

ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM E ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO

Délcio Mueller¹

Givanildo Martins Quadros²

Submetido em 09-06-2018

Aprovado em 05-09-2018

Revista Infinity

Revista dos Cursos de Arquitetura e Urbanismo, Engenharia Civil e Engenharia de Produção.

Uceff – Campus Itapiranga

Vol. 3, nº 1, 2018

ISSN 2525-3204

¹ Graduado em Engenharia Civil pela Uceff Itapiranga. Email: delciomueller@hotmail.com

² Mestre em Políticas Sociais e Dinâmicas Regionais pela Unochapecó. Docente dos Cursos de Engenharia Civil e Arquitetura e Urbanismo da Uceff Itapiranga. Email: givanildo@uceff.edu.br

Resumo

A análise do comportamento global de edifícios esbeltos é indispensável para um bom projeto de estruturas. Existem vários sistemas computacionais voltados à engenharia estrutural, e para quem está iniciando os estudos o entendimento e a análise destes sistemas é de difícil compreensão. Diante disso, neste estudo foram analisados os efeitos do deslocamento e da estabilidade estrutural, utilizando-se o processo P-Delta e Gama-z. Como referência de análise foi utilizado um edifício, onde foram distribuídos e posicionados os elementos estruturais em sete situações diferentes, mantendo a arquitetura da edificação. Os resultados foram obtidos pelo sistema computacional, utilizando como ferramenta o software AltoQi Eberick®.

Palavras-Chave: Concreto Armado, Análise Estrutural, P-Delta, Gama-z, Edifício.

Abstract

The analysis of the global behavior of slender buildings is essential to a good project. There are several computer systems aimed at structural engineering, and for anyone who is starting their studies the understanding and analysis of these systems is difficult to understand. Therefore, in this study we analyzed the effects of displacement and structural stability, using the process P-Delta and gamma-z. Analysis was used as a reference a building, where they were distributed and positioned the structural elements in seven different situations while maintaining the architecture of the building. The results were obtained by computational system, using as a tool AltoQi Eberick ® software.

Key-words - Armed Concrete, Structural Analysis, P-Delta, Gama-Z, Building.

Introdução

Atualmente, com o avanço da tecnologia, cada vez mais se procura projetar edifícios mais altos e esbeltos, onde os esforços laterais, devido à incidência de ventos e imperfeições geométricas da edificação, geram instabilidade para a estrutura, tornando-se necessária a análise de segunda ordem com o intuito de garantir a estabilidade global da edificação. (MONCAYO, 2011)

A análise das estruturas em concreto armado deve ser efetuada verificando tanto os efeitos locais como o equilíbrio de cada elemento, bem como os efeitos globais, os quais analisam a estrutura em todo o seu conjunto. Caso a estrutura seja avaliada na configuração geométrica inicial, os efeitos podem ser de primeira ordem. Se for feita a análise com a estrutura em sua condição deformada os efeitos serão de segunda ordem. (MONCAYO, 2011)

Os métodos existentes para análise de estruturas, o Gama-z (γ_z) é um processo que analisa e avalia a estabilidade, sendo obtido por meio da aplicação do método não-aproximado para análise não-linear de segunda ordem de elementos isolados. Nele é considerada a deformação devido às ações de primeira ordem, pela multiplicação por um coeficiente γ_z , onde surgem esforços de segunda ordem que provocam novas deformações, sendo possível avaliar a importância dos esforços globais de segunda ordem. (CARVALHO; PINHEIRO, 2013).

Outro método utilizado é o processo P-Delta, que apresenta um procedimento baseado no estudo do equilíbrio da estrutura deformada após a análise de primeira ordem, onde o uso do γ_z seria limitado. (INGLESIA, 2016)

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) a análise e o cálculo estrutural, na engenharia civil, devem garantir a resistência, a estabilidade, a durabilidade e a segurança da edificação, a qual deve ser submetida às combinações de ações mais desfavoráveis, que garante maior de segurança. A verificação da estabilidade global é um quesito importante a ser analisado. Para Moncayo (2011) essa verificação visa garantir que a estrutura atenda ao valor encontrado para o estado limite último de instabilidade.

