

Figura 25 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento e Pilares-parede - direção “y”	54
Figura 26 - Modelo 3D gerado após lançamento Estrutural (Pórtico de contraventamento e Pilares-parede).	55
Figura 27 - Resultado do segundo modelo processado - Estrutura com Pórticos de contraventamento e Pilares-parede.	56
Figura 28 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórtico de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido – direção “x”	58
Figura 29 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórtico de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido – direção “y”	59
Figura 30 - 3D do modelo Pórticos de contraventamento, pilares-parede e Núcleo rígido.	60
Figura 31 - Resultado da análise do terceiro modelo processado - Estrutura com Pórticos de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido.	61
Figura 32 - Comparação do coeficiente Gama-Z nas direções "x" e "y".	62
Figura 33 - Comparativo do volume de concreto (m ³) utilizado nos modelos Estruturais.	64
Figura 34 - Comparativo do peso do aço (kg) utilizado nos modelos Estruturais.	64
Figura 35 - Comparativo da área de forma (m ²) utilizado nos modelos Estruturais.	65
Figura 36 - Comparativo de custo (R\$) dos modelos Estruturais.	68
Figura 37 - Planta com identificação das posições dos pilares no subsolo para os modelos EP e EPP.	69
Figura 38 - Planta com identificação das posições dos pilares no subsolo para o modelo EPPN.	69
Figura 39 - Comparação dos esforços axiais de compressão na base dos pilares.	71
Figura 40 - Comparação dos momentos fletores em y na base do pilar.	71
Figura 41 - Comparação dos momentos fletores em x na base do pilar.	72

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 PROBLEMA	15
1.2 OBJETIVOS	16
1.2.1 <i>Objetivo Geral</i>	16
1.2.2 <i>Objetivos Específicos</i>	16
1.3 JUSTIFICATIVA	17
2 REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1 Projeto Estrutural.....	18
2.2 Concreto Armado	19
2.3 AltoQi Eberick.....	20
2.4 Análise Estrutural	20
2.4.1 <i>Estado limite último</i>	20
2.4.2 <i>Estado limite de serviço</i>	20
2.5 Análise linear	21
2.6 Análise não-linear.....	21
2.6.1 <i>Não-linearidade física</i>	22
2.6.2 <i>Não-linearidade geométrica</i>	22
2.7 Ações atuantes na estrutura.....	23
2.7.1 <i>Vento</i>	23
2.8 Estabilidade global	24
2.9 Deslocamentos horizontais	24
2.10 Coeficiente Gama z (γ_z)	25
2.10 Análise P- Δ	26
2.11 Contraventamento das estruturas	26
2.12 Resultados de alguns trabalhos	27
2.13 Pilares-parede	30
2.14 Pórticos de Contraventamento	30
2.15 Núcleo rígido	31
2.16 Fundação	32
2.17 Aço CA 50	33
2.18 SINAPI.....	33
2.18.1 <i>Relatórios de insumos e composições</i>	33

3 METODOLOGIA	35
3.1 Definição da arquitetura em estudo.....	35
3.2 Parâmetros dos materiais.....	38
3.2.1 Lançamento dos elementos estruturais.....	38
3.2.2 Definição dos carregamentos verticais.....	40
3.3.3 Definição das ações horizontais.....	41
3.3.4 Definição de fundação e vínculos.....	43
3.3.5 Processamento e dimensionamento das estruturas através da análise de primeira e segunda ordem	45
3.3.7 Análise da estabilidade global por meio do coeficiente γ_z	46
3.4 Análise dos esforços na fundação.....	46
3.5 Determinação do volume de concreto, área de forma e do peso de aço utilizado	46
3.6 Parâmetros de composição de custo	46
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	47
4.1 Lançamentos da estrutura.....	47
4.1.1 Modelo estrutural com Pórticos de contraventamento	48
4.1.2 Modelo estrutural com Pórticos de contraventamento e Pilares-parede	52
4.1.3 Modelo estrutural com pórticos de contraventamento, pilares-parede e núcleo rígido..	56
4.1.4 Comparação dos coeficientes Gama-z.....	61
4.2 Consumo de materiais.....	62
4.3 Composição de custos dos materiais.....	65
4.3.1 Composição de concreto, aço e fôrma dos modelos estruturais.....	65
4.3.2 Custo.....	68
4.4 Comparações dos esforços na fundação	68
5 CONCLUSÃO	73
6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	74
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	75
ANEXOS	78

1 INTRODUÇÃO

Existem relatos sobre as primeiras construções de edifícios serem apenas com alvenaria, para que as cargas provenientes dos esforços fossem suportadas as paredes em alvenaria tinham espessuras fora do comum se comparado a hoje, o que as tornavam muito pesadas. Com o passar dos anos surgiam novas técnicas construtivas. A chegada da Revolução Industrial trouxe para a construção civil um grande avanço significativo.

Com isso, os edifícios foram ficando cada vez mais altos, surgindo a preocupação em estudar, calcular e analisar todos os esforços que as estruturas dos edifícios são capazes de receber e suportar. Ainda na terceira etapa da Revolução Industrial surgiu o computador, sendo este de grande valia para a Engenharia. Assim, houve a criação de grandes *softwares* que colaboraram para que as análises dos esforços nas estruturas de concreto armado tenham mais êxito, com um menor tempo de estudo.

Deste modo, o presente trabalho irá apresentar a análise do comportamento estrutural de um edifício em concreto armado de múltiplos pavimentos comparado a modelos estruturais. Será analisada a estrutura mais viável em rigidez, segurança e economia. Para isso será levado em consideração os modelos estruturais: pilares parede, pórticos de contraventamento e núcleo rígido.

A verificação de como a estrutura se comporta quando sofre esforços é de fundamental importância, pois ao levar em consideração esses esforços observa-se que as estruturas dos edifícios de múltiplos andares estão expostas a transmissões de cargas tanto na vertical como na horizontal. A resposta da estrutura tem comportamento desproporcional ao acréscimo de cargas, chamada Análise Não-Linear, que engloba a Análise Não-Linear Física e a Análise Não-Linear Geométrica. Na Análise Não-Linear Geométrica iremos analisar os Efeitos de Segunda Ordem e a Estabilidade Global (χ_2).

Para uma melhor análise dos modelos estruturais citados será utilizado para o cálculo estrutural do edifício em concreto armado o programa computacional *Eberick* desenvolvido pela AltoQi. O *Eberick* possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a NBR 6118:2014, além da visualização tridimensional da estrutura modelada.

1.1 PROBLEMA

Adotando-se na estrutura de um edifício de múltiplos andares em concreto armado um dos três modelos estruturais: Pórticos de contraventamento, Pórticos de contraventamento com Pilares-parede e Pórticos de contraventamento com Pilares-parede e Núcleo rígido. Qual dos modelos estruturais adotados possui maior rigidez, segurança e economia?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Analisar e comparar três modelos estruturais em um edifício de 26 pavimentos em concreto armado, com auxílio do *software* computacional AltoQi *Eberick*, onde será possível analisar o comportamento global da estrutura.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Criar e processar três modelos estruturais, o primeiro modelo estrutural com pórticos de contraventamento, o segundo modelo estrutural com pórticos de contraventamento e pilares-parede, o terceiro modelo estrutural com pórticos de contraventamento, pilares-parede e núcleo rígido;
- Analisar e comparar os três modelos estruturais, considerando a estabilidade global da estrutura (γ_z);
- Determinar o volume do concreto, peso do aço e área de forma, de cada modelo estrutural e através desses quantitativos fazer uma comparação de custos;
- Analisar o resultado dos esforços na fundação para os três modelos adotados.

1.3 JUSTIFICATIVA

Tendo como exemplo o município de Palmas, capital do Estado do Tocantins, segundo dados estimativos do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) aponta sendo a cidade que teve a maior taxa de crescimento geométrico nos anos de 2013/2014, crescimento de 2,91%. Em Palmas é perceptível que os edifícios de múltiplos andares vêm aumentando de maneira acelerada. Com o rápido desenvolvimento das cidades e a valorização dos seus centros urbanos cria-se a necessidade de habitações para um grande número de pessoas e comércios em terrenos próximos, causando a superlotação dos mesmos. A solução encontrada para acabar com essa superlotação é a construção de Edifícios verticalizados cada vez mais altos e esbeltos.

Para Cunha e Júnior (2015), os edifícios cada vez mais altos e esbeltos, se devem principalmente pelo avanço tecnológico dos materiais, em especial ao concreto, e da evolução dos *softwares* de análise e dimensionamento de estruturas. Assim, com as estruturas mais esbeltas, surge a necessidade de avaliar ações importantes como as de segunda ordem, relativas aos materiais e a geometria da estrutura, até então não necessária nas edificações baixas.

Porém, existe uma grande preocupação com os esforços em que esses edifícios verticalizados estarão expostos, pois quanto maior for a Esbeltez do edifício mais este fica submetido a esforços na estrutura. Através das novas tecnologias construtivas e *softwares* computacionais de cálculo estrutural diminuiu essa preocupação.

Com a ajuda dos programas computacionais os cálculos das estruturas esbeltas se tornam cada vez mais próximos da realidade. Assim, é possível analisar e comparar diversos tipos de modelos estruturais, verificando qual é o desempenho em rigidez e segurança.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 PROJETO ESTRUTURAL

Para Kimura (2007), a elaboração de um projeto estrutural de um edifício é um trabalho diferenciado e que envolve certas particularidades. Trata-se de um trabalho preponderantemente intelectual, exige tanto conhecimento teórico como prático, proporciona inúmeros desafios, envolve grandes responsabilidades. De forma simplificada, a elaboração de um projeto estrutural pode ser subdividida em quatro etapas principais: definição de dados ou concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento, e emissão de plantas finais.

“A definição da estrutura, a partir do projeto arquitetônico, constitui a primeira fase do projeto estrutural. Nesta fase, definem-se as localizações das vigas, o posicionamento dos pilares e as dimensões preliminares dos diversos elementos estruturais”. (ARAÚJO, 2014, p.1).

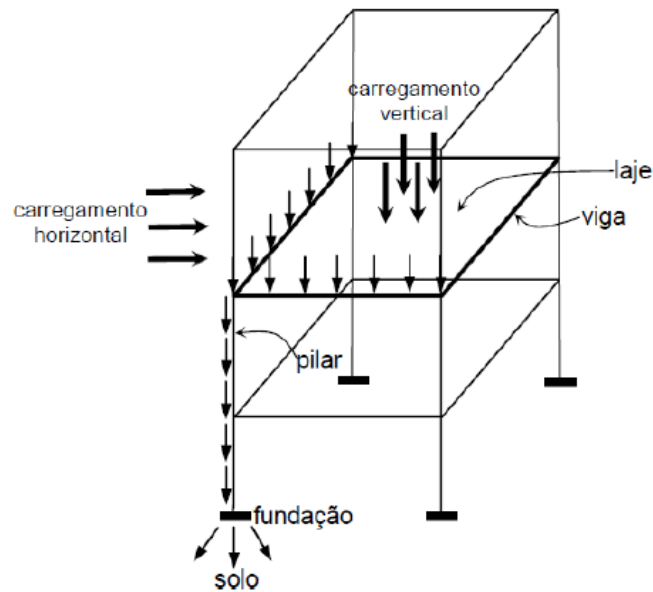
As dimensões dos elementos estruturais deverão ser escolhidas levando-se em conta os fatores dos vãos de lajes e vigas, altura do edifício, número de pilares em cada direção. Assim, todas essas dimensões são necessárias para início dos cálculos, podendo ser alteradas à medida que a elaboração do projeto vai avançando.

Conforme Júnior (notas de aula, 2015) o comportamento primário dos elementos estruturais seguem:

- Lajes: Elemento plano bidimensional, apoiado em seu contorno nas vigas, constituindo os pisos dos compartimentos; recebe as cargas do piso transferindo-as para as vigas de apoio;
- Vigas: Elemento de barra sujeita a flexão, apoiada nos pilares e, geralmente, posicionadas de acordo as paredes; transfere para os pilares o peso da alvenaria apoiada diretamente sobre ela e as reações das lajes;
- Pilares: Elementos de barra submetidas preponderantemente a flexo-compressão, fornecendo apoio às vigas; transfere as cargas para as fundações.

Sendo possível verificar esses comportamentos na figura 1:

Figura 1 - Comportamento primário dos elementos estruturais.



Fonte: Júnior (notas de aula, 2015).

2.2 CONCRETO ARMADO

“Denomina-se concreto armado a associação do aço ao concreto, com a finalidade de melhorar a resistência desse a determinados tipos de esforços. Esta associação tornou-se possível graças aos seguintes fatores: a boa aderência entre ambos os materiais; a quase igualdade dos respectivos coeficientes de dilatação térmica; e a proteção do aço contra a corrosão, quando convenientemente envolvido pelo concreto”. (PIANCA et al., 1975, p.141).

É possível perceber que o avanço do concreto armado vem de tempos atrás, com relatos, dizendo que:

O uso de concreto armado na construção das estruturas de edifícios está bastante difundido, já sendo considerado, na época, o sistema mais utilizado no Brasil. Essa realidade ainda permanece nos dias atuais, ou seja, a utilização de elementos estruturados em concreto é predominante em edifícios de múltiplos pavimentos. (FAJERSZTAJN, 1987 apud SANTOS, 2010, p.6).

Assim, com o passar do tempo o surgimento das novas inovações tecnológicas, construtivas e de informática trouxeram consigo a evolução da resistência do concreto, e também a possibilidade de realização de análises mais complexas e refinadas com o auxílio dos sistemas computacionais desenvolvidos. Essas evoluções possibilitaram soluções mais arrojadas para os edifícios, diversificação das peças de concreto, tornando-se possível o uso de novas opções estruturais, facilidade e rapidez na execução.

2.3 ALTOQI EBERICK

Segundo a AltoQi (2015):

O *Eberick* é um *software* para projeto estrutural em concreto armado moldado in-loco e concreto pré-moldado que engloba as etapas de lançamento, análise da estrutura, dimensionamento e o detalhamento final dos elementos. Possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a NBR 6118:2014, além da visualização tridimensional da estrutura modelada. Trata-se de um programa diferenciado, com diversos recursos que proporcionam alta produtividade na elaboração dos projetos e no estudo de diferentes soluções para um mesmo projeto. O *Eberick* pode ainda ser complementado por diversos módulos, conforme o tipo e a necessidade dos seus projetos.

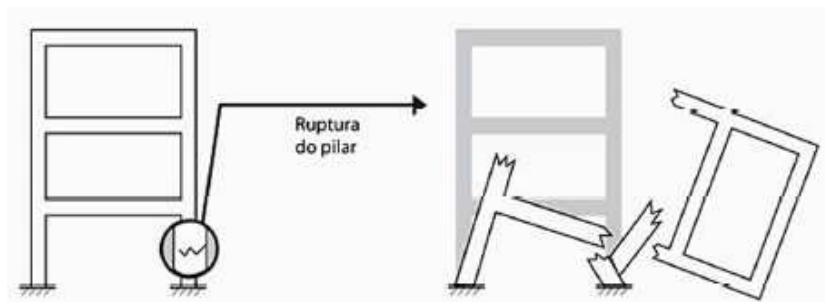
2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

O objetivo da Análise Estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites último 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 (NBR 6118, ABNT, 2014).

2.4.1 Estado limite último

Segundo Kimura (2007, p.60), “o estado limite último é alcançado quando o edifício tem seu uso interrompido por um colapso parcial ou total da estrutura.”

Figura 2 - Estado Limite Último (ELU).

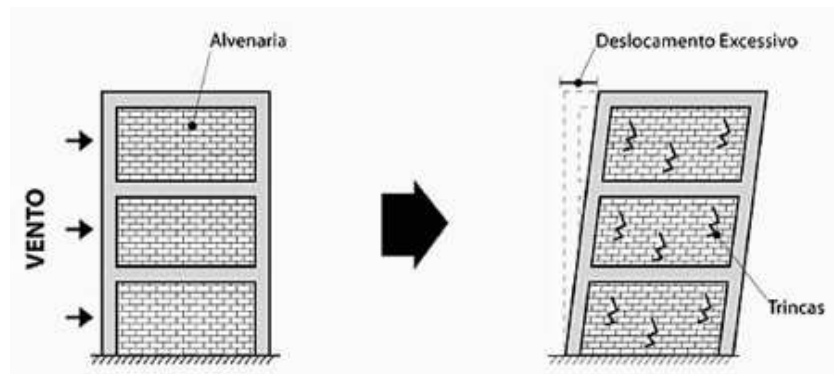


Fonte: Kimura (2007).

2.4.2 Estado limite de serviço

“O estado limite de serviço é alcançado quando o edifício deixa de ter o seu uso pleno e adequado em função do mau comportamento da estrutura”. (KIMURA, 2007, p.61).

Figura 3 - Estado Limite de Serviço (ELS).



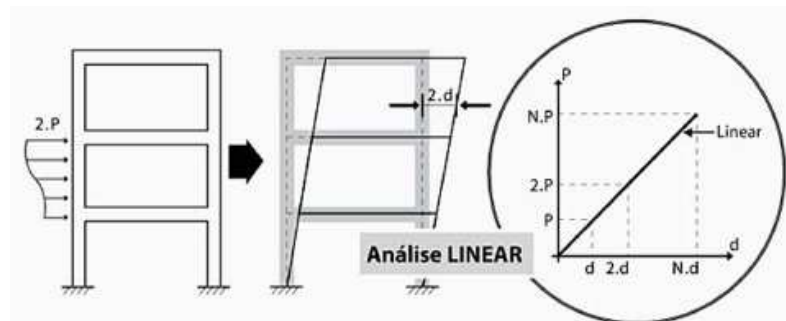
Fonte: Kimura (2007).

2.5 ANÁLISE LINEAR

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), na análise linear admite-se o comportamento elástico-linear para os materiais.

Na figura 4, foi aplicado na estrutura um carregamento “2.P”, gerando um deslocamento proporcional ao acréscimo de carga “2.d”. Sendo possível perceber que na análise linear “a resposta da estrutura tem comportamento proporcional ao acréscimo de cargas”. (KIMURA, 2007, p.460).

Figura 4 - Linearidade Física.



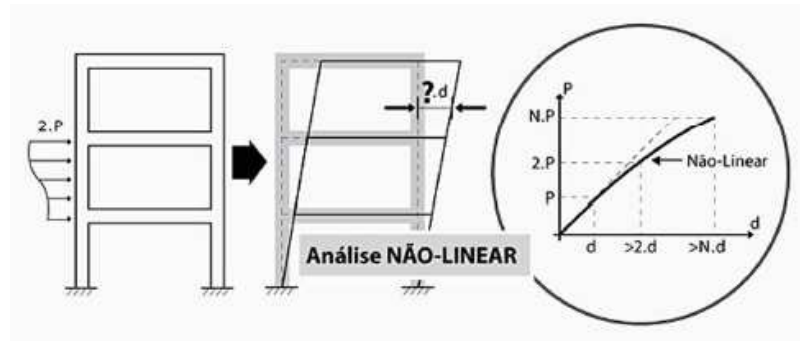
Fonte: Kimura (2007).

2.6 ANÁLISE NÃO-LINEAR

A NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que na análise não-linear considera-se o comportamento não linear dos materiais.

“Numa análise não-linear, a resposta da estrutura tem um comportamento desproporcional ao acréscimo de cargas”. (KIMURA, 2007, p.461). Na figura 5, foi aplicado na estrutura um carregamento “2.P”, gerando um deslocamento desproporcional ao acréscimo de carga “?.d”, sendo possível visualizar que a resposta da estrutura em termos de deslocamentos teria um comportamento não-linear à medida que carregamentos fossem aplicados.

Figura 5 - Não-linearidade Física.



Fonte: Kimura (2007).

Deste modo, quando há alterações nas propriedades dos materiais que compõem a estrutura é chamada de Não-Linearidade Física (NLF), e quando há alterações na geometria da estrutura, é chamada de Não-Linearidade Geométrica (NLG).

2.6.1 Não-linearidade física

“Em edifícios de concreto armado, as propriedades dos materiais envolvidos – concreto e aço – se alteram à medida que o carregamento é aplicado à estrutura, gerando uma resposta não linear da mesma” (KIMURA, 2007, p. 466).

2.6.2 Não-linearidade geométrica

Kimura (2007), diz que a não-linearidade geométrica também gera uma resposta não-linear em uma estrutura. Porém, esse comportamento não ocorre mais devido a alterações do material que a compõe, mas em razão das mudanças na geometria dos elementos estruturais à medida que os carregamentos são aplicados ao edifício.

Ribeiro (2010, p.21) afirma que:

A análise não-linear geométrica esta relacionada com o deslocamento horizontal dos nós da estrutura ao receber carregamentos, devendo ser analisado, então, o arranjo estrutural na condição deformada, e não apenas na configuração geométrica inicial. Essa análise é necessária em razão do surgimento dos chamados efeitos de segunda ordem: o deslocamento horizontal da estrutura causa excentricidades nas cargas verticais recebidas pelos pilares, sendo gerados, conseqüentemente, solicitações (momentos) que não existiam na condição anterior às deformações.

2.6.2.1 Análise de segunda ordem

Segundo Kimura (2007, p.546), é aquela em que “o cálculo da estrutura é realizado na sua posição deformada, ocasionando o aparecimento de efeitos

adicionais chamados “efeitos de segunda ordem”, que tendem a desestabilizar a edificação”.

Maria (2009, apud Pereira, 2015, p. 21), diz que “define-se por efeitos globais de segunda ordem, os esforços decorrentes do deslocamento lateral dos nós na estrutura, submetidas as ações verticais e horizontais.”

Algumas estruturas mais rígidas, com pequenos deslocamentos horizontais, sofrem pouca interferência dos efeitos de 2ª ordem em seus esforços totais. Isso porque essas estruturas são classificadas como de nós fixos, já outras que são mais flexíveis, e assim, mais deslocáveis, onde os efeitos de 2ª ordem contribuem significativamente para o aumento dos esforços totais. Estas são classificadas como estruturas de nós móveis, conforme afirma Castro Neto (2015).

2.7 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

As ações atuantes na estrutura pode ser qualquer agente que através das reações, gere tensões, deformações e qualquer outro fenômeno químico, que afete a estrutura e os materiais, reduzindo a resistência. Essas ações são classificadas como mecânicas, químicas e biológicas, afetam respectivamente a estrutura e os materiais.

Dentre tais ações podem ser citadas as ações verticais que são, basicamente, a carga permanente onde se considera o peso próprio e sobrecarga dos elementos estruturais. “As ações verticais são suportadas pelas lajes que as transmitem às vigas, que podem trabalhar em conjunto com as lajes. As vigas podem transmitir as ações para outras vigas nas quais se apóiam, ou diretamente para as colunas. As colunas transmitem as ações verticais diretamente para as fundações” (CASTRO NETO, 2015, p.7).

E também as ações horizontais, que na construção dos edifícios, onde esses estão cada vez mais esbeltos faz-se necessário o uso de elementos estruturais mais resistentes, e para isso, sendo levadas em consideração as ações horizontais que são variáveis de região para região e dependendo do aumento da altura dos edifícios variam.

2.7.1 Vento

A ação do vento tem grande importância nos projetos de edifícios de múltiplos pavimentos, pois, os edifícios altos oscilam tanto longitudinalmente quanto

transversalmente, em resposta ação das rajadas de vento. Conforme Ferreira (2008) em alguns casos podem ser gerados momentos e solicitar a estrutura a torção.

Quanto maior a edificação, maior será a ação do vento, traduzindo-se numa pressão sobre as paredes, é transmitida aos pilares e vigas. A resistência da edificação pode ser melhorada com a adoção de pilares paredes. Em edifícios, pode ser quantificada a ação do vento de acordo com a NBR 6123:1998, que indica qual deve ser o cálculo para a ação horizontal na estrutura. (CASTRO NETO, 2015, p.9-10).

2.8 ESTABILIDADE GLOBAL

Nas grandes cidades, a falta e o preço alto dos terrenos fazem com que os projetos arquitetônicos busquem aproveitar o máximo possível da pouca área horizontal existente, com isso surge a necessidade de elevar a altura das edificações. “Com este aumento significativo na altura das edificações, a atenção não deve ser dada apenas às cargas verticais nos pilares, mas também, à instabilidade global da edificação, de tal forma que os pilares possam resistir aos esforços horizontais”. (WORDELL, 2003, p.13 apud RIBEIRO, 2010, p.20).

Para Kimura (2007), a estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante os efeitos de segunda ordem. Isso quer dizer que quanto mais estável for a estrutura, menores serão os efeitos de segunda ordem. Ou ainda, quanto maiores forem os efeitos de segunda ordem, menos estável será a estrutura.

Os esforços de segunda ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas. Em pilares parede (simples ou compostos) pode-se ter uma região que apresenta não retilineidade maior do que a do pilar como um todo. Nestas regiões surgem efeitos de 2ª ordem maiores, chamados de efeito de 2ª ordem localizados. O efeito de 2ª ordem localizado além de aumentar nessa região a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar os estribos nestas regiões (CHUST, 2003 apud PEREIRA, 2015, p.23).

2.9 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

O deslocamento limite no topo da edificação deve ser calculado como sendo $H/1700$ conforme definido na Tabela 13.3 da NBR 6118:2014, onde H é a altura da edificação.

O deslocamento característico obtido no topo da estrutura é calculado pelo programa *Eberick* através do método dos deslocamentos, considerando apenas o carregamento horizontal do vento nas direções x e y . O deslocamento frequente é causado pela ação do vento para combinação freqüente ($y_1=0,30$), onde multiplica o

deslocamento característico pelo fator y_1 para obter o deslocamento frequente e em seguida pode-se compará-lo ao deslocamento limite.

2.10 COEFICIENTE GAMA Z (γ_z)

“É um parâmetro que avalia a estabilidade global de um edifício de concreto armado de forma simples, rápida e bastante eficiente”. (KIMURA, 2007).

Conforme a norma NBR 6118 (ABNT, 2014, p.103) o valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Onde,

$M_{1,tot,d}$ = é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ = é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Para entender e interpretar o resultado obtido através da fórmula de cálculo, Kimura (2007, p.560) diz que:

- Valores coerentes e comuns de γ_z são números um pouco maiores que 1 (um).
- Valores superiores a 1,5 revelam que a estrutura é instável e impraticável.
- Valores inferiores a 1 (um), ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável ou que houve algum erro durante o cálculo ou análise estrutural.

Assim, nota-se que na fórmula do coeficiente γ_z , que quando aumentarmos a força horizontal eleva-se as forças de primeira ordem na mesma proporção de esforços de segunda ordem. Ao contrário das cargas horizontais, a magnitude das cargas verticais aplicadas a uma estrutura, tais como peso próprio e sobrecarga accidental, influencia diretamente na estabilidade da estrutura.

2.10 ANÁLISE P- Δ

Kimura (2007) indica outra alternativa para obtenção dos esforços totais numa estrutura levando-se em conta a presença dos efeitos globais de segunda ordem, além do cálculo aproximado pelo coeficiente γ_z temos a análise P- Δ , que trata-se de um método bastante refinado no qual a posição final de equilíbrio do edifício é obtida iterativamente.

O processo P- Δ pode ser aplicado em qualquer estrutura submetida a carregamentos axiais. Trata-se de um processo que relaciona a carga vertical (P) com as deformações horizontais (Δ) sofridas pela estrutura, através de um cálculo iterativo onde os efeitos dos deslocamentos sucessivos são transformados em forças horizontais equivalentes. Esse método apresenta maior eficiência em razão do número de iterações quando comparado aos parâmetros de estabilidade. (ANDRADE NETO, 2013 apud CUNHA, 2015, p.13).

Quando a estrutura é solicitada por um carregamento, esta se deforma até alcançar uma posição de equilíbrio de 1ª ordem. Se os nós da estrutura não forem fixos, estes poderão se deslocar uma distância Δ . Nesta situação, quando um carregamento transversal à Δ for aplicado, este terá interação com a deformação inicial da estrutura, produzindo solicitações chamadas de momentos fletores que não existiriam caso a configuração fosse considerada indeformada. Nisso, ocorrerá uma segunda etapa de deformação na estrutura, até que uma nova posição de equilíbrio seja encontrada.

“O fenômeno de interação entre as cargas e os deslocamentos dos nós, que acarreta numa modificação dos momentos fletores nas barras, é chamado de efeito global de 2ª ordem ou efeito P- Δ ”. (BASTOS, 2014, p.7).

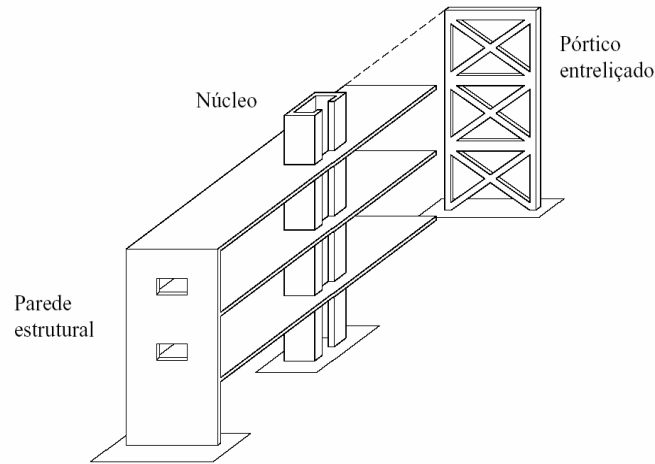
2.11 CONTRAVENTAMENTO DAS ESTRUTURAS

A NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que, por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento. Os elementos que não participam da subestrutura de contraventamento são chamados elementos contraventados.

Nos edifícios por conveniência não é recomendável que todos os pilares participem do sistema estrutural que se admite como responsável pela estabilidade global da estrutura e pela resistência às ações horizontais atuantes, “caso isso fosse admitido, o projeto seria em geral excessivamente trabalhoso, com resultados reais

de precisão duvidosa, em razão da complexidade das estruturas assim consideradas”. Fusco (1981, p.235).

Figura 6 - Elementos de Contraventamento.



Fonte: Fusco (1986).

Bastos (2014) afirma que, sistemas de contraventamento são subestruturas (estruturas auxiliares), onde cuja finalidade é absorver determinados tipos de forças, geralmente horizontais, diminuindo os deslocamentos da estrutura principal à qual estão ligados. No caso dos edifícios, o contraventamento tem a função de aumentar sua rigidez lateral e, assim, garantir a segurança da construção. Além disso, podem ser responsáveis por resistir a forças excepcionais, como, aquelas provocadas por terremotos.

Maria (2009 apud PEREIRA, 2015, p.24) afirma que, “fatores como carregamento e a rigidez influenciam de forma significativa a estabilidade global da estrutura. As cargas que atuam em uma estrutura podem provocar alteração na estabilidade de acordo com a magnitude da força exercida pela mesma, no entanto essa afirmação está apenas relacionada a carregamentos verticais, pois cargas horizontais não interferem diretamente a estabilidade global da estrutura”.

2.12 RESULTADOS DE ALGUNS TRABALHOS

A grande relevância de estudos aprimorando novas técnicas construtivas, com a intenção de levantar algumas questões ressaltantes sobre análise estrutural, faz com que pesquisadores e estudantes confrontem situações que terão contribuições na vida útil de um edifício.

VASCONCELLOS FILHO (1981 apud COSTA, 2003) explicou que após o lançamento de uma estrutura deve ser adotado um modelo estrutural capaz de representá-la adequadamente. Foram discutidas hipóteses simplificadoras e, dentre elas, a de se analisar a estrutura imaginando-a pronta ao se aplicar o carregamento vertical (sabe-se que a estrutura não é feita de uma só vez e que boa parte do carregamento já a solicita antes dela estar concluída). Acrescentou que a ação do carregamento horizontal (vento) torna-se mais importante quando o edifício está totalmente construído.

Ainda no mesmo trabalho Vasconcellos Filho, discutiu sua posição contrária à de alguns profissionais que se recusam a utilizar modelos estruturais mais realistas. Foram feitas análises estruturais para dois pórticos planos com 16 e 26 andares, respectivamente, através de três modelos distintos. Após as comparações entre os resultados, observaram-se divergências entre eles. Com isto, o autor mostrou que os resultados podem apresentar valores bastante discrepantes, ao se analisar uma mesma estrutura através de modelos diferentes.

Cunha e Júnior (2015) verificaram que a influência dos sistemas de contraventamento na estabilidade global das estruturas de edifícios em concreto armado, reflete de maneira significativa na grandeza dos efeitos de segunda ordem globais. Considerando os três sistemas de contraventamento analisados, foi possível constatar a eficiência do sistema de contraventamento enrijecido por pilares-parede, no tocante à estabilidade global, uma vez que foi o único a ser considerado numa estrutura de nós fixos nas duas direções, conforme coeficiente γ_z .

No entanto, no trabalho de Cunha e Júnior foi identificado que nos outros modelos embora sejam estruturas de nós móveis, ainda não podem ser descartadas, porque são estáveis. Na avaliação dos momentos fletores nos elementos de fundação, conclui-se que houve uma concentração elevada desses esforços nos pilares-paredes e principalmente naqueles que fazem parte do núcleo-rígido, comparando com o sistema com apenas pórticos de contraventamento.

Para o modelo sem pilar-parede, houve uma melhor distribuição desses esforços. Portanto, considerando todas as restrições impostas pela arquitetura, as condições do vento, o número de pavimentos e os sistemas de contraventamento adotados, constataram-se resultados importantes que indicam a melhor opção sendo o sistema constituído por pórticos de contraventamento, sem pilar-parede.

Kripka (1990, apud COSTA 2003, p.10), fez comentários a respeito da importância da ação do vento para a escolha do sistema estrutural a ser adotado:

Quando os esforços gerados pelas cargas laterais são significativos em relação aos esforços gerados pelo carregamento vertical. Analisou a consideração da seqüência de carregamento e construção na análise de edifícios, bem como as formas de melhor simular esta seqüência. Explicou que a ação do vento é menor para uma etapa intermediária de construção do que na estrutura completa, uma vez que ela aumenta com a altura da edificação. Salientou que programas com considerável grau de sofisticação efetuam a análise supondo que a estrutura só é solicitada após estar concluída. No caso das cargas verticais, todavia, a situação é bem diferente da que ocorre com a ação do vento. [...] Desta forma, mostrou que em uma mesma estrutura calculada através de modelos distintos pode-se obter resultados diferentes.

Fontes et al. (2006), o modelo pórticos planos mostrou-se satisfatório quanto à análise de forças normais e de momentos fletores. Sua utilização na análise de ações verticais só se torna inadequada se houver grandes assimetrias na estrutura do edifício, o que gera esforços significativos decorrentes da torção do edifício, somente captados pelo pórtico espacial. Obviamente, sempre que possível, deve ser dada preferência à utilização do Pórtico Espacial.

A introdução de trechos rígidos conduz a resultados mais realistas, pois a interseção de vigas e pilares não se comporta como um trecho de barra flexível e, na verificação da estabilidade global, por meio do coeficiente Υ_z , houve pouca variação entre os modelos, para o exemplo considerado.

Davenport (2002 apud COSTA 2003) fez uma retrospectiva sobre o tratamento dado às ações do vento desde a década de 50 até os dias atuais. Comentou que a preocupação com os carregamentos laterais nas estruturas cresceu com o surgimento de edifícios muito altos. Essa preocupação aumentou, inicialmente, com as vibrações observadas nas estruturas e, conseqüentemente, com o desconforto dos ocupantes dos edifícios, devido à desagradável percepção humana. Aliás, a influência das ações do vento tornou-se fator limitante para a concepção de edifícios.

O autor salienta que a análise das ações do vento depende de vários fatores, tais como tamanho, forma, peso, altura e posição do edifício. Devido a estes fatores, o autor relembra que foram necessários sistemas estruturais mais adequados para resistir às ações do vento, uma vez que as estruturas tornavam-se cada vez mais esbeltas. Entretanto, nenhum estudo relacionado à comparação entre diferentes modelos para uma mesma estrutura foi realizado.

2.13 PILARES-PAREDE

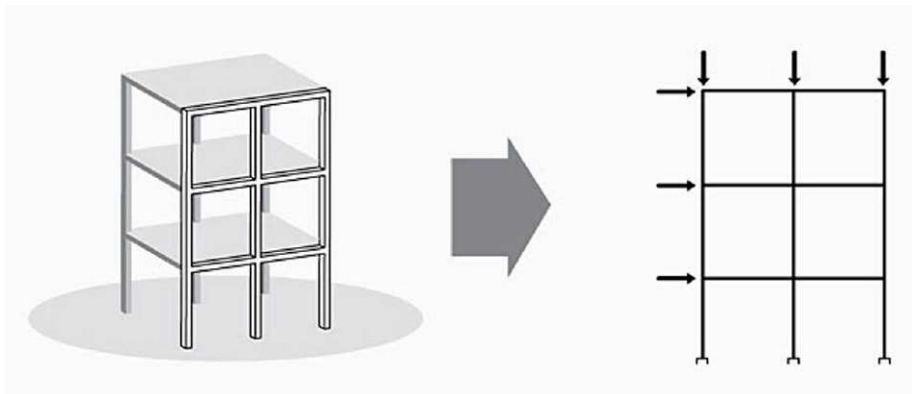
A NBR 6118 (ABNT, 2014, p.84) diz que “pilares-parede são elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural”.

2.14 PÓRTICOS DE CONTRAVENTAMENTO

Há vários anos, o modelo de pórtico plano foi utilizado com muito sucesso na análise dos efeitos do vento, bem como na avaliação da estabilidade global de edifícios. Na prática atual, ele foi plenamente substituído pelo modelo de pórtico espacial (KIMURA, 2007, p.121).

Numa breve comparação entre os modelos: pórtico plano e pórtico espacial é possível perceber a vantagem do uso do modelo pórtico espacial para análises (Figuras 7 e 8).

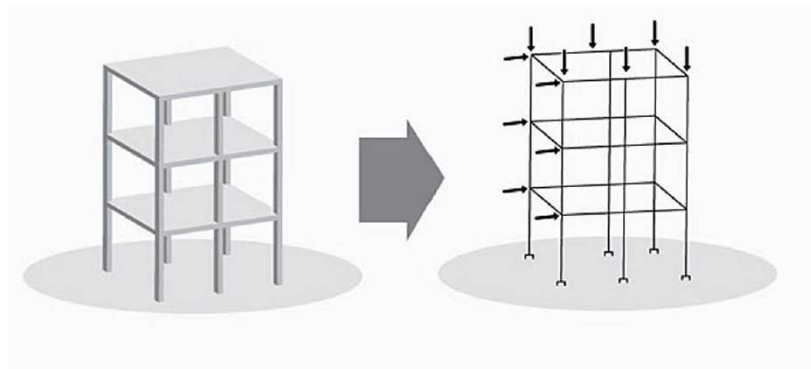
Figura 7 - Pórtico Plano.



Fonte: Kimura (2007).

No modelo Pórtico Plano, cada nó entre os elementos lineares possui três graus de liberdade (duas translações e uma rotação).

Figura 8 - Pórtico Espacial.



Fonte: Kimura (2007).

No modelo Pórtico espacial, cada nó entre os elementos lineares possui seis graus de liberdade (três translações e três rotações). Possibilitando assim, a obtenção dos deslocamentos e esforços (força normal, cortante e momento fletor) em todas as vigas e pilares de cada modelo estrutural.

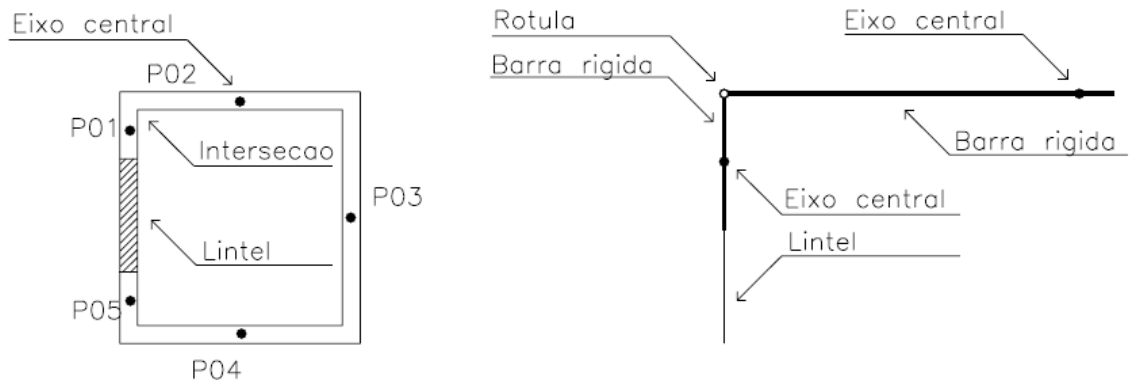
2.15 NÚCLEO RÍGIDO

Antunes, Mori e Sousa (1995 apud CORELHANO 2010, p.29), diz que “dentre os vários sistemas de contraventamento existentes, os núcleos estruturais podem ser considerados como essenciais à estabilidade dos edifícios de andares múltiplos, pois com o seu acoplamento aos outros sistemas estruturais, consegue-se conferir à estrutura global um razoável acréscimo de rigidez”.

Os pilares-parede a serem agrupados para a formação do núcleo, são fornecidos de maneira seqüencial. De acordo com essa seqüência determinam se os pontos de interseção, que constituem os vértices do núcleo. As barras rígidas horizontais do modelo do núcleo, são definidas de cada nó no centro de um pilar-parede até cada um dos vértices adjacentes, sendo que as extremidades junto a esses vértices devem ser rotuladas (PEREIRA, 1997, p.67).

Estes elementos são usualmente posicionados nas áreas centrais dos edifícios, ou seja, em torno das escadas, elevadores, depósitos ou espaços reservados para a instalação de tubulação hidráulica ou elétrica. Ao nível das lajes apresentam seção parcialmente fechada devido à presença destas ou de lintéis, sendo os lintéis, vigas que promovem o fechamento parcial da seção do núcleo ao nível das lajes, podem conferir um aumento na rigidez à torção do núcleo, em especial quando engastados nas paredes do núcleo (CORELHANO, 2010, p.30).

Figura 9 - Esquema de modelagem do núcleo de rigidez - Determinação das rótulas e barras rígidas.



Fonte: Pereira (1997).

Pereira (1997), diz que através de análises de resultados obtidos em seu trabalho, conclui que a atuação do núcleo de rigidez é bastante benéfica para a estrutura de contraventamento, auxiliando na redução das translações horizontais dos pavimentos e contribuindo na redução dos esforços internos nos demais componentes da estrutura.

2.16 FUNDAÇÃO

Para (QUARESMA et al., 1996 apud Fernandes, 2015) é fundamental um conhecimento adequado dos solos para a elaboração de projetos geotécnicos e de fundações, através da identificação e classificação das camadas constituintes do substrato a ser analisada e avaliação de suas propriedades.

Moacyr (2007 apud PEREIRA, 2015, p.30-31) mostra que pode ser considerado dois grupos principais de fundações:

- Fundações profundas: os tipos mais comuns são as estacas e os tubulões. As fundações profundas são utilizadas quando não é viável economicamente o emprego de fundações diretas. Em uma fundação profunda, a carga pode ser transmitida predominantemente pela base ou por atrito lateral ou ainda por estas duas formas.
- Fundações superficiais: constituída essencialmente pelas sapatas e *radiers*. São empregadas quando o terreno apresenta um solo superficial com resistência relativamente elevada e baixa compressibilidade. Nestes tipos de fundações, também conhecidas por concepção fundações diretas ou rasas, as ações são transmitidas ao solo predominantemente pela base.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) os esforços nas fundações são obtidos pelas cargas especificadas no projeto e o peso próprio dos elementos estruturais. As fases de execução da obra e os eventuais serviços de aterros, reaterros e escavações possuem suas variações de tensões e diferentes carregamentos levando em consideração na obtenção dos esforços. Em razão desses carregamentos incluem-se também o atrito negativo e os esforços horizontais relacionado às fundações profundas decorrentes de sobrecargas assimétricas.

2.17 AÇO CA 50

O aço CA 50 têm resistência (f_{yk}) equivalente à 500MPa, são produzidos de acordo com as especificações da NBR 7480/96, fornecidos nas categorias CA-50, com superfície nervurada (*online*).

Para projeto, devem ser usados os diâmetros e seções transversais nominais indicadas na NBR 7480 (Barras e fios de aço destinados à armadura para concreto armado). “São comercializadas em barras retas e dobradas, pode ser fornecido em rolos nas bitolas até 12,5 mm e em barras retas de 6,3 a 40 mm” (GERDAU, 2015).

2.18 SINAPI

O Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) tem gestão compartilhada entre Caixa e IBGE e divulga mensalmente custos e índices da construção civil. A Caixa é responsável pela base técnica de engenharia (especificação de insumos, composições de serviços e projetos referenciais) e pelo processamento de dados, e o IBGE, pela pesquisa mensal de preço, metodologia e formação dos índices. (SINAPI, 2015).

2.18.1 Relatórios de insumos e composições

Os relatórios de insumos disponibilizam informações sobre os preços medianos dos materiais, mão de obra e equipamentos utilizados pela construção civil. Os preços são coletados mensalmente pelo IBGE em todas as unidades estaduais e atualizados por processamento de carga na base de dados do SINAPI, sistema mantido pela Caixa.

Já os relatórios de composições apresentam de forma sintética as descrições e preços das referências de composições unitárias de serviços vigentes no SINAPI.