Para os parâmetros de instabilidade, existem estudos aprofundados de análise, onde Imai, Conter e Demeterko (2011) ressaltam a necessidade de utilizar modelos que

consideram a não-linearidade da estrutura, além da importância da utilização dos mesmos devido à tendência de se construir edifícios mais altos e esbeltos.

Procedimentos metodológicos

Este trabalho foi desenvolvido com base em uma situação real de projeto e trata-se de um edifício de dezessete pavimentos, contendo sala comercial, local de lazer, dois pavimentos de garagem e doze pavimentos Tipo, ilustrada na maquete eletrônica da edificação (Figura 1).

Figura 1: Maquete eletrônica da edificação em estudo



Fonte: Dimensão Engenharia LTDA.

Observando o edifício, percebe-se que os pavimentos tipos da edificação, Figura 2, tornam o edifício esbelto e elevado, ocasionando instabilidade e deslocamento. O projeto arquitetônico gera empecilhos no momento do lançamento da estrutura, levando o trabalho à um nível mais complexo, pois o modelo estrutural precisa estar ajustado ao projeto arquitetônico.

Figura 2 – Planta humanizada do pavimento Tipo



Fonte: Dimensão Engenharia LTDA.

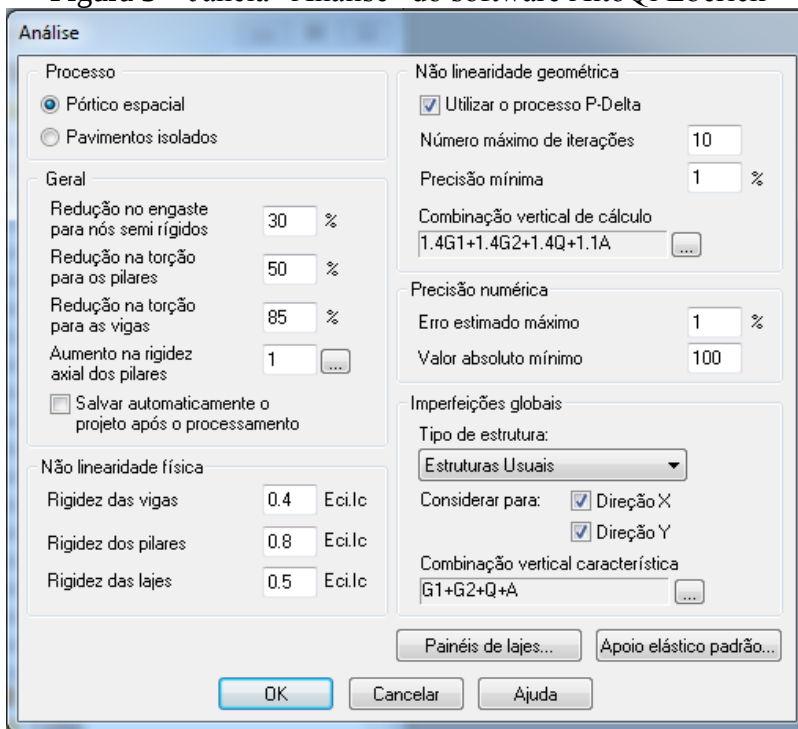
O projeto estrutural é de grande responsabilidade por possuir a principal função de transmitir segurança e estabilidade para uma construção. A realização do projeto se deu por meio do programa AltoQi Eberick®, sendo este um software próprio para cálculos estruturais, com sua interface tendo grande diversidade de recursos, para dimensionamentos e análises da estrutura de uma edificação, baseando-se nas premissas da ABNT 2014.

Configurações do software e Concepção Estrutural

Para fins de análise do projeto deste trabalho, foram adaptados critérios básicos de configurações no Software AltoQi Eberick® para realização da comparação dos modelos numéricos da estrutura.

Na Janela “Análise” utilizou-se o modelo de cálculo na forma de pórtico espacial. Habilitou-se a utilização do processo P-Delta para o número de interações e a precisão mínima para as interações, para todos os exemplos, igual a 10 e 1%, respectivamente. As configurações de não-linearidade física foram baseadas na NBR 6118 (ABNT 2014). Todas as configurações desta janela estão representadas na Figura 3.