O Catálogo de Composições Analíticas apresenta as mesmas composições dos demais Relatórios, com informações sobre seus itens (insumos e composições auxiliares) e coeficientes de consumo e produtividade para a execução de uma unidade do serviço. O Catálogo não apresenta preços para os serviços, sendo esses disponibilizados nos Relatórios de Composições.

3 METODOLOGIA

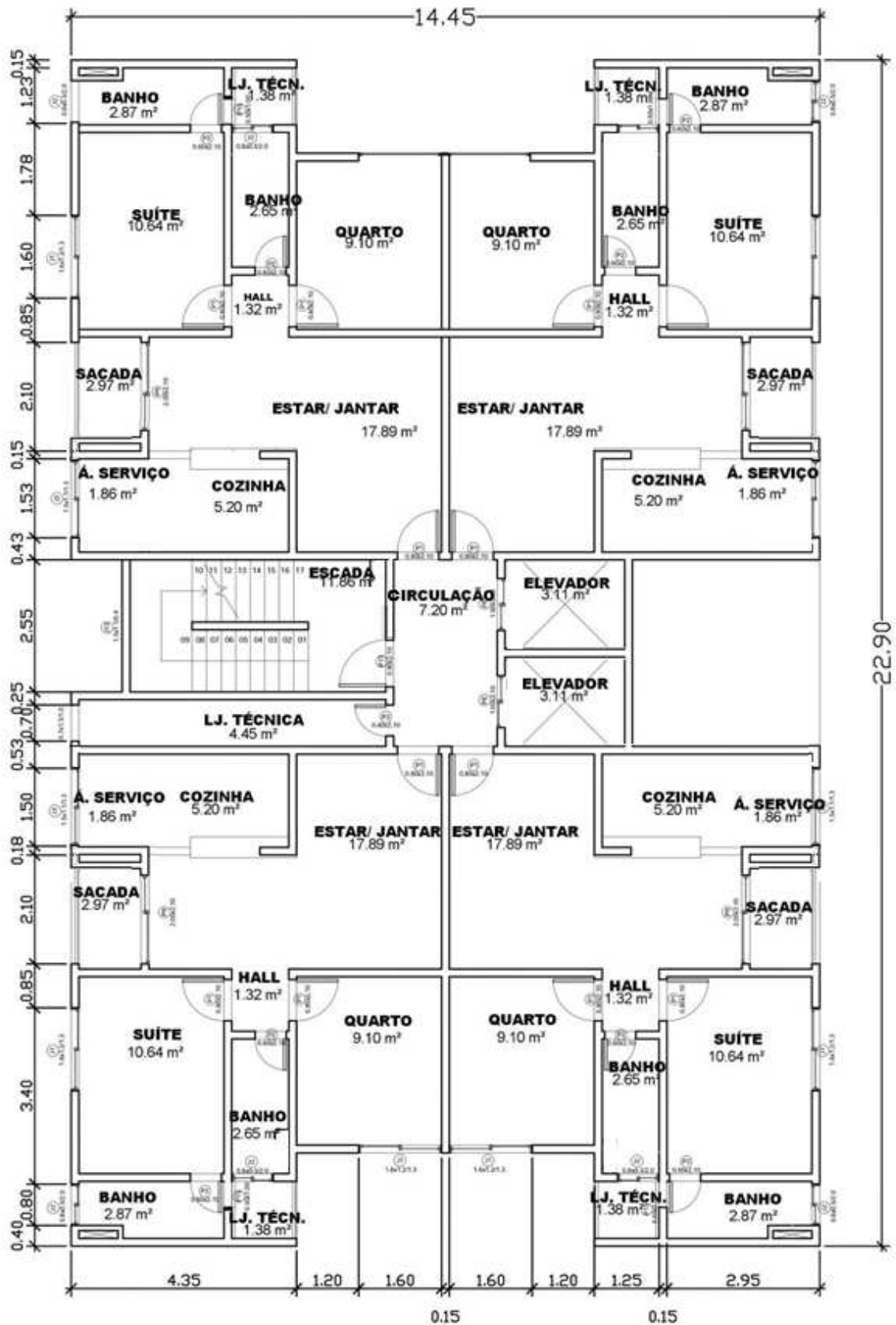
O presente trabalho consiste numa pesquisa teórica com aplicação prática baseada em estudo de caso, onde inicialmente será feita uma revisão bibliográfica. Tendo como finalidade, desenvolver três modelos de projeto estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado que seja mais próximo possível do real, utilizando o *software* computacional. Para analisar o comportamento global, foi adotado um projeto arquitetônico para fins acadêmicos.

3.1 DEFINIÇÃO DA ARQUITETURA EM ESTUDO

O modelo de arquitetura que será adotado para este trabalho será um edifício residencial de 26 pavimentos; sendo 24 pavimentos tipo, subsolo, térreo e cobertura. Os pavimentos tipo são compostos por quatro apartamentos cada, tendo a área do pavimento tipo 272,72m².

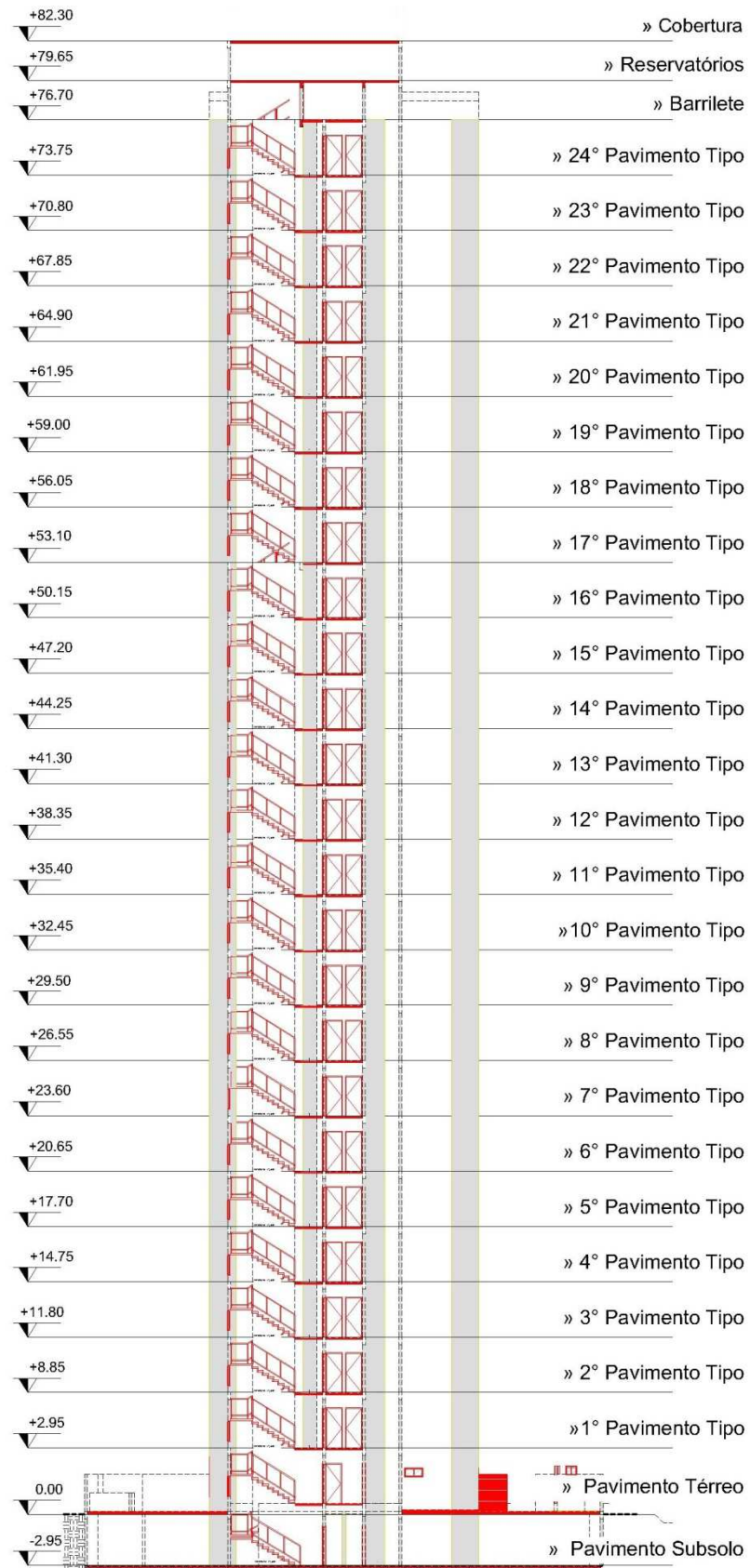
A planta baixa (figura 10) foi escolhida para o desenvolvimento do trabalho por se tratar de um projeto de fácil entendimento, sendo um edifício de múltiplos pavimentos, proporcionando uma análise interessante do comportamento global das estruturas.

Figura 10 - Planta baixa do pavimento tipo (sem escala, com comprimento linear em metros).



Fonte: Autor (2015).

Figura 11 - Corte esquemático representando os 24 pavimentos tipo, térreo e subsolo.



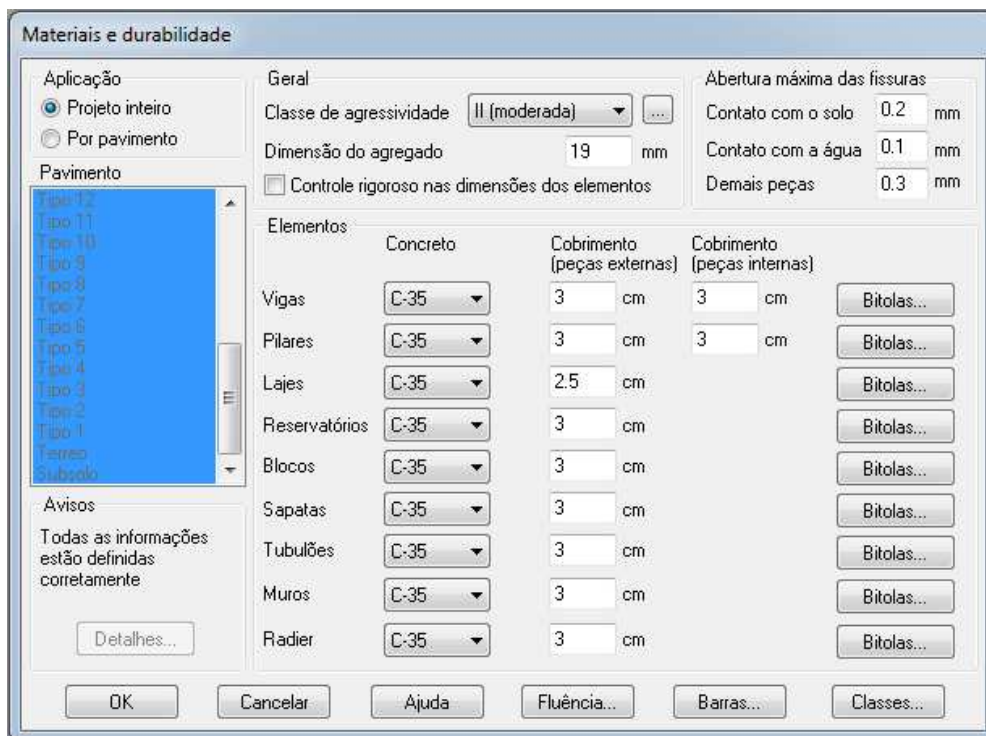
Fonte: Autor (2015).

3.2 PARÂMETROS DOS MATERIAIS

Para utilização do *software AltoQi Eberick V8 Gold*, alguns parâmetros foram adotados e configurados, conforme figura 12.

- A classe de agressividade adotada II (Moderada), por não existir umidade constante e o risco de deterioração da estrutura é pequeno.
- Resistência do concreto para efeito de cálculo estrutural igual a 35MPa.
- Cobrimento das peças de concreto 3cm; e apenas laje 2,5cm.
- Armaduras do tipo CA50 e CA60.
- Tipo de agregado – Brita 1 – diâmetro do agregado de 19mm.

Figura 12 - Configurações iniciais para lançamento da estrutura (materiais e durabilidade).



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

3.2.1 Lançamento dos elementos estruturais

Compreende o lançamento no *software* dos elementos estruturais para os três modelos estruturais que serão comparados, sendo inicialmente o primeiro modelo que será pórticos de contraventamento. Posteriormente o segundo modelo, pórticos de contraventamento com adoção de pilares-parede. E por fim o terceiro modelo, pórticos de contraventamento, com adoção de pilares-parede e núcleo rígido. Sendo assim, definidos e lançados os sistemas de contraventamento.

Os valores adotados são os mesmos para os três tipos de edifício. Sendo as lajes dos pavimentos tipos e do térreo consideradas idênticas. Os valores são adotados de maneira a ficarem próximos de situações reais de projeto, mas com o principal objetivo de permitir comparações.

3.2.1.1 Pré – Dimensionamento dos Pilares

Os pilares devem estar distantes preferencialmente entre seus eixos de 4 m a 6 m, pois com distâncias maiores as vigas resultam com dimensões transversais fora do padrão, levando a uma taxa de armadura elevada e dificultando sua montagem.

- No primeiro modelo, os pilares foram lançados inicialmente pelos cantos da estrutura, com distâncias limitadas de 2,5 m a 6 m, com suas disposições sempre que possível seguindo o mesmo alinhamento entre pilares, com o objetivo de criar pórticos de contraventamento para estabilização da estrutura.
- No segundo modelo, os pilares tiveram apenas a geometria alterada, de forma que a superfície da menor dimensão ficasse menor que 1/5 da maior, conforme NBR 6118:2014.
- No terceiro modelo, foram mantidos os dados do segundo modelo e incluso o núcleo rígido na caixa dos elevadores.

3.2.1.2 Lançamento das Vigas

Por questões de estética a largura da viga (b) deve ser de preferência igual à largura da parede, e a altura da viga ficando limitada quanto a aberturas como portas e janelas. No lançamento como as vigas delimitam os painéis de lajes, por questões economia seu vão ficará limitado entre 3,5 m a 6,0 m.

Para a altura da viga (h) não devemos utilizar muitas alturas diferentes, pois durante a execução isso dificulta a montagem das formas.

3.2.1.3 Lançamento das Lajes

Nos modelos propostos, apenas para processamento da estrutura, as lajes serão formadas por vigotas pré-moldadas e compostas por elementos de enchimento, elementos pré-fabricados lineares conforme configurações da figura 4.

Figura 13 - Informações sobre modelo de laje com vigota treliçada adotadas.

Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

3.2.2 Definição dos carregamentos verticais

São determinados os valores dos carregamentos que serão consideradas no projeto de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980). São elas: Carga permanente, que é o peso próprio da estrutura e o peso dos elementos construtivos fixos e instalações permanentes; e a carga acidental, que é toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.).

3.2.2.1. Cargas verticais permanentes

Para o edifício em estudo, a parede será adotada de alvenaria acabada de tijolos furados com carga de 1300 kgf/m^3 , com altura de 2,95m e espessura de 15cm, sendo distribuídas as cargas das alvenarias nas vigas e alguns casos na laje, considerando as alturas das vigas dos pavimentos superiores.

3.3.2.2. Cargas verticais acidentais

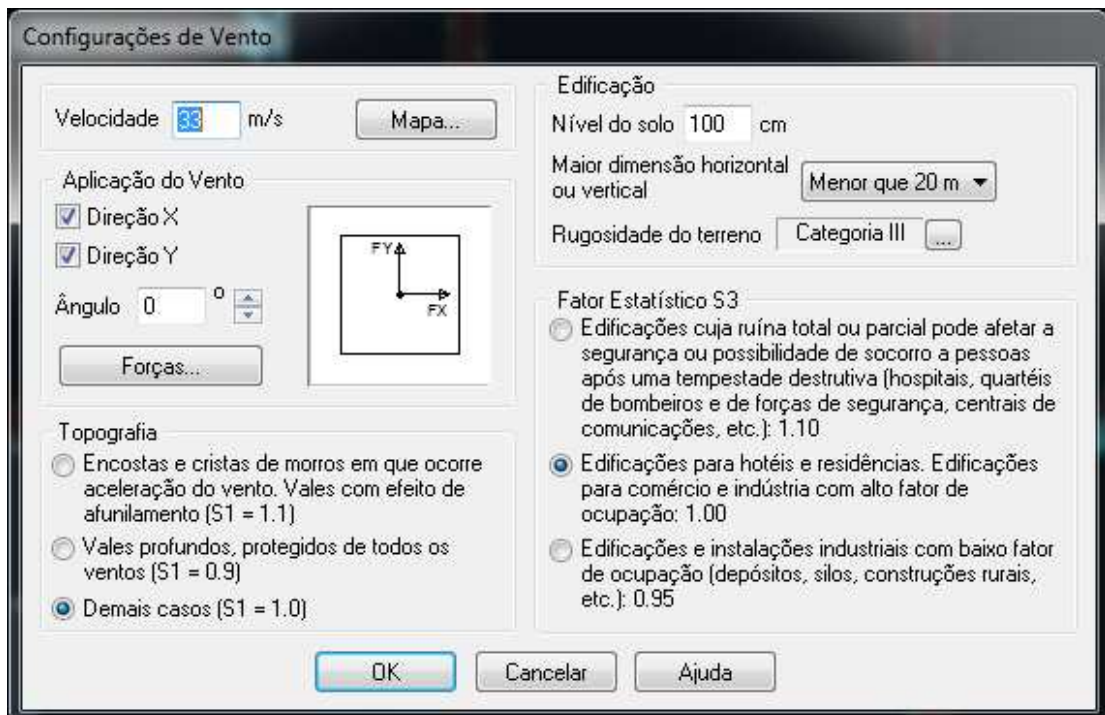
Foi usado o valor de $1,5 \text{ kN/m}^2$ para revestimento em granito, valor esse recomendado pela NBR 6120:1980 em ambientes de edifícios residenciais. Sendo adotados para o térreo e os pavimentos tipos os valores:

- Dormitórios, salas, copas, cozinhas e banheiros: 150 kgf/m^2 ;
- Compartimentos destinados às despensas, lavanderia e área de serviços: 200 kgf/m^2 ;
- Escadas: 300 kgf/m^2 .
- Terraço inacessível a pessoas: 70 kgf/m^2 ;

3.3.3 Definição das ações horizontais

As ações horizontais, consequentes da ação do vento serão calculados de acordo com norma NBR 6123:1988, onde será considerada a velocidade do vento conforme parâmetro de cálculo para o estado do Tocantins de 33 m/s conforme mostra figura 15, assim, esta velocidade será transformada em um vetor simbolizando uma força na horizontal a fim de simular o efeito da ação para decorrência de cálculo e consideração do mesmo na estrutura.

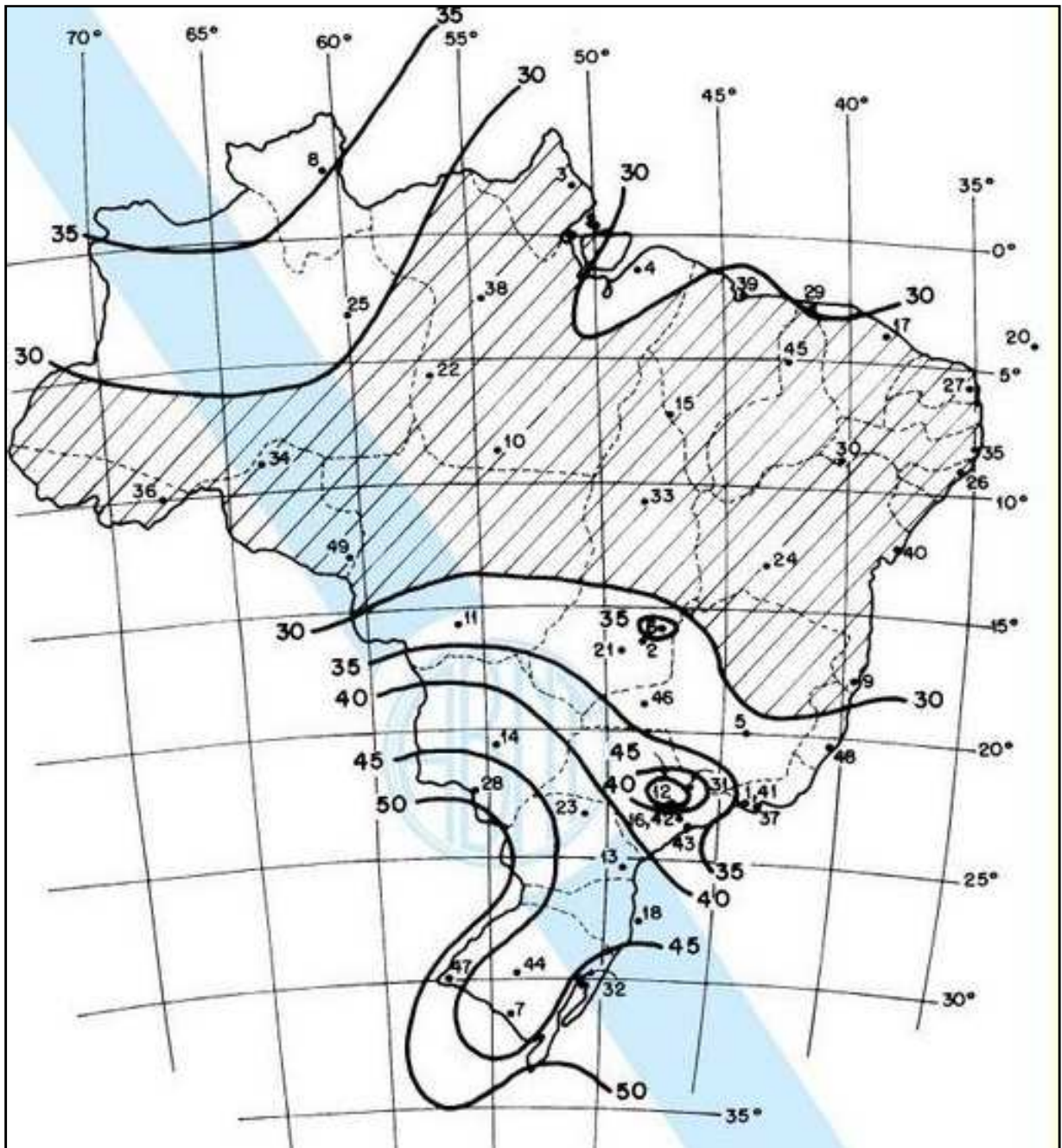
Figura 14 - Configurações do vento.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Nas configurações do vento conforme figura 14, os valores dos fatores que foram utilizados foram em consideração aos que mais se assemelham com a característica do terreno da cidade de Palmas/TO. Sendo estabelecidos para topografia $S1 = 1.0$ e para o fator estatístico $S3 = 1,00$.

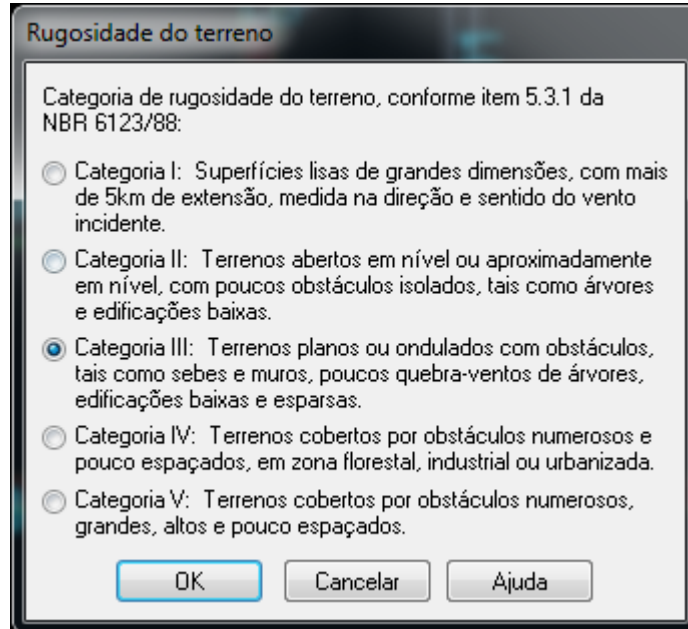
Figura 15 - Isopletas da velocidade básica do vento (m/s).



Fonte: NBR 6123:1988.

Rugosidade do terreno, também adotada conforme terrenos disponíveis em Palmas/TO - Figura 16.

Figura 16 - Rugosidade do terreno.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

3.3.4 Definição de fundação e vínculos

O tipo de fundação adotado foi blocos sobre estacas. Para os três modelos estruturais será considerado como vínculo de fundação engastado, para fins de cálculo conforme configurações das figuras 17 e 18.

Figura 17 - Definições da fundação - vínculo de apoio engastado.

Fundação

Pilar
Nome:

Modelo
Altura barra: cm

Vínculo pilar:

Vínculo apoio:

Seção do pilar
Tipo:

b: cm h: cm
b1: cm h1: cm

Ângulo de abertura: °
Ângulo de rotação: °
Elevação: cm Manter seção constante na prumada

Fundação
 Bloco Associação: ...
 Sapata Divisa Rotação: ...
 Tubulão ... Ângulo: °
Profundidade (df): cm

Capitel
 Usar capitel
Ângulo de rotação: ° b: cm
Espessura: cm h: cm

OK Cancelar Desenho... Cargas... Ajuda

Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Figura 18 - Vínculo engastado.

Vínculos

Tipo:

Vínculos

Deslocamento X	<input type="text" value="Fixo"/>	K=	<input type="text" value="0"/>	kgf/m
Deslocamento Y	<input type="text" value="Fixo"/>	K=	<input type="text" value="0"/>	kgf/m
Deslocamento Z	<input type="text" value="Fixo"/>	K=	<input type="text" value="0"/>	kgf/m
Rotação X	<input type="text" value="Fixo"/>	K=	<input type="text" value="0"/>	kgf.m/rad
Rotação Y	<input type="text" value="Fixo"/>	K=	<input type="text" value="0"/>	kgf.m/rad
Rotação Z	<input type="text" value="Fixo"/>	K=	<input type="text" value="0"/>	kgf.m/rad

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

3.3.5 Processamento e dimensionamento das estruturas através da análise de primeira e segunda ordem

O processamento e dimensionamento das estruturas foram realizados através do modelo de Pórtico espacial, que segundo Kimura (2007) é um modelo tridimensional formado por barras que representam todos os pilares e vigas presentes no edifício, originando uma avaliação completa e eficiente do comportamento global.

A estrutura foi dimensionada considerando a Análise de segunda ordem em que o valor de γ_z encontrado deve ser superior a 1,1.

3.3.6 Pórtico Espacial

É um modelo completo de cálculo, com a estrutura calculada espacialmente, considerando as ações horizontais e efetuando as verificações de estabilidade global.

Para a não linearidade física a NBR 6118:2014 define os valores de redução da rigidez simplificada do material, considerando o comportamento não linear do concreto – conforme figura 19.

Figura 19 - Configurações do projeto - análise.

Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

3.3.7 Análise da estabilidade global por meio do coeficiente γ_z

Para análise da estabilidade global, foram retirados do *software* computacional os valores do coeficiente γ_z dos três modelos estruturais de pórtico espacial para a avaliação da estabilidade global do edifício. Sendo assim, realizada uma comparação entre esses valores, de acordo com a NBR 6118:2014 determinando quais estruturas são estáveis e instáveis.

3.4 ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO

Para análise dos esforços na fundação, devido à estrutura sofrer solicitações de esforços verticais, horizontais e momentos, foram comparados os valores dos momentos fletores na fundação de cada modelo estrutural, a fim de verificar qual a situação mais crítica apresentando os resultados para discussão por meio de gráficos e tabelas.

3.5 DETERMINAÇÃO DO VOLUME DE CONCRETO, ÁREA DE FORMA E DO PESO DE AÇO UTILIZADO

Para fazer uma estimativa da quantidade de materiais que serão aplicados nas estruturas, serão extraídos do programa *Eberick* os quantitativos: volume de concreto, área de forma e peso do aço. Com o objetivo de estimar o custo, com esses resultados, serão elaboradas tabelas e gráficos com demonstração de valores dos quantitativos do concreto, forma e aço dos elementos estruturais moldado *in loco*, sendo apenas: pilares, vigas, escadas e fundações.

3.6 PARÂMETROS DE COMPOSIÇÃO DE CUSTO

Para o desenvolvimento deste trabalho será considerada apenas a composição de materiais, ou seja, não serão levados em consideração os custos relacionados a serviços preliminares, instalação do canteiro de obra e limpeza do terreno.

Os valores em reais dos insumos para as composições de custos serão obtidos da tabela SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), com encargos sociais desonerados, referente à localidade de Palmas (TO), disponível no site da Caixa Econômica Federal para o estado do Tocantins (Brasil). Assim, estabelecendo relações entre os consumos (forma, aço e concreto).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Posterior ao lançamento e o dimensionamento das estruturas com os diferentes modelos estruturais, aqui será descrito a aplicabilidade do processo de cálculo em pórtico espacial. Após o processamento da estrutura, foram obtidos os esforços, deslocamentos, coeficiente Gama-Z e o quantitativo de materiais utilizados em cada projeto estrutural.

Serão expostos os resultados da análise estrutural, quantitativo de materiais, custos e esforços nas fundações dos três edifícios lançados conforme seus respectivos modelos estruturais.

4.1 LANÇAMENTOS DA ESTRUTURA

Conforme o Professor. Libânio M. Pinheiro afirma: “Essa etapa é uma das mais importantes no projeto estrutural, pois 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” (Notas de aula professor Roldão, p.2).

Todas as estruturas foram lançadas respeitando os limites impostos pelo projeto arquitetônico e de forma que houvesse uma maior quantidade de pilares alinhados para assim formar os pórticos de contraventamento, que devido a sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações.

Os valores informados no pré-dimensionamento foram seguidos pela NBR 6118:2014, que por norma estima os valores mínimos aceitos para as seções de pilares, vigas e lajes. Após conclusão do lançamento da estrutura, adotando os valores mínimos estabelecidos por norma, foi feita a verificação dos alinhamentos, do lançamento e o processamento da estrutura.

Após o primeiro processamento, o *software Eberick* informou que as seções de algumas peças estruturais não atendiam a área de aço necessária para dimensionamento de vigas e pilares. Assim, as seções foram reajustadas conforme necessidades até que houve aprovação do *software após idas e vindas*.

Abaixo se têm as legendas que serão utilizadas em algumas ocasiões para definições dos modelos estruturais:

EP – Modelo Estrutural com Pórticos de Contraventamento;

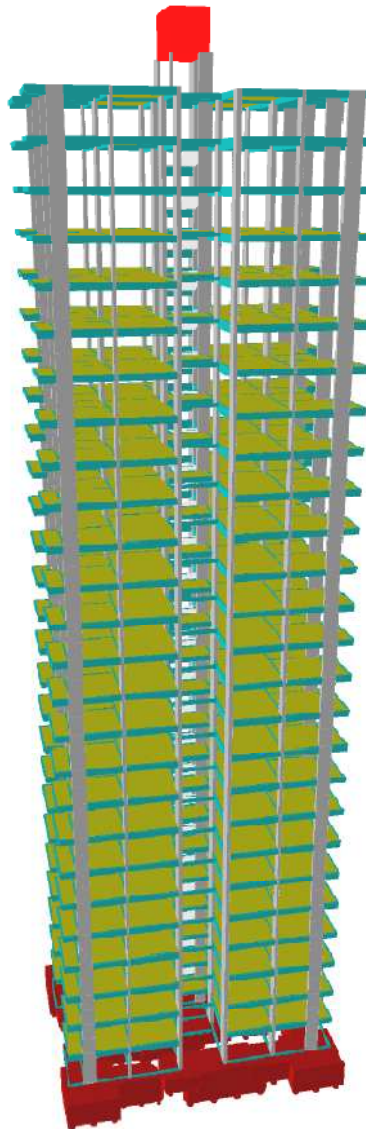
EPP – Modelo Estrutural com Pórticos de Contraventamento e Pilares-parede;

EPPN – Modelo Estrutural com Pórticos de Contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido.

4.1.1 Modelo estrutural com Pórticos de contraventamento

No primeiro modelo (figura 20) foram empregados pórticos de contraventamento, dimensionados para atender aos limites de deslocamentos e de estabilidade global, visando proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço.

Figura 20 - Modelo 3D gerado após lançamento Estrutural (modelo com pórticos de contraventamento).

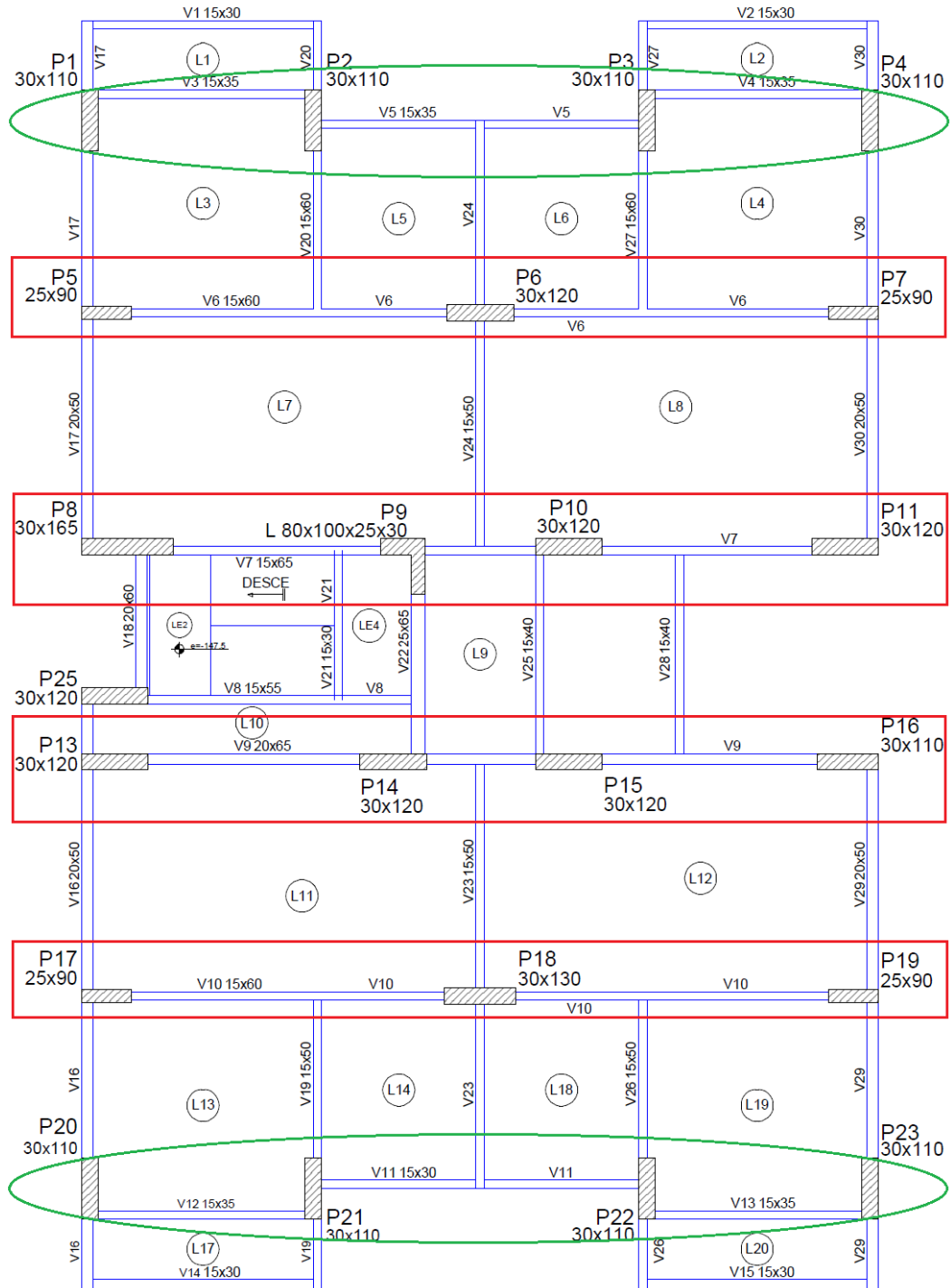


Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Na figura 21, podem ser observadas as posições de distribuição dos pilares que formam os pórticos de contraventamento. Os pórticos principais são aqueles

com maior número de alinhamento de pilares e os pórticos secundários são os com menor número de alinhamento de pilares, assim, respectivamente sublinhados com retângulo e elipse, sendo essa a direção mais crítica do edifício - direção "x".

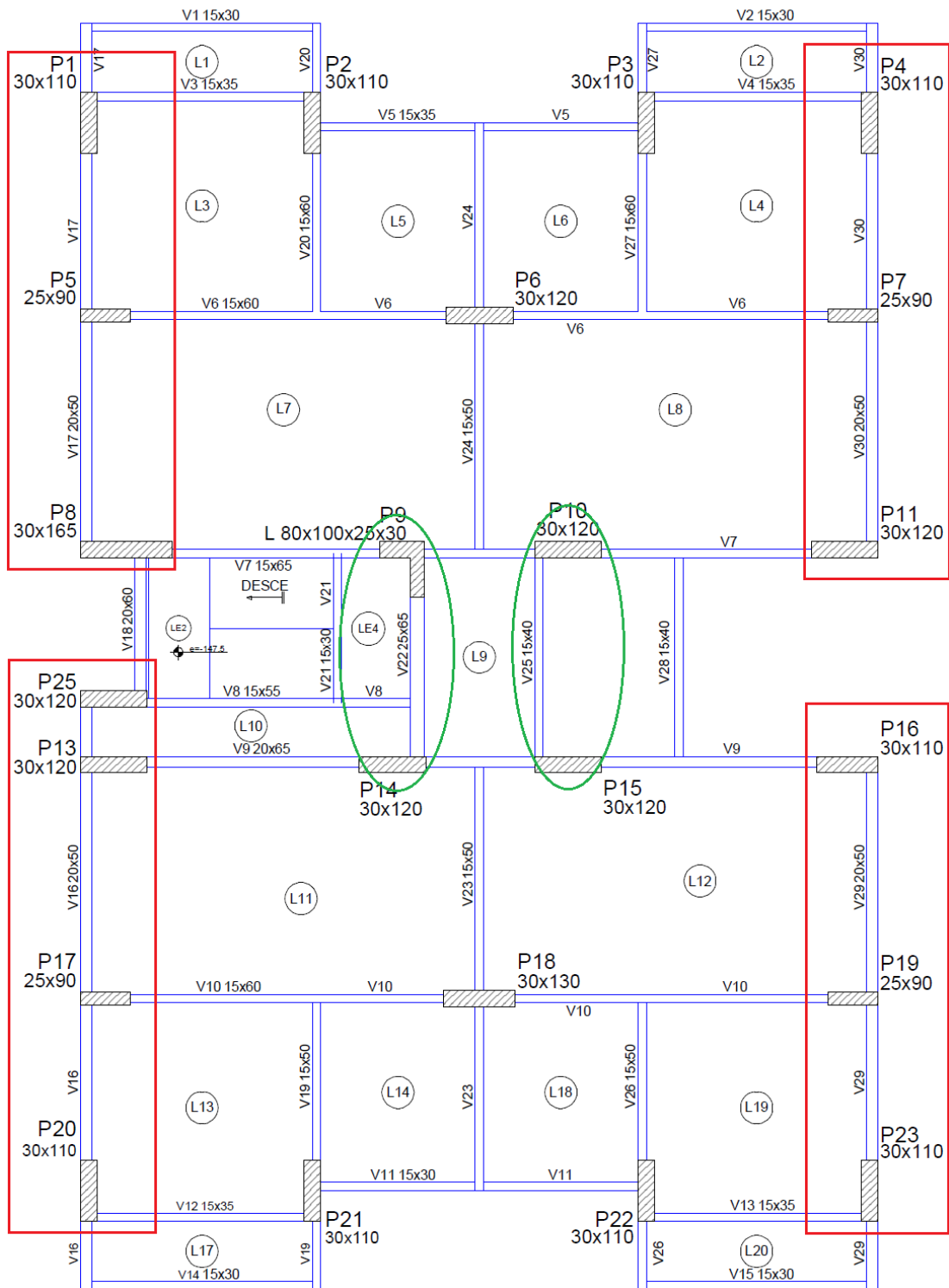
Figura 21 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento na direção "x".



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Na figura 22, podem ser analisadas as posições de distribuição dos pilares que formam os pórticos de contraventamento, sendo os principais sublinhados com retângulo e os secundários sublinhados com elipse – direção “y”.

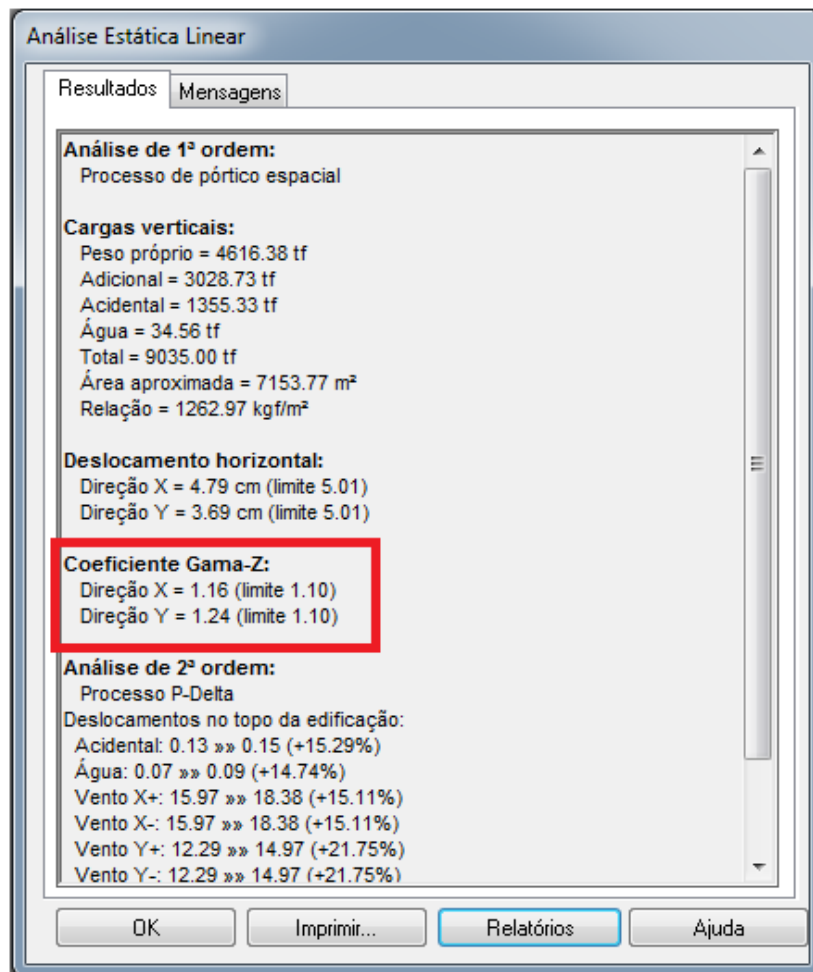
Figura 22 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento - direção “y”.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Conforme figura abaixo (figura 23), após dimensionar a estrutura de forma a atender os deslocamentos limites e a estabilidade global que são provocados pela ação do vento, foi verificada que a estrutura apresenta valores próximos ao limite. Sendo verificado que por a “direção x” ser a mais crítica, no pré-dimensionamento os pilares ficaram favorecidos nessa direção, deixando a direção “y” com uma menor rigidez.

Figura 23 - Resultado do primeiro modelo processado - Estrutura com Pórticos de contraventamento.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

4.1.2 Modelo estrutural com Pórticos de contraventamento e Pilares-parede

Para um melhor equilíbrio do coeficiente Gama-Z, no segundo modelo foi empregado o mesmo modelo estrutural do primeiro edifício, houve mudança na seção de alguns pilares, esses passaram a ser pilares-parede (conforme quadro 1); para alteração dos pilares para pilares-parede foi levada em consideração a arquitetura do projeto, o dimensionamento e principalmente tentar equilibrar o coeficiente Gama-Z em ambas as direções.