Figura 3 – Janela “Análise” do software AltoQi Eberick



Fonte: Próprio Autor.

Para os dados referentes aos materiais da estrutura, no campo “Materiais e Durabilidade”, foram adotadas as características dos mesmos, tais como seu cobrimento e classe de agressividade. Para todos os exemplos foram utilizadas as mesmas configurações, representadas na Figura 4.

Figura 4 – Janela “Materiais e Durabilidade” do software AltoQi Eberick

Materiais e durabilidade

Aplicação
☒ Projeto inteiro
☐ Por pavimento

Pavimento
 Tipo 4
 Tipo 3
 Tipo 2
 Tipo 1
 Lazer
 Garagem 2
 Garagem 1
 Térreo
 Sub-Solo

Avisos
 Todas as informações estão definidas corretamente
 Detalhes...

Geral
 Classe de agressividade: I (fraca)
 Dimensão do agregado: 19 mm
☒ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
☐ Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-50	2 cm	2 cm	2.5 cm	Bitolas...
Pilares	C-50	2 cm	2 cm	4 cm	Bitolas...
Lajes	C-50	2 cm		2.5 cm	Bitolas...
Blocos	C-40			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-30			4.5 cm	Bitolas...

OK Cancelar Ajuda Fluência... Barras... Classes...

Fonte: Próprio Autor.

As ações do vento são dimensionadas pelo Software de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988). Suas configurações são realizadas através da caixa de diálogo “Configurações de Vento” representada na Figura 5.

Figura 5 – Janela “Configurações de Vento” do software AltoQi Eberick

Vento

Velocidade: 40 m/s Mapa...

Aplicação do Vento
☒ Direção X
☒ Direção Y
 Ângulo: 0°
 Forças...

Topografia
☐ Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento (S1 = 1.1)
☐ Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)
☒ Demais casos (S1 = 1.0)

Edificação
 Maior dimensão horizontal ou vertical: Entre 20 e 50 m
 Rugosidade do terreno: Categoria II

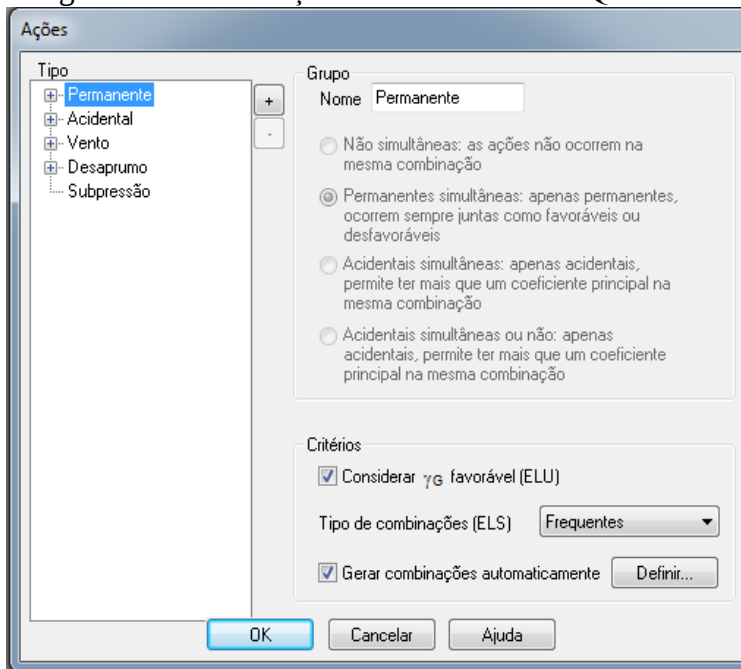
Fator Estatístico S3
☐ Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10
☒ Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00
☐ Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Próprio Autor.

Na janela “Ações”, ilustrada na Figura 6, foram ajustadas as configurações de combinações para os carregamentos.

Figura 6 - Janela “Ações” do software AltoQi Eberick



Fonte: Próprio Autor.