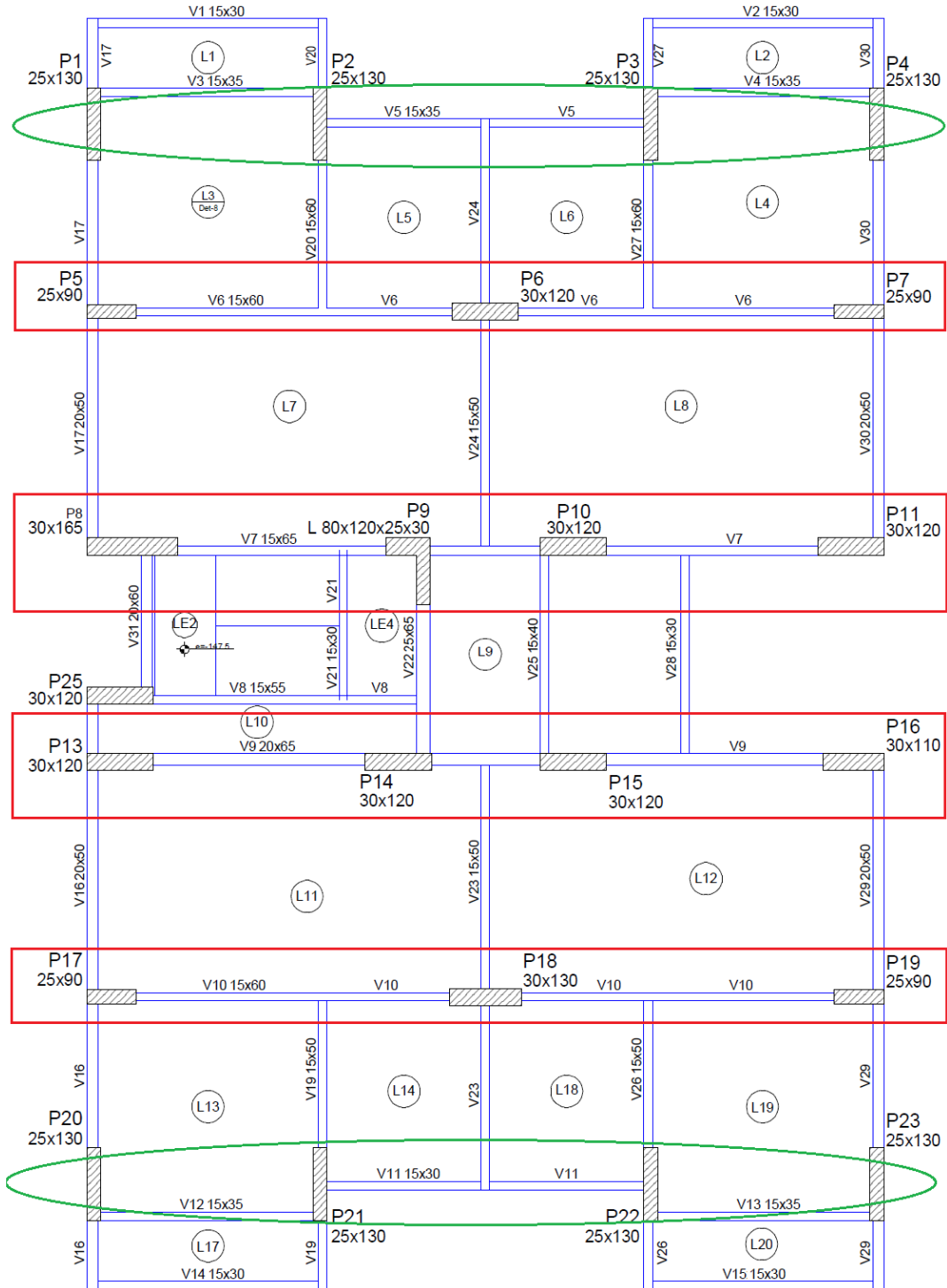
Quadro 1 - Modificação da seção dos pilares para os diferentes modelos estruturais (EP para EPP).

MODELO ESTRUTURAL EP		MODELO ESTRUTURAL EPP	
Pilares	Seção (cm)	Pilares	Seção (cm)
P1	30x110	P1	25x130
P2	30x110	P2	25x130
P3	30x110	P3	25x130
P4	30x110	P4	25x130
P5	25x90	P5	25x90
P6	30x120	P6	30x120
P7	25x90	P7	25x90
P8	30x165	P8	30x165
P9	L80x100x25x30	P9	L80x120x25x30
P10	30x120	P10	30x120
P15	30x120	P15	30x120
P11	30x120	P11	30x120
P25	30x120	P25	30x120
P13	30x120	P13	30x120
P14	30x120	P14	30x120
P16	30x110	P16	30x110
P17	25x90	P17	25x90
P18	30x130	P18	30x130
P19	25x90	P19	25x90
P20	30x110	P20	25x130
P21	30x110	P21	25x130
P22	30x110	P22	25x130
P23	30x110	P23	25x130

Fonte: Autor (2016).

O quadro 1, mostra os pilares destacados que sofreram alteração passando a serem pilares-parede.

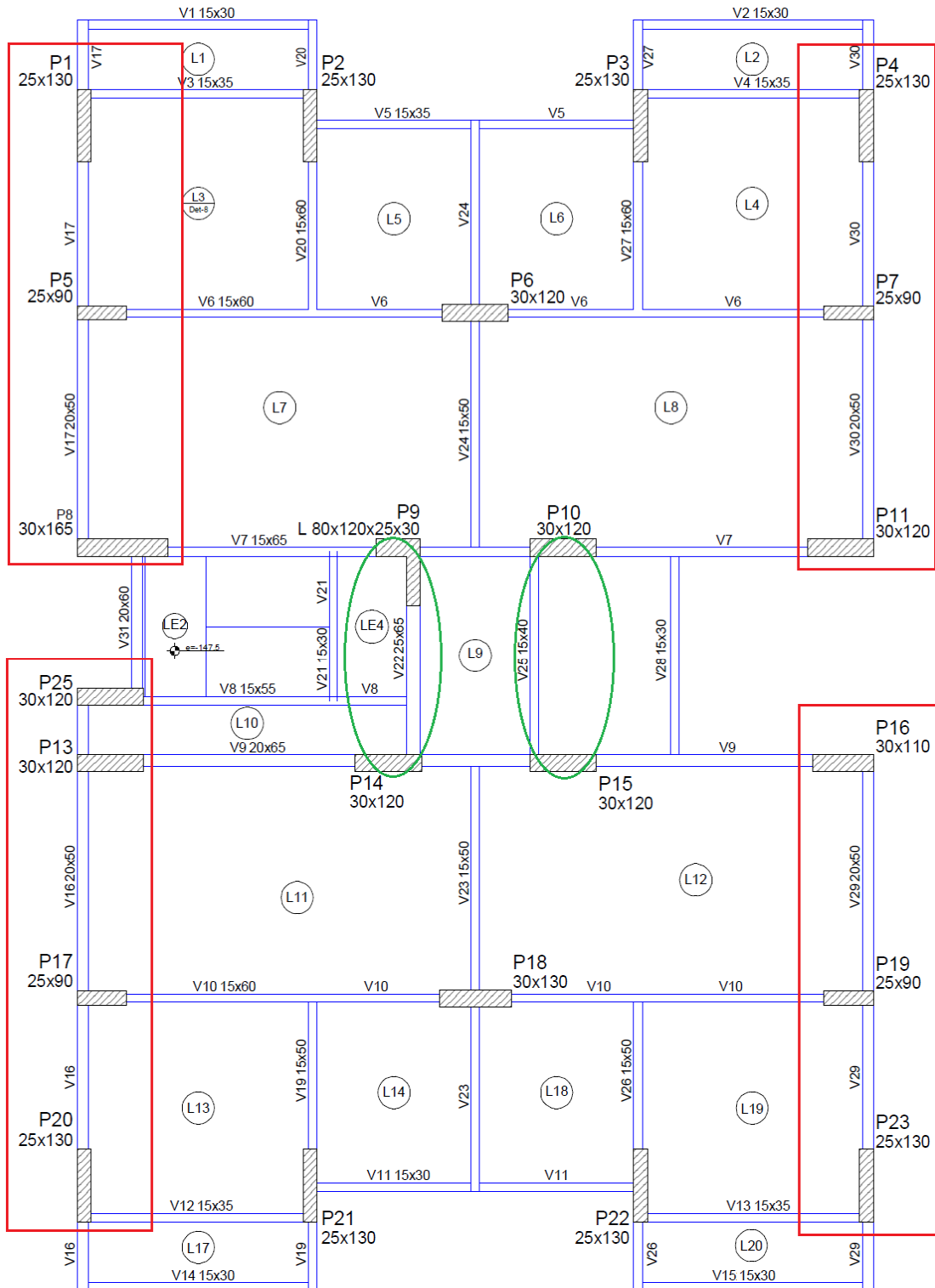
Figura 24 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento e Pilares-parede – direção “x”.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Na figura 24, é visível a mudança dos pilares dos pórticos secundários para pilares-parede, isso ocorreu com a intenção de igualar os coeficientes Gama-Z, para as direções “x” e “y”.

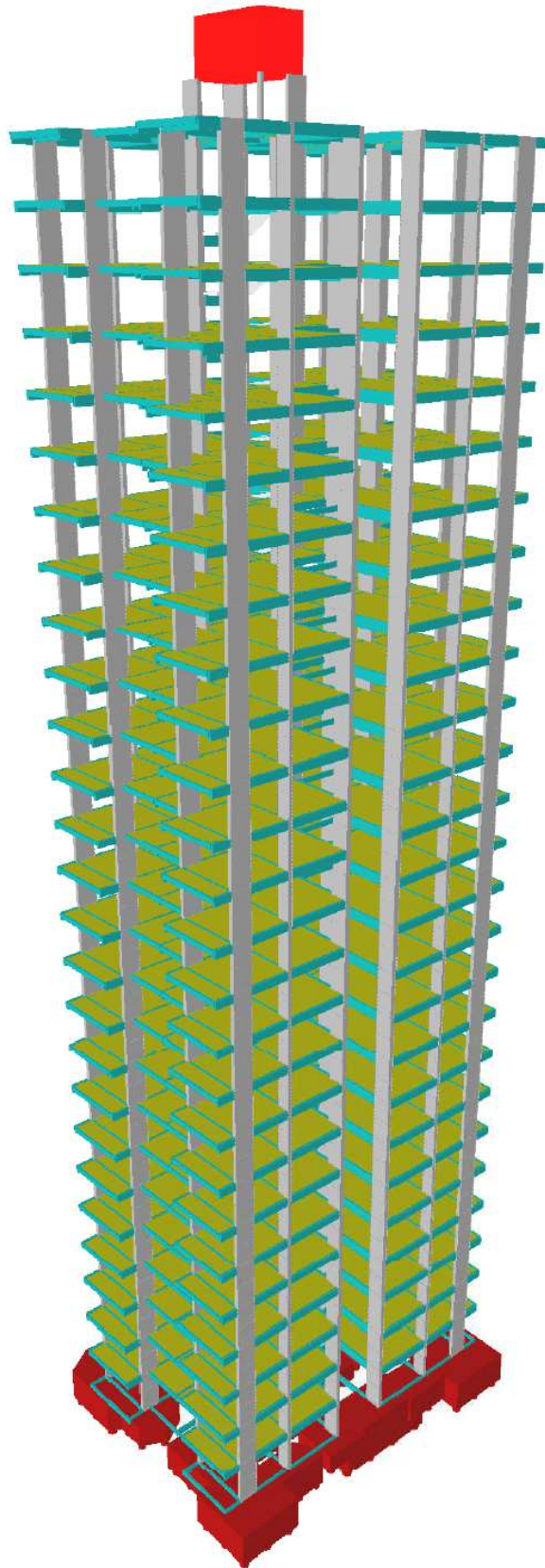
Figura 25 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento e Pilares-parede - direção “y”.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

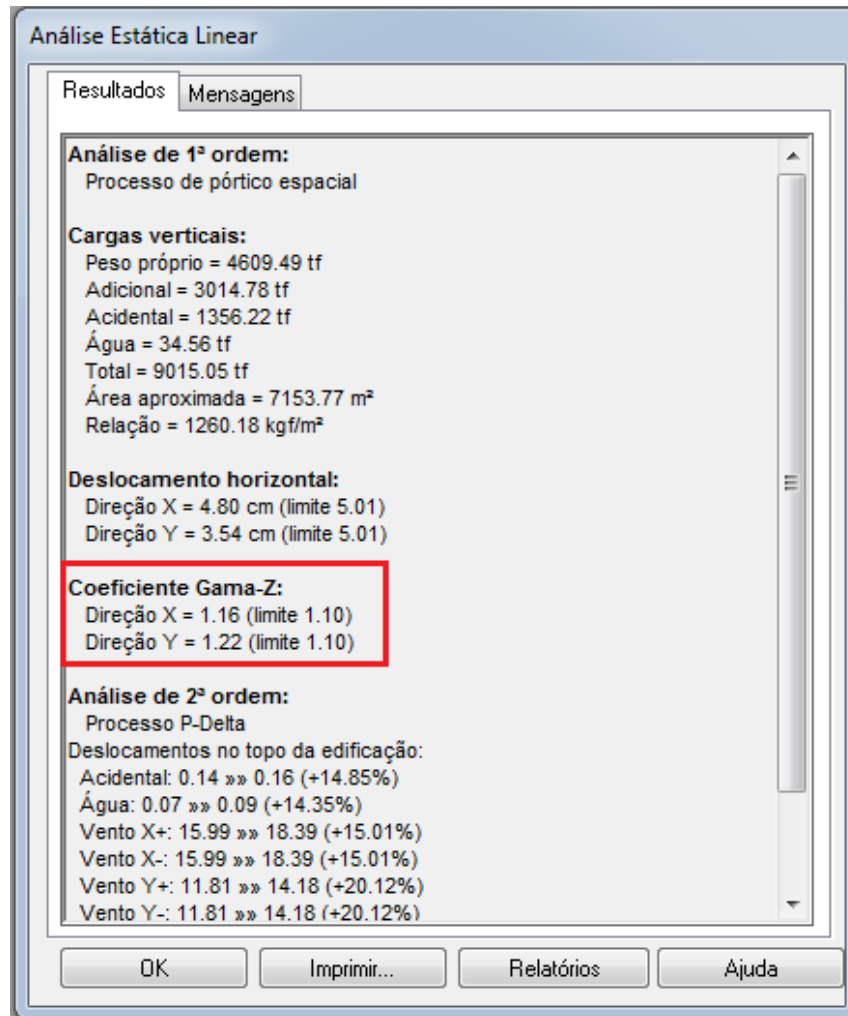
Após verificação de lançamentos, alinhamentos a estrutura foi processada (Figura 26).

Figura 26 - Modelo 3D gerado após lançamento Estrutural (Pórtico de contraventamento e Pilares-parede).



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Figura 27 - Resultado do segundo modelo processado - Estrutura com Pórticos de contraventamento e Pilares-parede.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Após processamento da estrutura (figura 27), foi verificado que ela também não atingiu o ideal que seria projetar estruturas com γ_z inferiores a 1,2. Porém conforme Kimura (2007, pag. 562), “edifícios de concreto armado com valores de γ_z superiores a 1,3 possui grau de estabilidade elevado. O ideal é projetar estruturas com γ_z na ordem de 1,2”.

4.1.3 Modelo estrutural com pórticos de contraventamento, pilares-parede e núcleo rígido

No terceiro modelo foi empregado o mesmo modelo estrutural do segundo edifício, porém com a mudança dos pilares da caixa do elevador que passaram a ser núcleo rígido, dimensionados para atender os limites de deslocamentos visando

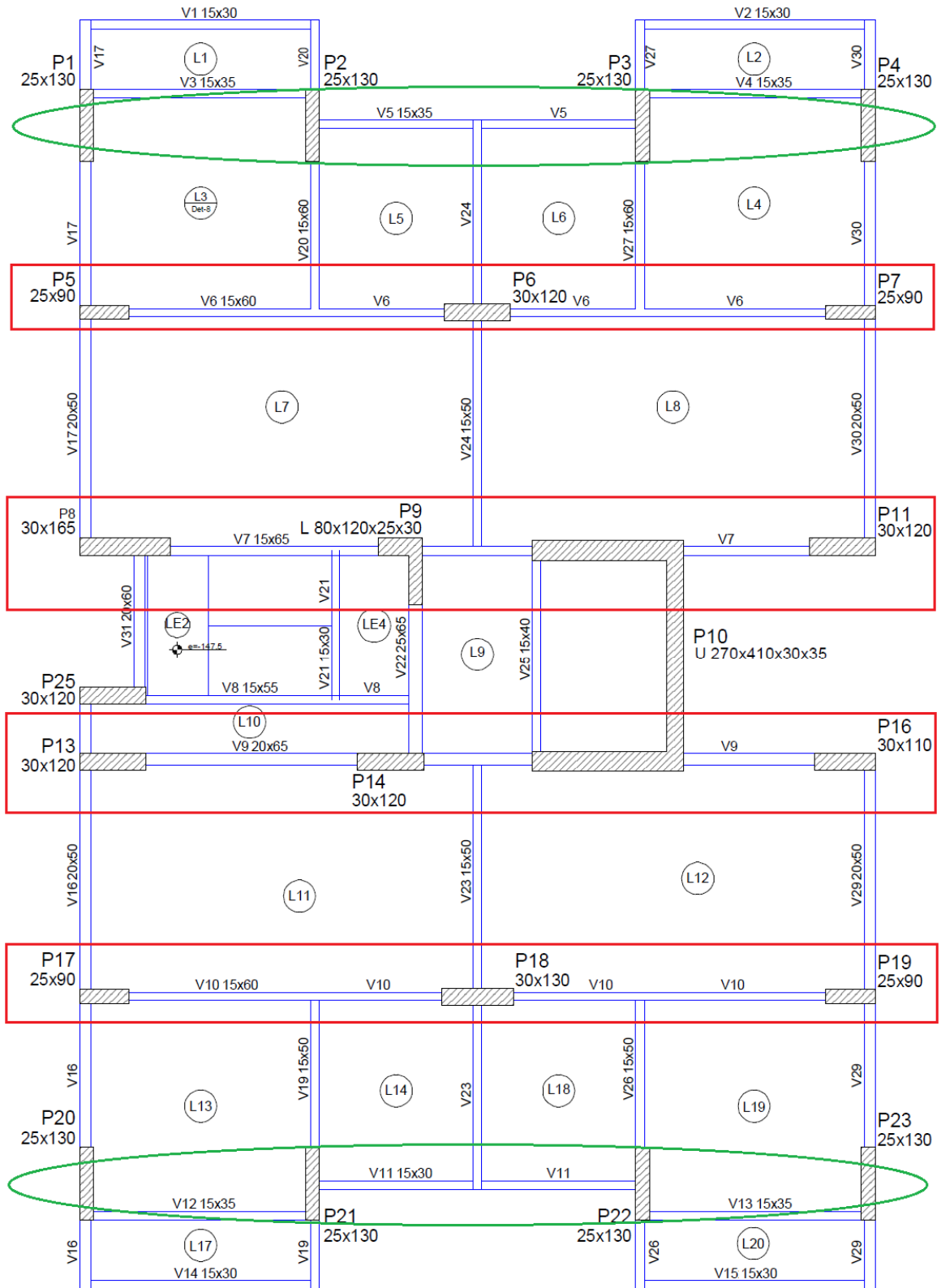
proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço e novamente tentar equilibrar o coeficiente Gama-Z em ambas as direções (figura 28).

Quadro 2 - Modificação da seção dos pilares para os diferentes modelos estruturais (EPP para EPPN).

MODELO ESTRUTURAL EPP		MODELO ESTRUTURAL EPPN	
Pilares	Seção (cm)	Pilares	Seção (cm)
P1	25x130	P1	25x130
P2	25x130	P2	25x130
P3	25x130	P3	25x130
P4	25x130	P4	25x130
P5	25x90	P5	25x90
P6	30x120	P6	30x120
P7	25x90	P7	25x90
P8	30x165	P8	30x165
P9	L80x120x25x30	P9	L80x120x25x30
P10	30x120	P10	U270x410x30x35
P15	30x120		
P11	30x120	P11	30x120
P25	30x120	P25	30x120
P13	30x120	P13	30x120
P14	30x120	P14	30x120
P16	30x110	P16	30x110
P17	25x90	P17	25x90
P18	30x130	P18	30x130
P19	25x90	P19	25x90
P20	25x130	P20	25x130
P21	25x130	P21	25x130
P22	25x130	P22	25x130
P23	25x130	P23	25x130

Fonte: Autor(2016).

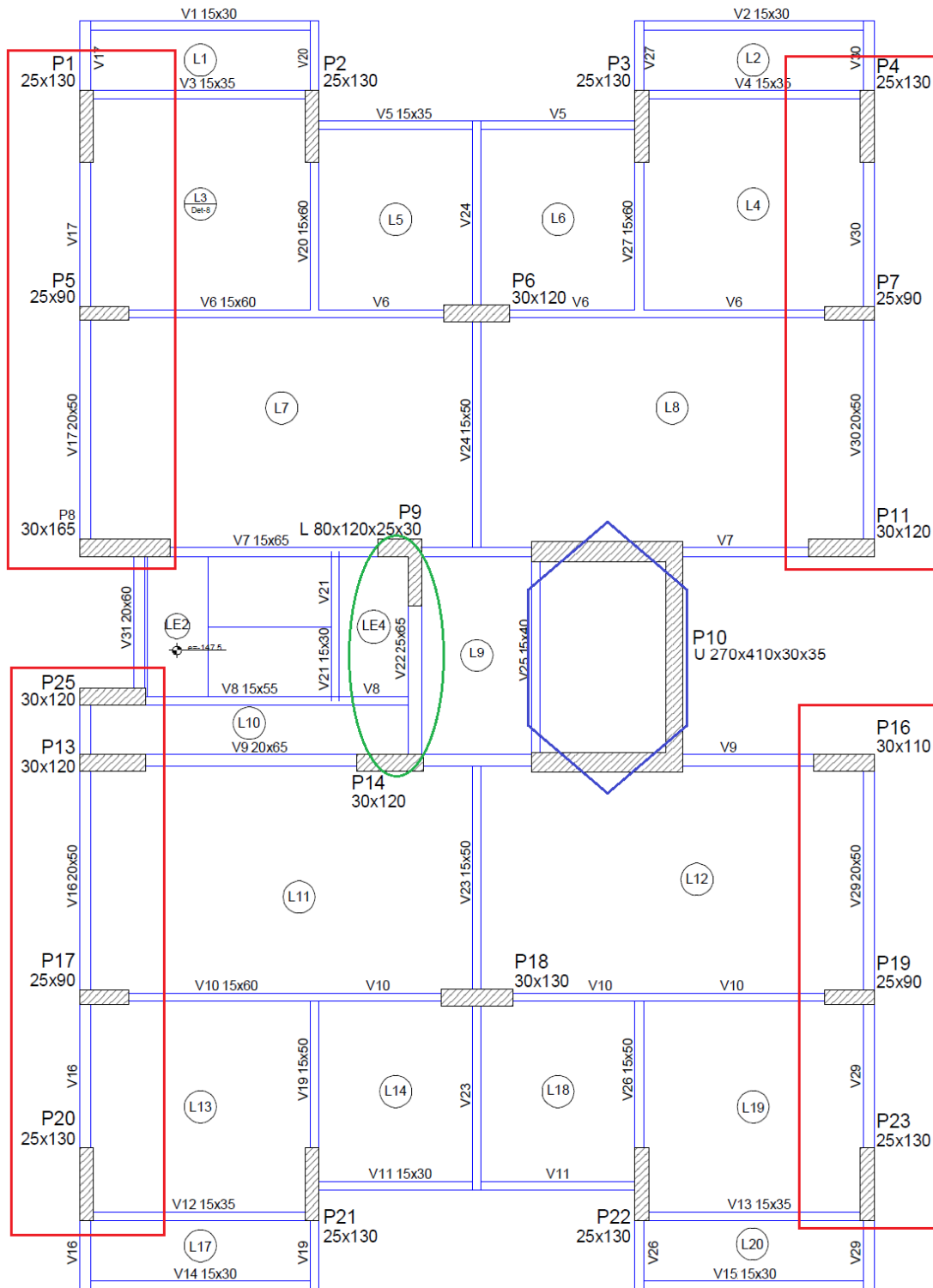
Figura 28 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórtico de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido – direção “x”.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Na figura 29, o núcleo rígido está sublinhado com um hexágono, este foi dimensionado respeitando os critérios para posicionamento dos elevadores e aprovação do dimensionamento pelo software.