Para as cargas permanentes (G1) o coeficiente de ponderação utilizado foi de 1,3. Nas cargas adicionais (G2) foi de 1,4, e para as demais situações, um fator sem influência. Nas cargas acidentais (Q), utilizou-se o coeficiente de ponderação no valor de 1,4, e seus fatores de combinação ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 iguais a 0,7 e 0,6 e 0,4, respectivamente. O software gera as combinações automaticamente para as situações mais desfavoráveis, utilizando os valores de ponderação e combinação estipulados.

As lajes suportam as cargas permanentes, acidentais e cargas específicas que possam estar sobre elas. As vigas suportam, além de seu peso próprio, as cargas provenientes das lajes ou de outras vigas, e as cargas que estão atuando sobre si. Os pilares sustentam as vigas, seu peso próprio e as ações verticais que atuam sobre a estrutura. Os carregamentos das lajes são distribuídos para as vigas, e estas transmitem seus carregamentos para os pilares. Os carregamentos, por fim, são transmitidos para o solo por meio das fundações.

Para a NBR 6120 (ABNT, 1980), as cargas permanentes são constituídas pelo seu peso próprio e pelo peso dos elementos construtivos atuantes na estrutura, como revestimentos, pisos, enchimentos, paredes e outros. As cargas acidentais são as cargas que podem atuar sobre a edificação levando em consideração o uso dela, tais como móveis, veículos, materiais, pessoas, entre outros.

Dentro de uma edificação pode-se utilizar mais de um tipo de laje, de acordo com os critérios do projetista. Neste trabalho optou-se por utilizar lajes nervuradas com enchimentos de cubetas tipo B20/80/80, ideais para suportar as cargas nos vãos maiores da estrutura. Para as lajes de menor proporção, foi optado pela utilização de lajes maciças para tornar o processo construtivo mais apropriado.

Ao se inserir uma laje no software, é aberta uma janela de diálogo para configurar o tipo de laje, suas cargas e demais informações, como ilustrado na Figura 7. Foi então estipulado o tipo de laje no campo “Tipo”, atribuídas às cargas acidentais no campo “Acidental”, e no campo “Revestimento”, atribuíram-se as cargas permanentes. Caso se tenha alguma carga específica neste pano de laje, pode-se ainda atribuir uma carga adicional no campo “Extra”. Além dos carregamentos, a janela permite indicar a espessura, a cota de nível e o enchimento utilizado, quando necessário.

Figura 7 – Janela “Laje” do software AltoQi Eberick

A janela "Laje" do software AltoQi Eberick apresenta os seguintes campos e controles:

- Nome:** L5
- Tipo:** Maciça (menu suspenso)
- Grelha...** (botão)
- Ambiente:** Externo (menu suspenso)
- Cargas:**
 - Acidental:** 1 kgf/m²
 - Revestimento:** 100 kgf/m²
 - Extra:** 0 kgf/m²
 - Editar...** (botão)
 - Remover** (botão)
- Vigota protendida:**
 - Grupo:** Vigota protendida com bloco cerâmico (menu suspenso)
 - Arranjo:** Simples (menu suspenso)
 - Altura:** (campo de texto)
- Enchimento:**
 - Tipo:** (menu suspenso)
 - Dimensão:** (campo de texto)
- Seção:**
 - Espessura:** 16 cm
 - Elevação:** 0 cm
 - ec:** 10 cm
 - ee:** 6 cm
 - enx:** 12.5 cm
 - eny:** 12.5 cm
 - espessura** (campo de texto)
- Botões:** OK, Cancelar, Desenho..., Ajuda

Fonte: Próprio Autor.

Para os revestimentos, a NBR 6120 (ABNT, 1980) estipula um valor mínimo de 100kgf/m^2 para o carregamento quando este não é especificado em projeto. Sendo assim, para todos os panos de laje do projeto foi estipulado este valor. Já a carga accidental pode variar, sendo que é estipulada em função do seu uso.

O pavimento “Cobertura do Reservatório” tem uma laje de forro sem acesso ao público. Seguindo as orientações da NBR 6120 (ABNT, 1980), o carregamento accidental mínimo a ser aplicado é de 50kgf/m^2 . Neste pavimento utilizaram-se lajes nervuradas e lajes maciças.