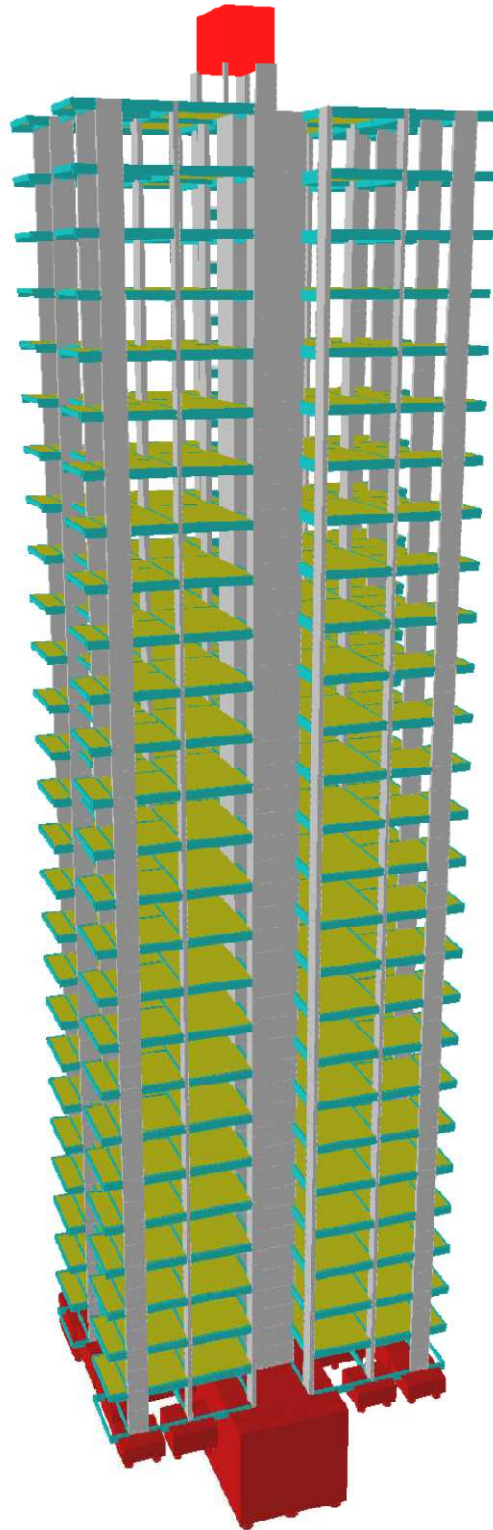
Figura 29 - Planta de forma do pavimento tipo - Modelo Estrutural com Pórtico de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido – direção “y”.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

A figura 30 mostra toda superestrutura do edifício com modelo estrutural pórticos de contraventamento, pilares-parede e núcleo rígido.

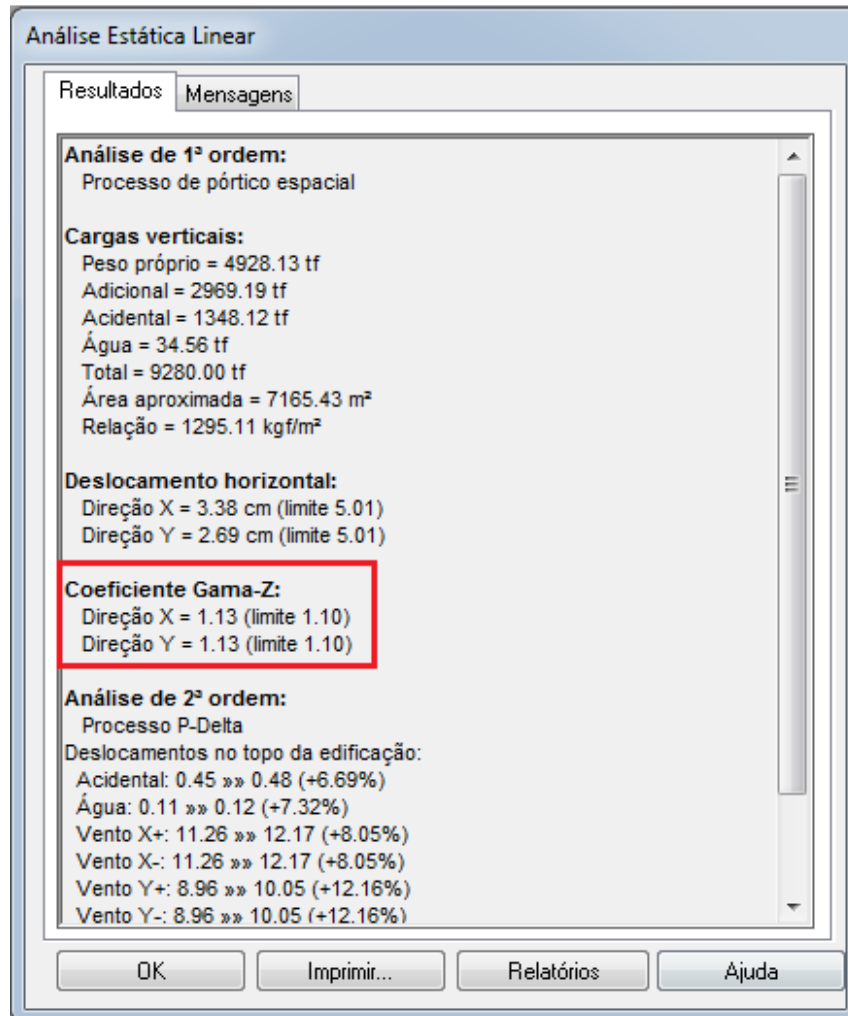
Figura 30 - 3D do modelo Pórticos de contraventamento, pilares-parede e Núcleo rígido.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Após verificação de lançamentos, alinhamentos a estrutura foi processada (Figura 31).

Figura 31 - Resultado da análise do terceiro modelo processado - Estrutura com Pórticos de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido.



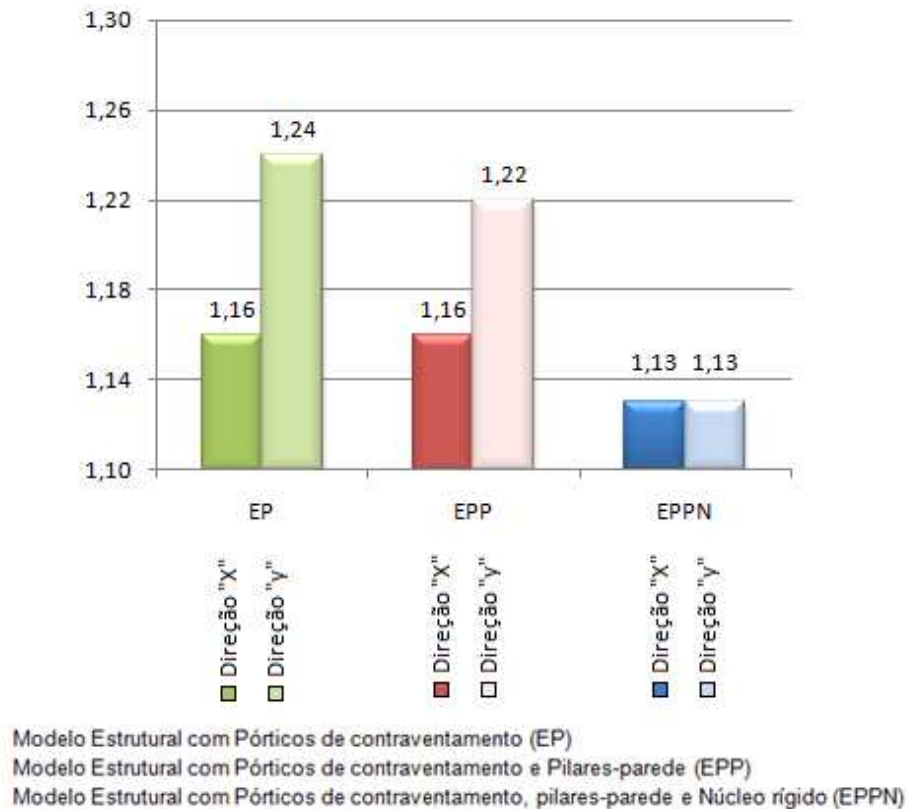
Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Após processamento do terceiro modelo estrutural chegamos ao resultado esperado, onde os coeficientes Gama-Z para as direções “x” e “y” ficaram iguais.

4.1.4 Comparação dos coeficientes Gama-z

Após processamento de cada edifício com seu respectivo modelo estrutural, foram encontrados os coeficientes gama-z de cada um - direções “x” e “y”. Tendo como objetivo fazer com essas direções tivessem estabilidade semelhantes, para que a rigidez em ambas as direções ficassem próximas.

Figura 32 - Comparação do coeficiente Gama-Z nas direções "x" e "y".



Fonte: Autor (2016).

Na comparação da estabilidade global na direção "x" (figura 32), nos dois primeiros modelos (EP e EPP) não houve mudanças, pois não houve modificação dos pilares na direção "x", tendo apenas a criação de pilares-parede na direção "y". Assim, o coeficiente gama-z permaneceu o mesmo na direção "x", porém com a criação do núcleo rígido no modelo EPPN, favoreceu ambas as direções, fazendo com que o coeficiente gama-z delas ficassem iguais.

4.2 CONSUMO DE MATERIAIS

Para os cálculos dos quantitativos e custos serão desprezadas as lajes, pois estas permaneceram semelhantes, sendo mudado apenas o sistema construtivo dos pilares. No quadro 3 encontra-se a comparação dos quantitativos de materiais totais moldados *in loco* de concreto, aço, forma e o consumo de aço da superestrutura para os três modelos estruturais estudados.

Quadro 3 - Comparativo dos materiais dos modelos estruturais.

Materiais	Modelo Estrutural com Pórtico de contraventamento (EP)	Modelo Estrutural com Pórtico de contraventamento e Pilares-parede (EPP)	Modelo Estrutural com Pórtico de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido (EPPN)
Concreto (m³)	2629,90	2583,60	2972,00
Aço (kg)	141212,00	140075,40	153202,60
Forma (m²)	12529,90	12721,30	13800,60
Consumo de aço (kg/m³)	53,69	54,22	51,55

Fonte: Autor (2016).

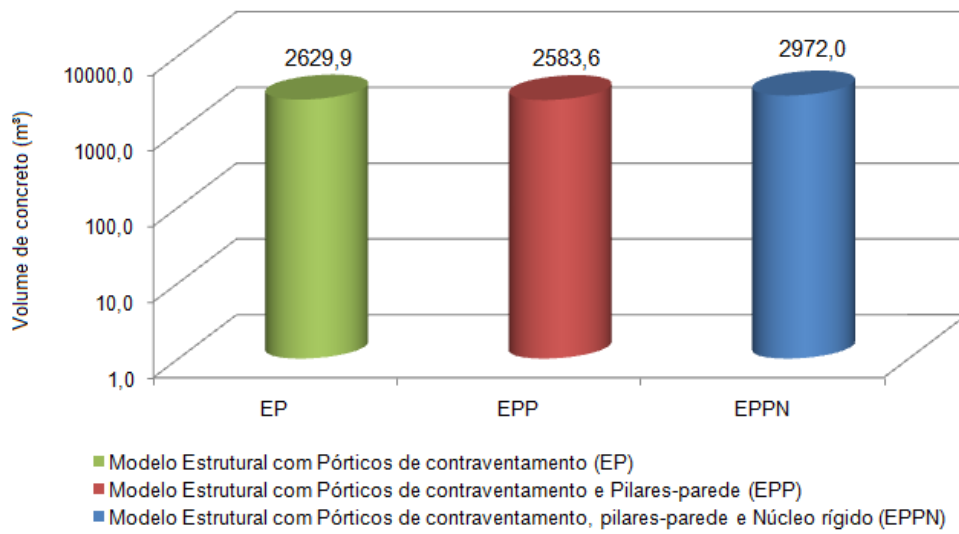
Analisando o quadro 3 é perceptível a discrepância dos resultados no quantitativo, onde foi confrontado o volume de concreto, peso do aço, área de forma e o consumo de aço. Conseqüentemente constata-se que houve redução no consumo dos materiais no modelo estrutural com pórticos de contraventamento e pilares-parede em relação aos outros modelos adotados, diferenciando a área de forma que para o modelo estrutural com pórticos de contraventamento foi menor.

Nas figuras 33, 34 e 35 a visualização do volume de concreto (m³), peso do aço (kg) e área de forma (m²) é mais notória, pois ao modificar as seções dos pilares:

- No primeiro modelo (EP) os pilares possuem área da seção maior onde pode ser explicado o grande uso de concreto e aço;
- No segundo modelo (EPP) alguns dos pilares saíram de uma seção com grande área para uma seção menor onde o maior lado ficou maior que 1/5 do menor, se tornando pilares-parede;
- No terceiro modelo (EPPN) teve o acréscimo do núcleo rígido que teve uma seção com grande área, deste modo aumentando o volume de concreto, aço e forma.

Numa breve comparação entre os modelos EPP e EPPN, foi constatado que o modelo EPPN utilizou 13,07% de concreto a mais que o modelo EPP (figura 33).

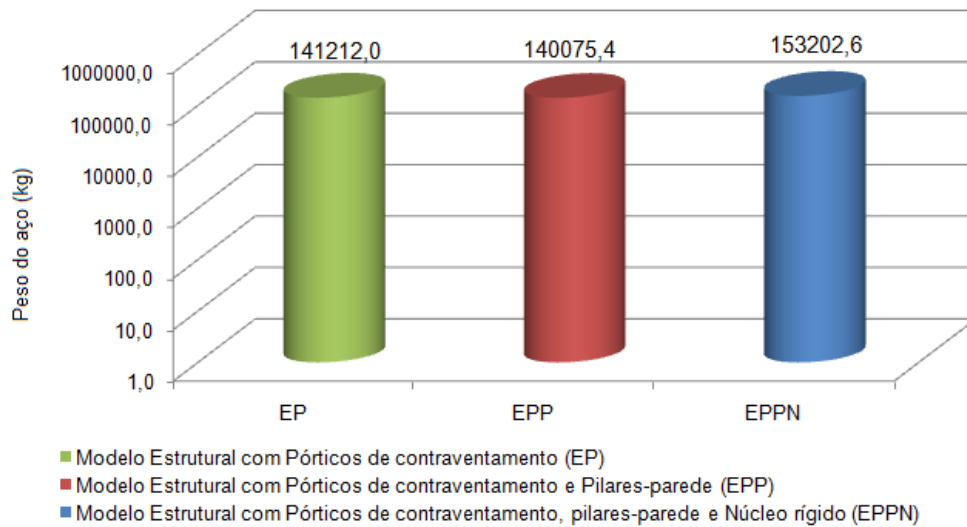
Figura 33 - Comparativo do volume de concreto (m³) utilizado nos modelos Estruturais.



Fonte: Autor (2016).

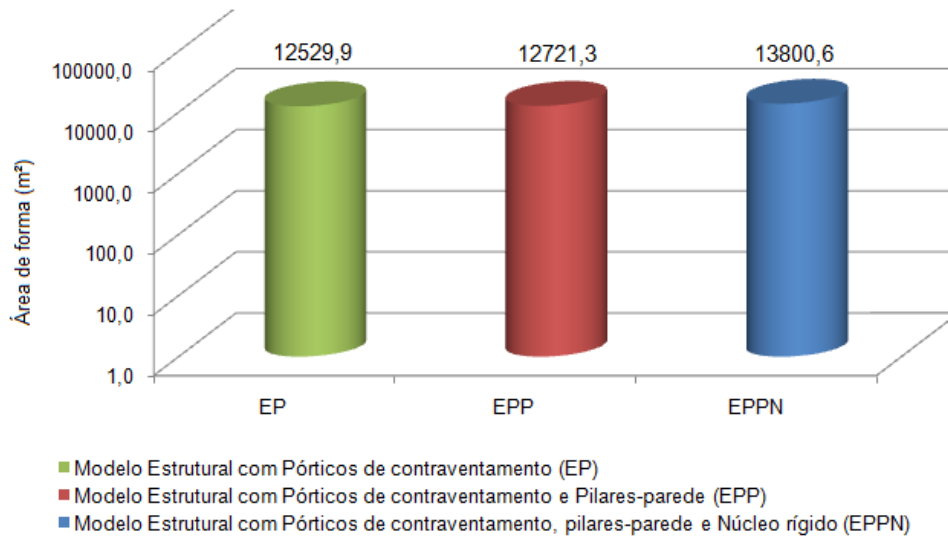
Na figura 34, novamente o modelo EPP superou o modelo EP e EPPN, utilizando 8,56% de aço a menos que o modelo EPPN.

Figura 34 - Comparativo do peso do aço (kg) utilizado nos modelos Estruturais.



Fonte: Autor (2016).

Figura 35 - Comparativo da área de forma (m²) utilizado nos modelos Estruturais.



Fonte: Autor (2016).

Já na figura 35, mostra que o modelo EP teve um menor consumo de material que os outros modelos estruturais, utilizando 1,50% a menos de forma que o modelo EPP.

Assim, é possível constatar que o modelo EPP terá um menor custo quando comparado aos outros modelos estruturais.

4.3 COMPOSIÇÃO DE CUSTOS DOS MATERIAIS

Posterior ao levantamento dos quantitativos de materiais envolvidos ao estudo comparativo é possível analisar o custo dos modelos estruturais. Para ter um melhor entendimento as composições e custos foram retiradas da tabela SINAPI – Sistema nacional de pesquisa de custo e índices da construção civil, com encargos sociais desonerados referente a localidade de Palmas/TO, janeiro de 2016 – tabelas de composição de preços para o orçamento.

4.3.1 Composição de concreto, aço e fôrma dos modelos estruturais

- SINAPI – Sistema nacional de pesquisa de custo e índices da construção civil, com encargos sociais desonerados referente a localidade de Palmas/TO
 - Mês de referência – Janeiro de 2016;
 - Composição – Concreto usinado bombeável, classe de resistência C35, com brita 0 E 1, slump = 100 +/- 20 mm, incluso serviço de bombeamento (NBR 8953) em m³;

- Aços CA 50 e CA 60;
- Chapa de madeira compensada plastificada para forma de concreto, e= 18 mm, com 7 utilizações.

4.3.1.1 Composição dos modelos EP:

No quadro 4, é apresentada a descrição dos materiais utilizados para moldagem *in loco* do modelo estrutura EP, com a descrição e quantidade de materiais retiradas do resumo de materiais do *software Eberick*, preço unitário retiradas da tabela Sinapi e custo total.

Quadro 4 - Composição do modelo estrutural com Pórtico de contraventamento.

Item	DESCRIÇÃO	UN	QDE	Custo	
				Unitário (R\$)	Total
1	Concreto usinado bombeável, fck 35Mpa, com B0 e B1	m ³	2629,9	R\$ 357,05	R\$ 939.005,80
2	Aço CA 50 ø6.3, dobrado e cortado	kg	5674,00	R\$ 4,89	R\$ 27.745,86
3	Aço CA 50 ø8.0, vergalhão	kg	13200,70	R\$ 4,89	R\$ 64.551,42
4	Aço CA 50 ø10.0, dobrado e cortado	kg	24094,20	R\$ 4,68	R\$ 112.760,86
5	Aço CA 50 ø12.5, dobrado e cortado	kg	33919,20	R\$ 4,44	R\$ 150.601,25
6	Aço CA 50 ø16.0, dobrado e cortado	kg	25589,40	R\$ 4,44	R\$ 113.616,94
7	Aço CA 50 ø20.0, dobrado e cortado	kg	14995,90	R\$ 4,44	R\$ 66.581,80
8	Aço CA 60 ø5.0, dobrado e cortado	kg	23738,6	R\$ 4,33	R\$ 102.788,14
9	Chapa de madeira compensada plastificada para forma de concreto, e= 18 mm	m ²	1789,99	R\$ 39,72	R\$ 71.098,23
Total				R\$ 1.648.750,28	

Fonte: Autor (2016).

4.3.1.2 Composição dos modelos EPP:

No quadro 5, é apresentada a descrição dos materiais utilizados para moldagem *in loco* do modelo estrutura EPP, com a descrição e quantidade de materiais retiradas do resumo de materiais do *software Eberick*, preço unitário retiradas da tabela Sinapi e custo total.

Quadro 5 - Composição do modelo estrutural com Pórtico de contraventamento e Pilares-parede.

Item	DESCRIÇÃO	UN	QDE	Custo	
				Unitário (R\$)	Total
1	Concreto usinado bombeável, fck 35Mpa, com B0 e B1	m ³	2583,6	R\$ 357,05	R\$ 922.474,38
2	Aço CA 50 ø6.3, dobrado e cortado	kg	6157,10	R\$ 4,89	R\$ 30.108,22
3	Aço CA 50 ø8.0, vergalhão	kg	14223,90	R\$ 4,89	R\$ 69.554,87
4	Aço CA 50 ø10.0, dobrado e cortado	kg	25066,20	R\$ 4,68	R\$ 117.309,82
5	Aço CA 50 ø12.5, dobrado e cortado	kg	28963,70	R\$ 4,44	R\$ 128.598,83
6	Aço CA 50 ø16.0, dobrado e cortado	kg	29237,90	R\$ 4,44	R\$ 129.816,28
7	Aço CA 50 ø20.0, dobrado e cortado	kg	13461,70	R\$ 4,44	R\$ 59.769,95

8	Aço CA 60 ø5.0, dobrado e cortado	kg	22964,80	R\$ 4,33	R\$ 99.437,58
9	Chapa de madeira compensada plastificada para forma de concreto, e= 18 mm, com 7 utilizações	m ²	1817,33	R\$ 39,72	R\$ 72.184,29
				Total	R\$ 1.629.254,21

Fonte: Autor (2016).

4.3.1. 3 Composição dos modelos EPPN:

No quadro 6, é apresentada a descrição dos materiais utilizados para moldagem *in loco* do modelo estrutura EPPN, com a descrição e quantidade de materiais retiradas do resumo de materiais do *software Eberick*, preço unitário retiradas da tabela Sinapi e custo total.

Quadro 6 - Composição do modelo estrutural com Pórtico de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido.