Apesar do pavimento “Reservatório” assemelhar-se à uma laje de forro sem acesso ao público, foi utilizado um valor de 100kgf/m^2 para a carga accidental, valor ligeiramente superior ao mínimo estipulada pela NBR 6120 (ABNT, 1980). Os tipos de lajes utilizados foram os mesmos do pavimento “Cobertura do Reservatório”. O diferencial desse pavimento é que deve suportar uma carga extra, proveniente dos reservatórios. Para fins de cálculo da carga extra, foi utilizado o peso da água do maior reservatório de cada laje, dividido pela área do fundo desse reservatório. O resultado dessa carga foi de aproximadamente de 2.000kgf/m^2 , e este valor será considerado como carga distribuída sobre todo pano das lajes onde contenham reservatórios.

Para o pavimento “Cobertura” foi utilizado um valor de carga accidental mínimo de 50kgf/m^2 , estipulado pela NBR 6120 (ABNT, 1890) para todos os panos de lajes. O pavimento contém ainda as cargas lineares das tesouras que suportam um telhado de aluzinco. Gutfreind e Aurich (2014) descrevem, baseando-se na NBR 6120 (ABNT, 1980), um carregamento por área de projeção de telhado de zinco $1,00\text{ mm}$ igual a 32 Kg/m^2 . As tesouras, afastadas aproximadamente dois metros uma da outra, resultarão em uma carga linear 64kgf/m para as tesouras centrais, e 32kgf/m para as tesouras das extremidades. O pavimento possui, predominante, lajes nervuradas, apenas foram utilizadas lajes maciças nos vão menores.

Os pavimentos “Tipos” serão destinados à fins residenciais, e, desta forma, os valores das cargas accidentais de cada laje foram adotados de acordo com a sua utilização. Os tipos de laje utilizados são iguais às lajes do pavimento “Cobertura”. A laje técnica para os climatizadores não tem acesso ao público, portanto foi utilizado o carregamento

acidental mínimo estipulado pela NBR 6120 (ABNT, 1980) de 50kgf/m². As que deverão suportar carregamentos de circulações sem acesso ao público, área de serviço ou lavanderia, deste modo, a NBR 6120 (ABNT, 1980) orienta fazer a utilização de uma carga de 200kgf/m². Os panos de lajes que contêm banheiros, dormitórios, salas e cozinhas, e a NBR 6120 (ABNT, 1980) prevê um carregamento acidental de 150kgf/m² nessas situações.

No pavimento “Lazer” todos os ambientes são destinados à circulação sem acesso ao público, portanto, a NBR 6120 (ABNT, 1980) orienta a utilização de um carregamento acidental de 200kgf/m². Este pavimento conta com o predomínio de lajes nervuradas, sendo que apenas as lajes de proporções pequenas a utilização de lajes maciças.

Os pavimentos “Garagem 1” e “Garagem 2” são destinados à suportar os carregamentos de veículos de passageiros com carga máxima de 25KN. Segundo as orientações da NBR 6120 (ABNT, 1980) deve ser utilizado um carregamento acidental de 300 Kgf/m². Apenas as lajes que contêm corredores sem acesso ao público, e utilizou-se um carregamento acidental de 200kgf/m², e lajes maciças, em função de suas dimensões.