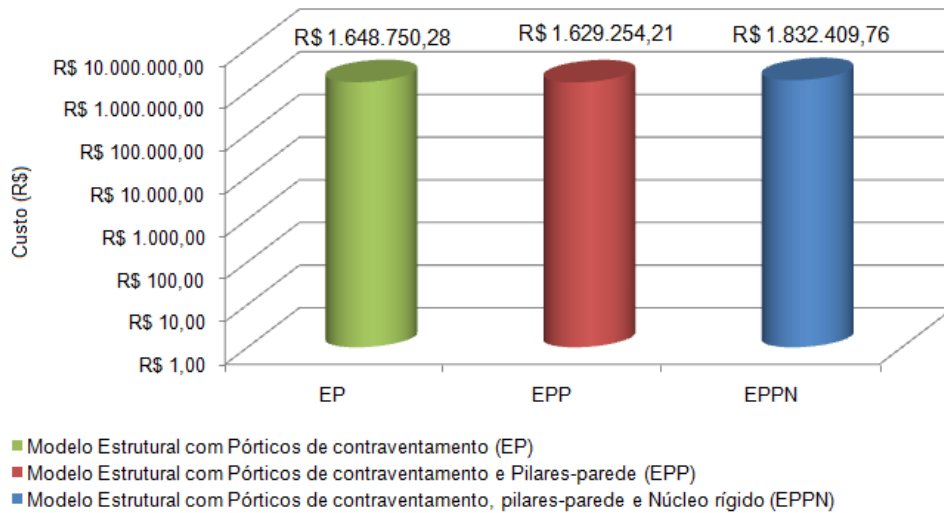
Item	DESCRIÇÃO	UN	QDE	Custo	
				Unitário (R\$)	Total
1	Concreto usinado bombeável, fck 35Mpa, com B0 e B1	m ³	2972,00	R\$ 357,05	R\$ 1.061.152,60
2	Aço CA 50 ø6.3, dobrado e cortado	kg	6562,30	R\$ 4,89	R\$ 32.089,65
3	Aço CA 50 ø8.0, vergalhão	kg	15380,20	R\$ 4,89	R\$ 75.209,18
4	Aço CA 50 ø10.0, dobrado e cortado	kg	25387,30	R\$ 4,68	R\$ 118.812,56
5	Aço CA 50 ø12.5, dobrado e cortado	kg	30343,20	R\$ 4,44	R\$ 134.723,81
6	Aço CA 50 ø16.0, dobrado e cortado	kg	38070,20	R\$ 4,44	R\$ 169.031,69
7	Aço CA 50 ø20.0, dobrado e cortado	kg	9016,20	R\$ 4,44	R\$ 40.031,93
8	Aço CA 50 ø25.0, vergalhão	kg	2176,50	R\$ 4,28	R\$ 9.315,42
9	Aço CA 60 ø5.0, dobrado e cortado	kg	26266,60	R\$ 4,33	R\$ 113.734,38
10	Chapa de madeira compensada plastificada para forma de concreto, e= 18 mm, com 7 utilizações	m ²	1971,51	R\$ 39,72	R\$ 78.308,55
				Total	R\$ 1.832.409,76

Fonte: Autor (2016).

4.3.2 Custo

Na figura 36, foi feita uma comparação entre os custos dos diferentes modelos estruturais.

Figura 36 - Comparativo de custo (R\$) dos modelos Estruturais.



Fonte: Autor (2016).

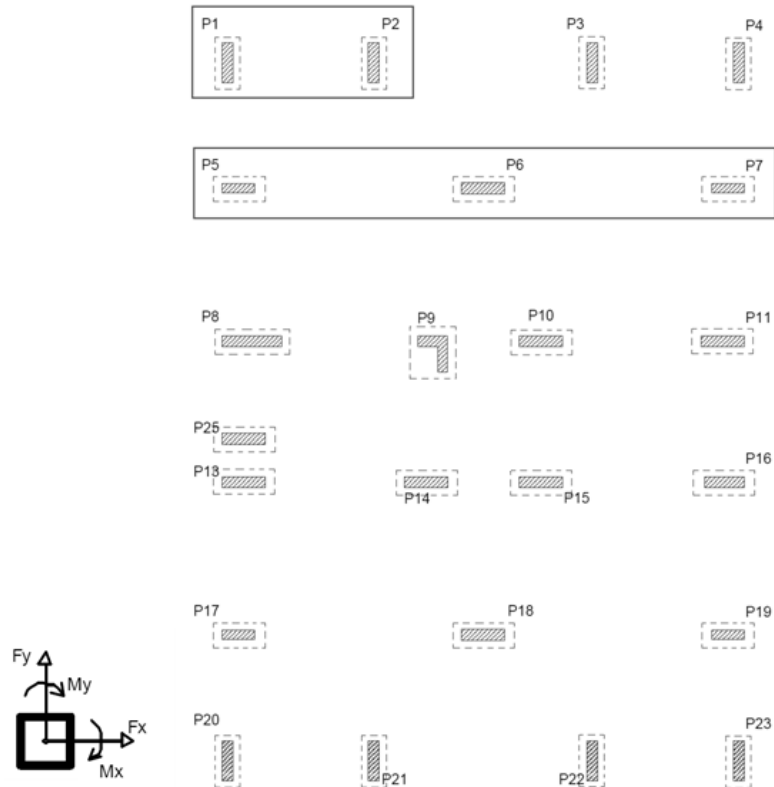
Ao comparar os custos dos modelos estruturais conforme figura 36, observa-se uma economia de R\$ 203.155,55 ao aderir o modelo estrutural com pórticos de contraventamento e pilares-parede em relação ao outro modelo estrutural com pórticos de contraventamento, pilares-parede e núcleo rígido.

4.4 COMPARAÇÕES DOS ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO

Através do software Eberick foi gerado a planta de cargas, mostrando os resultados dos esforços. Onde $N(tf)$ é o esforço axial de compressão, M_x (Kgf.m) é o momento fletor na base do pilar paralelo à dimensão H, M_y (Kgf.m) é o momento fletor na base do pilar paralelo à dimensão B, F_x (tf) é o esforço cortante na base do pilar paralelo à dimensão H, F_y (tf) é o esforço cortante na base do pilar paralelo à dimensão B.

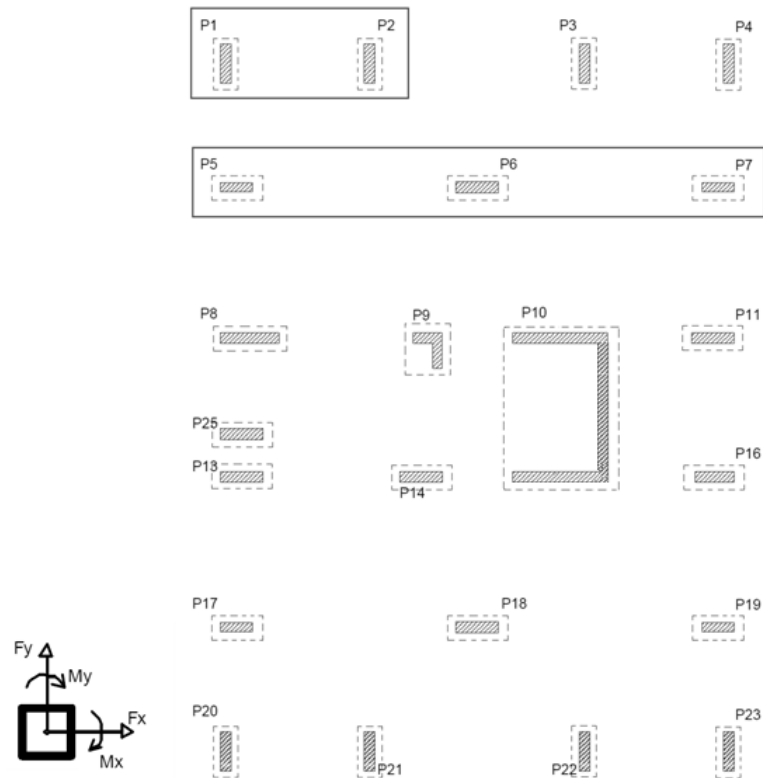
Assim, foi realizada uma comparação entre os esforços axiais de compressão e os momentos fletores em “x” e “y” na base dos pilares 1, 2, 5, 6 e 7, levando em consideração onde houve alteração dos pilares para pilares-parede e pórticos de contraventamento conforme figuras 37 e 38.

Figura 37 - Planta com identificação das posições dos pilares no subsolo para os modelos EP e EPP.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016)

Figura 38 - Planta com identificação das posições dos pilares no subsolo para o modelo EPPN.



Fonte: Eberick V8 Gold (2016)

No quadro 7, é possível visualizar os esforços atuantes nas fundações para o modelo estrutural com Pórticos de contraventamento.

Quadro 7 - Esforços atuantes da base do pilar para a fundação no modelo EP.

	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)
P1	417,2	56800	6000	0,7	13
P2	462,6	54900	6300	1	8,5
P5	339,7	3600	38800	8,2	1,7
P6	653,5	4800	78600	9,2	0,4
P7	341,4	4400	39000	8,3	1,9

Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

O quadro 8, apresenta os esforços atuantes nas fundações para o modelo estrutural com Pórticos de contraventamento e Pilares-parede.

Quadro 8 - Esforços atuantes da base do pilar para a fundação no modelo EPP.

	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)
P1	415,7	63000	4200	0,5	13,3
P2	466,1	62200	4500	0,7	9,1
P5	332,2	3000	39300	8,4	1,4
P6	647,0	3900	79900	9,6	0,4
P7	335,0	3700	39500	8,5	1,6

Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

No quadro 9, são apresentados os esforços atuantes nas fundações para o modelo estrutural com Pórticos de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido.

Quadro 9 - Esforços atuantes da base do pilar para a fundação no modelo EPPN.

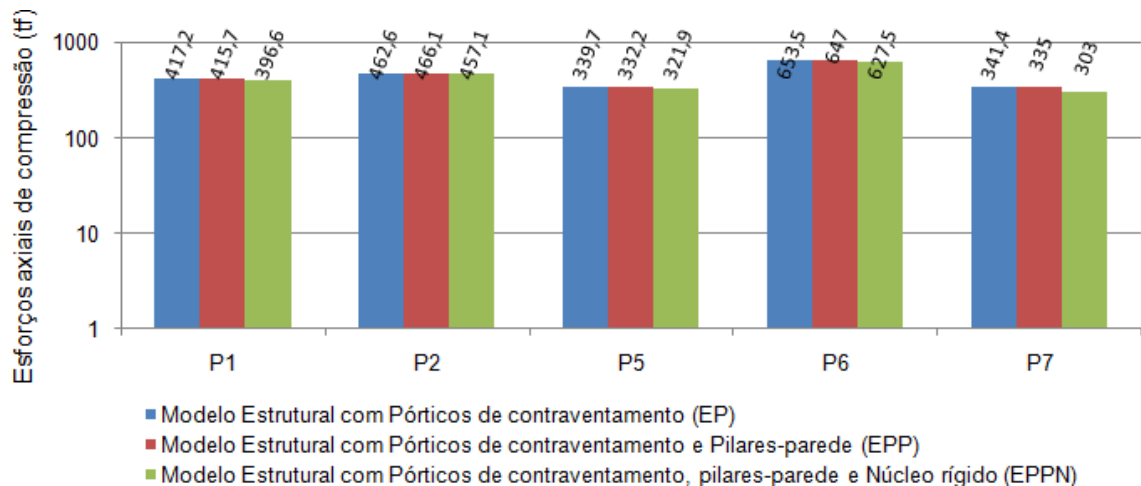
	N (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)
P1	396,6	45100	2200	0,3	9,5
P2	457,1	31300	2400	0,5	4,8
P5	321,9	2100	19400	4,2	1
P6	627,5	1700	37900	4	0,3
P7	303,0	600	17300	3,9	0,3

Fonte: Eberick V8 Gold (2016).

Pela estrutura trabalhar em conjunto, ao comparar os diferentes modelos estruturais foi perceptível que nos esforços atuantes tiveram algumas variações, onde quanto maior a rigidez da estrutura, menores foram os esforços gerados na base do pilar, principalmente com acréscimo do núcleo rígido.

Na figura 39, é apresentada a comparação dos esforços axiais de compressão entre os três modelos estruturais, onde podem ser observadas as mudanças dos esforços dos diferentes modelos estruturais adotados. Sendo perceptível que quanto mais rígida a estrutura, menores foram os esforços axiais de compressão.

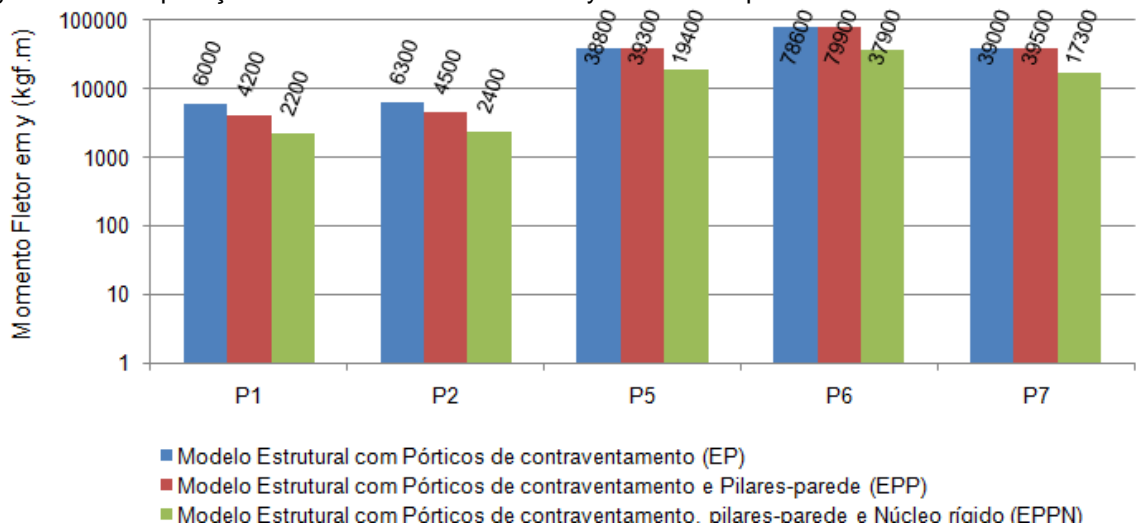
Figura 39 - Comparação dos esforços axiais de compressão na base dos pilares.



Fonte: Autor (2016).

Na figura 40, são apresentados os valores calculados pelo software Eberick dos momentos fletores na direção y.

Figura 40 - Comparação dos momentos fletores em y na base do pilar.



Fonte: Autor (2016).

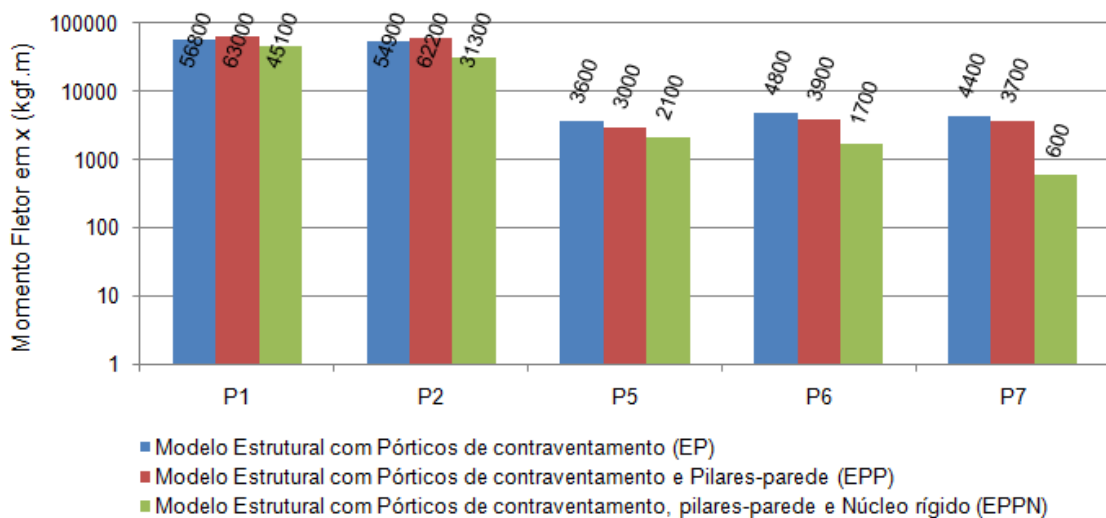
Na figura acima é visível a variação dos momentos fletores em “y”, ao modificar a seção dos pilares P1 e P2 que formam um dos pórticos de contraventamento secundário, para pilares-parede, os momentos fletores em “y” encontrados na base do pilar diminuem de acordo com o aumento da rigidez do

elemento estrutural na direção “y”, ficando aproximadamente 42,85% menor na base do pilar-parede P1 e 40,00% menor na base do pilar-parede P2, quando comparados os modelos EP e o EPP.

Os momentos em “y” na base dos pilares P5, P6 e P7 que formam um dos pórticos de contraventamento principal, também são acometidos com a variação dos momentos fletores em “y”, no primeiro instante com a adoção dos pilares-parede no modelo EPP, eles tem um aumento gradativo, porém com a implantação do núcleo rígido (base do pilar P10) se tem um aumento da rigidez tanto para a direção “y” quanto para a direção “x”, reduzindo assim os momentos fletores em ambas as direções, pois o núcleo rígido alivia os esforços atuantes, principalmente dos pilares mais próximos a ele.

A figura 41 exibe os valores calculados pelo software Eberick dos momentos fletores na direção x.

Figura 41 - Comparação dos momentos fletores em x na base do pilar.



Fonte: Autor (2016).

Na figura 41, também é notória a mudança dos momentos fletores na direção “x”, onde com a transformação dos pilares P1 e P2 para pilares-parede, apenas a rigidez na direção “y” foi favorecida; tendo sido reduzida a seção do pilar de 30x110cm para 25x130cm para que assim passassem a serem pilares-parede; com isso houve o aumento do momento fletor na direção “x”, 10,80% na base do pilar P1 e 13,30% na base do pilar P2. Assim sendo, também com a implantação do núcleo rígido (base do pilar P10) se têm um aumento da rigidez para a direção “x”, reduzindo assim os momentos fletores em ambas as direções, pois o núcleo rígido alivia os esforços atuantes, principalmente dos pilares mais próximos a ele.

5 CONCLUSÃO

Uma edificação requer o emprego de diferentes tipos de peças estruturais adequadamente combinadas para a formação de um conjunto resistente. Assim, o presente trabalho buscou combinar diferentes sistemas de contraventamento, chegando a resultados satisfatórios, onde o modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento, Pilares-parede e Núcleo rígido (EPPN) teve um melhor comportamento no quesito rigidez, mas por conta da grande área da seção teve um quantitativo elevado de materiais, aumentando o custo do modelo EPPN.

Como o trabalho visa analisar qual dos modelos estruturais adotados possui maior rigidez, segurança e economia, toma-se como base que para todas as comparações entre os modelos estruturais apresentadas no decorrer do trabalho, é perceptível que o modelo Estrutural com Pórticos de contraventamento e Pilares-parede foi bastante eficaz, atendendo de modo satisfatório ao problema proposto, tendo um menor custo, economia de R\$ 203.155,55 quando se comparado ao modelo EPPN, segurança e rigidez dentro dos limites aceitáveis conforme o coeficiente γ_z indica para a estabilidade global, dentro do intervalo 1,10 a 1,30.

Observando-se quanto aos esforços exercidos nas bases dos pilares, estes mostram que com a adoção do elemento estrutural Núcleo rígido, resultou no alívio dos esforços nos outros pilares do conjunto estrutural, principalmente nos pilares mais próximos ao Núcleo rígido.

Contudo, para a construção de um edifício, deve-se levar em consideração a análise de diferentes sistemas de contraventamento, para assim fazer a escolha mais adequada para cada caso, evitando problemas futuros, como o colapso da estrutura e gastos excessivos.

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para aprimoramento dos trabalhos de conclusão de curso indicam-se:

- Fazer uma estimativa de desvio padrão do eberick, onde ao gerar o relatório dos consumos de materiais, calcular qual o desvio de erro do software;
- Comparar os esforços gerados nas vigas da cobertura com as vigas do térreo, por conta das ações horizontais serem predominantes principalmente na parte superior da edificação;
- Dobrar o número de pavimentos do presente trabalho, para analisar se o modelo EPP continuará viável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Altoqi. **Sistemas de contraventamento através de pórticos e pilares-parede.** 2016. Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/content/406/684/pt-br/compara%C3%A7%C3%A3o-entre-os-sistemas-de-contraventamento-atraves-de-p%C3%B3rticos-e-pilares_parede.html> Acesso em: 25 de abril 2016.

AltoQi. **Sobre O Altoqi EberickV9.** 2015. Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br/software/projeto-estrutural/eberick-v9>> Acesso em: 02 out. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Carga para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, 1980, 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988. 66p.

ARAÚJO, José Milton de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado.** Rio Grande: Dunas, 2014. 3.ed.

BASTOS, André Mendes Calazans Quito. **Análise do Efeito da Deslocabilidade Lateral em Edifício de Andares Múltiplos em Estrutura Mista de Aço e Concreto.** Rio de Janeiro: UFRJ. Escola Politécnica, 2014.

Caixa. **SINAPI.** 2015. Disponível em: <<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>> Acesso em: 11 de Nov. 2015.

CASTRO NETO, J. J. **A estabilidade nos edifícios de múltiplos pavimentos com a adoção de núcleos rígidos.** 2015. Monografia de Conclusão do Curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP/ULBRA. Palmas - TO.

CHAGAS, D. P. **Análise comparativa entre modelos estruturais para edifícios de concreto armado.** 2012. 71p. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, UTFPR, Curitiba.

Conexão Tocantins (Palmas). **Segundo IBGE Palmas é a capital com maior crescimento geométrico; Brasil bate 202 milhões de habitantes.** 2014. Disponível em: <<http://conexaoto.com.br/2014/08/28/segundo-ibge-palmas-e-a-capital-com-maior-crescimento-geometrico-brasil-bate-202-milhoes-de-habitantes>>. Acesso em: 29 set. 2015.

CORELHANO, Angelo Giovanni Bonfim. **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado.** São Carlos, 2010. 171 p.

Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

COSTA, Cristiane Barbosa. **Considerações sobre alguns modelos clássicos para análise estrutural de edifícios de andares múltiplos sujeitos à ação de forças laterais.** Belo Horizonte, 2003. 170 p. Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

CUNHA, Luciano Almeida; ARAÚJO JÚNIOR, Roldão Pimentel de. A influência de sistemas de contraventamento na determinação do gama-z como parâmetro de rigidez global de edifícios em concreto armado. **Sodebras: SOLUÇÕES PARA O DESENVOLVIMENTO DO PAÍS.** Salvador, v. 10, n. 116, p.12-17, maio 2015.

FEC. **Aços.** Disponível em: http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/AU405_2007/acos.pdf Acesso em: 10 nov. 2015.

FERNANDES, R. D. **Análise de tipos de apoio na fundação na avaliação do comportamento global de estrutura de edifícios em concreto armado.** 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil). Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO.

FONTES, Fernando Fernandes et al. ANÁLISE DE UM EDIFÍCIO POR VÁRIOS MODELOS ESTRUTURAIS. **Anais do Vi Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto,** São Paulo, v. 0, n. 85-86686-36-0, p.233-250, abr. 2006. Anual.

Gerdau. **Aço para construção.** 2015. Disponível em: <file:///C:/Users/Usuario/Downloads/Cat%C3%A1logo%20A%C3%A7o%20para%20Constru%C3%A7%C3%A3o%20Civil.pdf> Acesso em: 10 nov. 2015.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado:** cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 1ª edição. São Paulo, SP: Editora Pini, 2007.

MARTINS, Carlos Humberto. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes.** 252 p. 2001. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

PEREIRA, G. S. **Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado.** São Carlos, 1997. 97 p. Dissertação de mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PEREIRA, R.S. **Análise da influência dos pilares nos pórticos de contraventamento em estruturas de edifícios em concreto armado.** Palmas, 2015. 64 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil). Centro Universitário Luterano de Palmas / Universidade Luterana do Brasil.

PIANCA, João Baptista et al. **Manual do engenheiro: construção civil, efeitos do vento em construções civis, teoria de cálculo das lajes.** Porto Alegre: Globo, 1975. 7 v.

PINI. **Agressividade ambiental.** 2011. Disponível em: <<http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/45/cobrimento-de-armaduras-espessura-de-camada-de-concreto-sobre-250451-1.aspx>> Acesso em: 02 out. 2015.

RIBEIRO, J. F. **Estabilidade global em Edifícios:** análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto. 2010. 81 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SANTOS, T. J. **Edifícios de múltiplos pavimentos estruturados em concreto, aço e elementos mistos de aço e concreto: análise comparativa.** São Carlos. 122p. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Federal de São Carlos, 2010.

SOUZA, W. S. **Estudo Comparativo de Custo de Concreto, Forma e Aço Entre Lajes Maçicas e Treliçadas Analisando Esforços na Fundação.** 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil). Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO.

ANEXOS

RESUMO DE MATERIAIS (MOLDADOS IN LOCO) – MODELO EP

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
Tampa RS	Vigas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Pilares	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	1136.3	8.4	115.3	136.1	
	Total	1136.3	8.4	115.3	136.1	0.0
Fundo RS	Vigas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Pilares	201.4	3.7	32.1	54.2	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	201.4	3.7	32.1	54.2	0.0
Cobertura	Vigas	909.7	13.2	205.9	69.2	
	Pilares	1395.9	22.7	195.0	61.5	
	Lajes	379.7	18.4	0.0	20.6	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	2685.3	54.2	400.9	49.5	0.0
Tipo 24	Vigas	1488.0	17.5	240.5	85.3	
	Pilares	1406.7	22.7	195.0	62.0	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	80.1	1.7	14.0	48.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3405.1	67.7	449.5	50.3	0.0
Tipo 23	Vigas	1542.2	17.5	240.5	88.4	
	Pilares	1404.2	22.7	195.0	61.9	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3458.5	67.7	449.5	51.1	0.0
Tipo 22	Vigas	1560.0	17.5	240.5	89.4	
	Pilares	1404.2	22.7	195.0	61.9	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3476.4	67.7	449.5	51.4	0.0
Tipo 21	Vigas	1682.4	17.5	240.5	96.4	
	Pilares	1396.7	22.7	195.0	61.6	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3591.3	67.7	449.5	53.1	0.0
Tipo 20	Vigas	1734.4	17.5	240.5	99.4	
	Pilares	1396.7	22.7	195.0	61.6	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3643.3	67.7	449.5	53.8	0.0
Tipo 19	Vigas	1817.5	17.5	240.5	104.1	
	Pilares	1396.7	22.7	195.0	61.6	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3726.4	67.7	449.5	55.1	0.0
	Tipo 18	Vigas	1949.1	17.5	240.5	111.7
Pilares		1396.7	22.7	195.0	61.6	
Lajes		430.4	25.9	0.0	16.6	
Escadas		81.8	1.7	14.0	49.3	
Fundações		0.0	0.0	0.0	0.0	
Reservatórios		0.0	0.0	0.0	0.0	
Muros		0.0	0.0	0.0	0.0	
Total		3857.9	67.7	449.5	57.0	0.0
Tipo 17	Vigas	2043.7	17.5	240.5	117.1	
	Pilares	1396.7	22.7	195.0	61.6	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3952.5	67.7	449.5	58.4	0.0
Tipo 16	Vigas	2146.6	17.5	240.5	123.0	
	Pilares	1396.7	22.7	195.0	61.6	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4055.5	67.7	449.5	59.9	0.0
Tipo 15	Vigas	2247.2	17.5	240.5	128.8	
	Pilares	1396.7	22.7	195.0	61.6	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4156.1	67.7	449.5	61.4	0.0
Tipo 14	Vigas	2383.2	17.5	240.5	136.6	
	Pilares	1396.7	22.7	195.0	61.6	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4292.1	67.7	449.5	63.4	0.0
Tipo 13	Vigas	2495.5	17.5	240.5	143.0	
	Pilares	1396.7	22.7	195.0	61.6	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4404.3	67.7	449.5	65.1	0.0
Tipo 12	Vigas	2602.6	17.5	240.5	149.1	
	Pilares	1412.0	22.7	195.0	62.2	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4526.7	67.7	449.5	66.9	0.0
Tipo 11	Vigas	2290.9	15.7	219.9	146.3	
	Pilares	1420.8	22.7	195.0	62.6	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4223.9	65.9	428.9	64.1	0.0
Tipo 10	Vigas	2419.0	15.7	219.9	154.4	
	Pilares	1461.7	22.7	195.0	64.4	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4392.8	65.9	428.9	66.7	0.0
Tipo 9	Vigas	2503.9	15.7	219.9	159.8	
	Pilares	1479.8	22.7	195.0	65.2	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4495.9	65.9	428.9	68.2	0.0
Tipo 8	Vigas	2117.4	14.4	200.8	147.3	
	Pilares	1521.6	22.7	195.0	67.1	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4151.2	64.6	409.8	64.3	0.0
Tipo 7	Vigas	2183.5	14.4	200.8	151.9	
	Pilares	1603.6	22.7	195.0	70.7	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4299.3	64.6	409.8	66.6	0.0
Tipo 6	Vigas	2124.8	13.7	194.6	154.8	
	Pilares	1768.8	22.7	195.0	78.0	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4405.8	63.9	403.6	68.9	0.0
Tipo 5	Vigas	2158.4	13.7	194.6	157.2	
	Pilares	1839.7	22.7	195.0	81.1	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4510.2	63.9	403.6	70.5	0.0
Tipo 4	Vigas	2172.4	13.7	194.6	158.3	
	Pilares	2092.2	22.7	195.0	92.2	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4776.8	63.9	403.6	74.7	0.0
Tipo 3	Vigas	2170.9	13.7	194.6	158.1	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Pilares	2225.3	22.7	195.0	98.1	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4908.4	63.9	403.6	76.8	0.0
Tipo 2	Vigas	2118.3	13.7	194.6	154.3	
	Pilares	2480.9	22.7	195.0	109.4	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total	5111.4	63.9	403.6	79.9	0.0	
Tipo 1	Vigas	2021.8	13.7	194.6	147.3	
	Pilares	2974.6	22.7	195.0	131.1	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total	5508.5	63.9	403.6	86.1	0.0	
Terreo	Vigas	2426.7	15.7	219.9	154.9	
	Pilares	3407.9	22.7	195.0	150.2	
	Lajes	430.4	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.7	1.7	14.0	49.3	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total	6346.7	65.9	428.9	96.3	0.0	
Subsolo	Vigas	1388.3	12.6	198.0	110.6	
	Pilares	4743.4	17.3	148.1	273.9	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	23366.5	877.6	835.4	26.6	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total	29498.1	907.5	1181.5	32.5	0.0	

Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)							
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Muros	Total
CA50	6.3	3349.1	94.7	216.9	663.9	1140.5	209.0		5674.1
CA50	8.0	3452.8		8163.8	27.7	1185.9	370.6		13200.8
CA50	10.0	6617.2	14568.4		1364.6	1317.9	226.1		24094.2
CA50	12.5	9596.9	13387.4	1395.6		9409.5	129.8		33919.2
CA50	16.0	13866.0	4652.0			7024.9	46.5		25589.4
CA50	20.0	12377.8	2618.0						14995.9
CA60	5.0	5438.7	13494.5	1362.9		3288.0	154.5		23738.6

Peso total + 10% (kg)	CA50	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Muro	Total	
		CA60	5438.7	13494.5	1362.9		3287.6	154.4		23738.6
		Total	54698.5	48814.9	11139.2	2056.2	23366.5	1136.3		141212.0
Volume concreto (m³)	C-35	426.4	610.9	665.2	41.5	877.6	8.4		2629.9	
Área de forma (m²)		5979.2	5250.1		350.0	835.4	115.3		12529.9	
Consumo de aço (kgf/m³)		128.3	79.9	16.7	49.3	26.6	136.1		53.7	

RESUMO DE MATERIAIS (MOLDADOS IN LOCO) – MODELO EPP

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
Tampa RS	Vigas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Pilares	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	1108.6	8.4	115.3	132.8	
	Total	1108.6	8.4	115.3	132.8	0.0
Fundo RS	Vigas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Pilares	209.6	3.9	33.3	54.4	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	209.6	3.9	33.3	54.4	0.0
Cobertura	Vigas	891.5	13.1	205.6	67.9	
	Pilares	1333.4	22.7	203.3	58.7	
	Lajes	378.4	18.4	0.0	20.6	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	2603.4	54.2	408.8	48.0	0.0
Tipo 24	Vigas	1469.5	17.4	240.1	84.4	
	Pilares	1387.4	22.7	203.3	61.1	
	Lajes	430.6	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	80.1	1.7	14.0	48.1	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3367.5	67.7	457.3	49.8	0.0
Tipo 23	Vigas	1537.0	17.4	240.1	88.3	
	Pilares	1385.0	22.7	203.3	61.0	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3434.0	67.7	457.3	50.7	0.0
Tipo 22	Vigas	1541.6	17.4	240.1	88.5	
	Pilares	1385.0	22.7	203.3	61.0	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3439.2	67.7	457.3	50.8	0.0
Tipo 21	Vigas	1624.6	17.4	240.1	93.3	
	Pilares	1377.4	22.7	203.3	60.6	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3514.2	67.7	457.3	51.9	0.0
Tipo 20	Vigas	1720.0	17.4	240.1	98.8	
	Pilares	1377.4	22.7	203.3	60.6	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3609.5	67.7	457.3	53.3	0.0
Tipo 19	Vigas	1815.6	17.4	240.1	104.3	
	Pilares	1377.4	22.7	203.3	60.6	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3705.1	67.7	457.3	54.8	0.0
	Tipo 18	Vigas	1937.3	17.4	240.1	111.3
Pilares		1377.4	22.7	203.3	60.6	
Lajes		430.3	25.9	0.0	16.6	
Escadas		82.4	1.7	14.0	49.6	
Fundações		0.0	0.0	0.0	0.0	
Reservatórios		0.0	0.0	0.0	0.0	
Muros		0.0	0.0	0.0	0.0	
Total		3827.5	67.7	457.3	56.6	0.0
Tipo 17	Vigas	2027.6	17.4	240.1	116.5	
	Pilares	1377.4	22.7	203.3	60.6	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3917.1	67.7	457.3	57.9	0.0
Tipo 16	Vigas	2136.8	17.4	240.1	122.7	
	Pilares	1377.4	22.7	203.3	60.6	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4026.3	67.7	457.3	59.5	0.0
Tipo 15	Vigas	2207.6	17.4	240.1	126.8	
	Pilares	1377.4	22.7	203.3	60.6	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4097.1	67.7	457.3	60.5	0.0
Tipo 14	Vigas	2358.9	17.4	240.1	135.5	
	Pilares	1377.4	22.7	203.3	60.6	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4249.0	67.7	457.3	62.8	0.0
Tipo 13	Vigas	2505.4	17.4	240.1	143.9	
	Pilares	1377.4	22.7	203.3	60.6	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4395.0	67.7	457.3	64.9	0.0
Tipo 12	Vigas	2582.7	17.4	240.1	148.4	
	Pilares	1371.8	22.7	203.3	60.4	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4466.6	67.7	457.3	66.0	0.0
Tipo 11	Vigas	2215.6	15.6	219.4	141.8	
	Pilares	1392.7	22.7	203.3	61.3	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4120.4	65.9	436.7	62.5	0.0
Tipo 10	Vigas	2343.2	15.6	219.4	150.0	
	Pilares	1415.6	22.7	203.3	62.3	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4271.5	65.9	436.7	64.8	0.0
Tipo 9	Vigas	2452.6	15.6	219.4	157.0	
	Pilares	1446.8	22.7	203.3	63.7	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4411.5	65.9	436.7	67.0	0.0
Tipo 8	Vigas	2063.7	14.3	200.3	144.0	
	Pilares	1497.5	22.7	203.3	65.9	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4073.3	64.6	417.6	63.1	0.0
Tipo 7	Vigas	2146.8	14.3	200.3	149.8	
	Pilares	1555.8	22.7	203.3	68.5	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4214.6	64.6	417.6	65.2	0.0
Tipo 6	Vigas	2197.7	14.3	200.3	153.3	
	Pilares	1734.2	22.7	203.3	76.3	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4444.6	64.6	417.6	68.8	0.0
Tipo 5	Vigas	2121.5	13.7	194.4	154.7	
	Pilares	1848.7	22.7	203.3	81.4	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4482.3	64.0	411.7	70.1	0.0

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
Tipo 4	Vigas	2120.9	13.7	194.4	154.6	
	Pilares	2066.2	22.7	203.3	91.0	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4699.2	64.0	411.7	73.4	0.0
Tipo 3	Vigas	2092.1	13.7	194.4	152.5	
	Pilares	2250.9	22.7	203.3	99.1	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4855.1	64.0	411.7	75.9	0.0
Tipo 2	Vigas	2052.8	13.7	194.4	149.6	
	Pilares	2507.0	22.7	203.3	110.4	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5072.5	64.0	411.7	79.3	0.0
Tipo 1	Vigas	1971.5	13.7	194.4	143.7	
	Pilares	3214.0	22.7	203.3	141.5	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5697.6	64.0	411.7	89.1	0.0
Terreo	Vigas	2360.7	15.6	219.4	151.1	
	Pilares	4036.8	22.7	203.3	177.7	
	Lajes	430.3	25.9	0.0	16.6	
	Escadas	81.7	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	6909.6	65.9	436.7	104.9	0.0
Subsolo	Vigas	1290.7	12.5	197.6	103.0	
	Pilares	5040.6	16.6	148.3	303.7	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	22521.9	831.0	814.8	27.1	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	28853.2	860.2	1160.7	33.5	0.0

Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)							
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Muros	Total
CA50	6.3	3348.9	642.8	216.9	667.5	1112.4	168.7		6157.1
CA50	8.0	3699.9	549.7	8163.8	18.0	1343.8	448.7		14223.9
CA50	10.0	6767.0	15712.5		1361.0	931.8	293.9		25066.2
CA50	12.5	9447.3	12674.7	1395.6		5430.7	15.4		28963.7
CA50	16.0	13367.2	5352.9			10490.2	27.6		29237.9
CA50	20.0	11731.3	1730.4						13461.7
CA60	5.0	5424.1	12812.8	1360.4		3213.0	154.4		22964.8

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Muro	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	48361.6	36663.0	9776.3	2046.5	19308.9	954.3		117110.6
	CA60	5424.1	12812.8	1360.4		3213.0	154.4		22964.8

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Muro	Total
	Total	53785.7	49475.9	11136.7	2046.5	22521.9	1108.6		140075.4
Volume concreto (m³)	C-35	426.1	611.0	665.5	41.6	831.0	8.4		2583.6
Área de forma (m²)		5974.5	5466.2		350.6	814.8	115.3		12721.3
Consumo de aço (kgf/m³)		126.2	81.0	16.7	49.2	27.1	132.8		54.2

RESUMO DE MATERIAIS (MOLDADOS IN LOCO) – MODELO EPPN

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
Tampa RS	Vigas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Pilares	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	1413.5	8.4	115.3	169.3	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	1413.5	8.4	115.3	169.3	0.0
Fundo RS	Vigas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Pilares	209.6	3.9	33.3	54.4	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	209.6	3.9	33.3	54.4	0.0
Cobertura	Vigas	931.0	12.6	197.9	73.6	
	Pilares	1803.2	29.2	239.8	61.8	
	Lajes	379.8	18.5	0.0	20.6	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3114.0	60.3	437.7	51.7	0.0
Tipo 24	Vigas	1577.8	17.2	237.0	91.6	
	Pilares	1830.2	29.2	239.8	62.7	
	Lajes	442.0	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	80.1	1.7	14.0	48.1	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3930.0	73.4	490.9	53.6	0.0
Tipo 23	Vigas	1586.5	17.2	237.0	92.1	
	Pilares	1792.7	29.2	239.8	61.4	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3903.3	73.4	490.9	53.2	0.0
Tipo 22	Vigas	1631.9	17.2	237.0	94.7	
	Pilares	1787.2	29.2	239.8	61.3	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3943.2	73.4	490.9	53.7	0.0
Tipo 21	Vigas	1642.4	17.2	237.0	95.3	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Pilares	1783.5	29.2	239.8	61.1	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3949.4	73.4	490.9	53.8	0.0
Tipo 20	Vigas	1688.0	17.2	237.0	98.0	
	Pilares	1776.0	29.2	239.8	60.9	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total	3987.5	73.4	490.9	54.3	0.0	
Tipo 19	Vigas	1767.4	17.2	237.0	102.6	
	Pilares	1776.0	29.2	239.8	60.9	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total	4067.5	73.4	490.9	55.4	0.0	
Tipo 18	Vigas	1811.2	17.2	237.0	105.1	
	Pilares	1776.0	29.2	239.8	60.9	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total	4111.3	73.4	490.9	56.0	0.0	
Tipo 17	Vigas	1887.7	17.2	237.0	109.6	
	Pilares	1776.0	29.2	239.8	60.9	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total	4187.2	73.4	490.9	57.1	0.0	
Tipo 16	Vigas	1968.5	17.2	237.0	114.3	
	Pilares	1776.0	29.2	239.8	60.9	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total	4268.0	73.4	490.9	58.2	0.0	
Tipo 15	Vigas	1991.5	17.2	237.0	115.6	
	Pilares	1783.5	29.2	239.8	61.1	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
Total	4299.1	73.4	490.9	58.6	0.0	
Tipo 14	Vigas	2083.2	17.2	237.0	120.9	
	Pilares	1783.5	29.2	239.8	61.1	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Total	4390.8	73.4	490.9	59.8	0.0
Tipo 13	Vigas	2119.0	17.2	237.0	123.0	
	Pilares	1783.5	29.2	239.8	61.1	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4426.0	73.4	490.9	60.3	0.0
Tipo 12	Vigas	2202.6	17.2	237.0	127.9	
	Pilares	1783.5	29.2	239.8	61.1	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4509.6	73.4	490.9	61.5	0.0
Tipo 11	Vigas	2234.0	17.2	237.0	129.7	
	Pilares	1798.8	29.2	239.8	61.7	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4556.9	73.4	490.9	62.1	0.0
Tipo 10	Vigas	2324.9	17.2	237.0	135.0	
	Pilares	1812.2	29.2	239.8	62.1	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4661.2	73.4	490.9	63.5	0.0
Tipo 9	Vigas	2361.0	17.2	237.0	137.1	
	Pilares	1829.4	29.2	239.8	62.7	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4713.9	73.4	490.9	64.2	0.0
Tipo 8	Vigas	1896.7	15.4	216.4	122.9	
	Pilares	1803.5	29.2	239.8	61.8	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4223.7	71.6	470.2	59.0	0.0
Tipo 7	Vigas	1911.3	15.4	216.4	123.8	
	Pilares	1899.9	29.2	239.8	65.1	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4335.3	71.6	470.2	60.6	0.0
Tipo 6	Vigas	1490.4	14.2	197.2	105.3	
	Pilares	1936.8	29.2	239.8	66.4	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)	Peso treliças (kg)
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3951.3	70.3	451.1	56.2	0.0
Tipo 5	Vigas	1453.7	14.2	197.2	102.7	
	Pilares	1971.3	29.2	239.8	67.6	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	3948.5	70.3	451.1	56.2	0.0
Tipo 4	Vigas	1441.7	14.2	197.2	101.9	
	Pilares	2069.0	29.2	239.8	70.9	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4034.2	70.3	451.1	57.4	0.0
Tipo 3	Vigas	1394.6	14.2	197.2	98.6	
	Pilares	2245.3	29.2	239.8	77.0	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4164.0	70.3	451.1	59.2	0.0
Tipo 2	Vigas	1765.6	15.4	216.4	114.4	
	Pilares	2440.2	29.2	239.8	83.6	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	82.4	1.7	14.0	49.6	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4729.9	71.6	470.2	66.1	0.0
Tipo 1	Vigas	1713.6	15.4	216.4	111.0	
	Pilares	2703.9	29.2	239.8	92.7	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.8	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	4941.0	71.6	470.2	69.0	0.0
Terreo	Vigas	1821.3	17.2	237.0	105.7	
	Pilares	3216.7	29.2	239.8	110.3	
	Lajes	441.7	25.3	0.0	17.5	
	Escadas	81.7	1.7	14.0	49.2	
	Fundações	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	5561.4	73.4	490.9	75.8	0.0
Subsolo	Vigas	870.1	12.4	194.6	70.4	
	Pilares	5418.7	32.0	233.7	169.6	
	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Escadas	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Fundações	34382.5	1040.3	756.1	33.1	
	Reservatórios	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Muros	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	40671.3	1084.6	1184.4	37.5	0.0

Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)							
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Muros	Total

Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)							
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Muros	Total
CA50	6.3	3611.2	1742.8	216.9	671.1	219.9	100.4		6562.3
CA50	8.0	4650.8		8111.8	18.0	1914.4	685.2		15380.2
CA50	10.0	6429.2	13903.0	503.9	1361.0	2924.8	265.4		25387.3
CA50	12.5	8273.5	8909.7	1395.6		11512.9	251.4		30343.2
CA50	16.0	11979.4	12090.7			13953.6	46.5		38070.2
CA50	20.0	7295.2	1721.0						9016.2
CA50	25.0		2176.5						2176.5
CA60	5.0	5328.1	15822.8	1194.3		3856.9	64.6		26266.6

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Reservatórios	Muro	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	42239.3	40543.7	10228.2	2050.1	30525.6	1348.9		126935.9
	CA60	5328.1	15822.8	1194.3		3856.9	64.6		26266.6
	Total	47567.4	56366.5	11422.5	2050.1	34382.5	1413.5		153202.6
Volume concreto (m ³)	C-35	436.2	794.4	651.2	41.6	1040.3	8.4		2972.0
Área de forma (m ²)		6075.9	6502.7		350.6	756.1	115.3		13800.6
Consumo de aço (kgf/m ³)		109.1	71.0	17.5	49.3	33.1	169.3		51.5