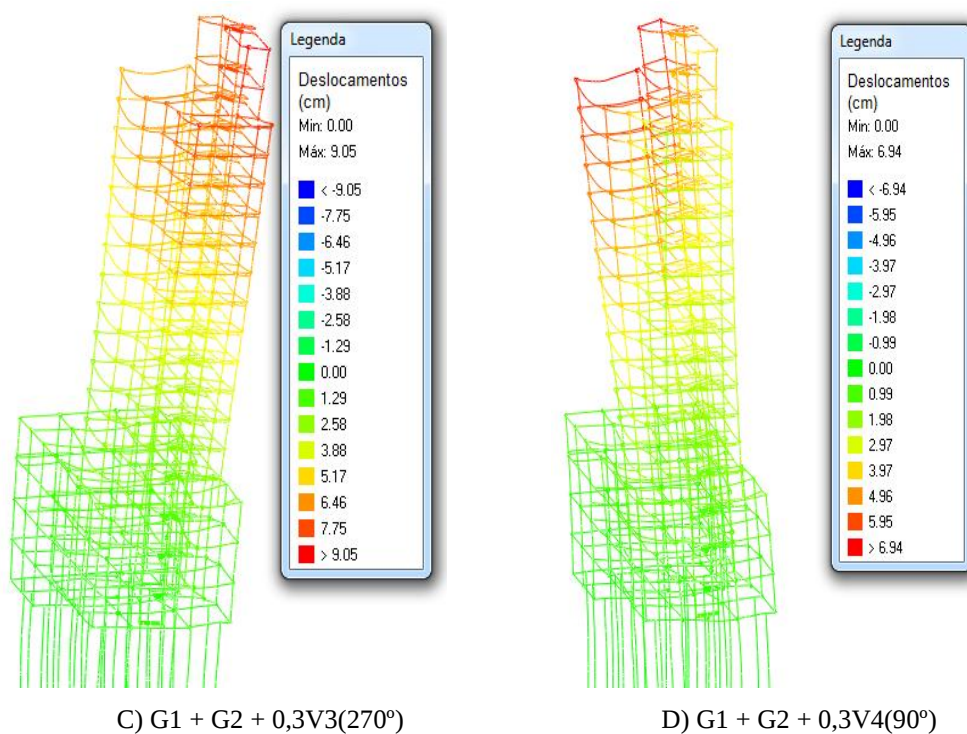
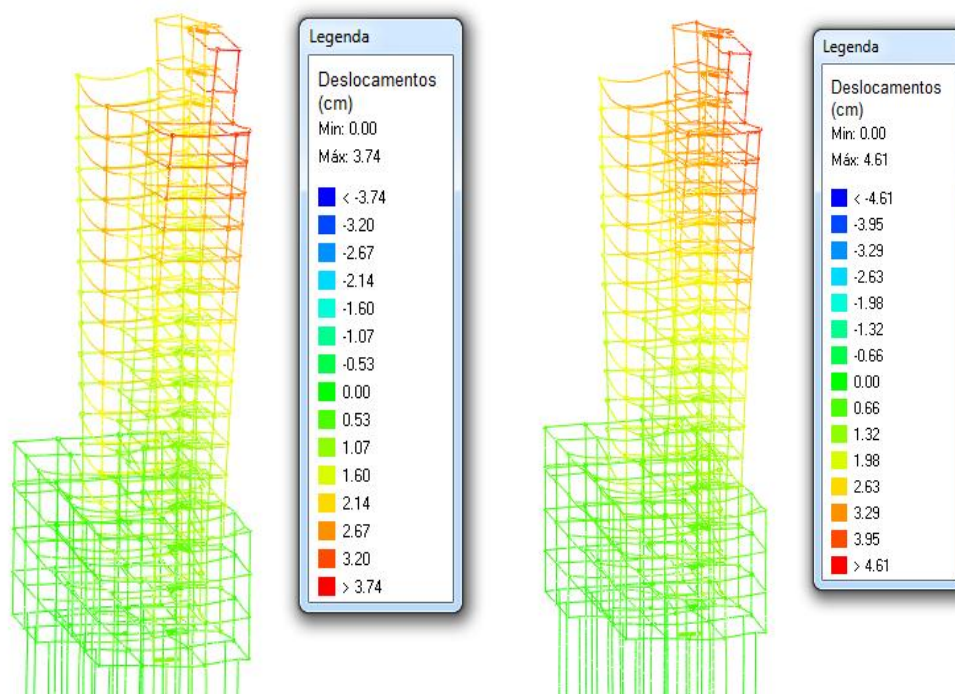
No pavimento “Térreo”, destinado para ser uma sala comercial, foram utilizadas lajes nervuradas, para as quais a NBR 6120 (ABNT, 1980) recomenda um carregamento acidental de 400kgf/m².

As escadas de toda edificação dão acesso apenas aos ambientes residenciais, portando não são de acesso ao público. A NBR 6120 (ABNT, 1980) orienta utilização de carga acidental de 250kgf/m² para estes casos. As rampas dão acesso para os pavimentos Garagem 1 e Garagem 2, devendo suportar as ações dos veículos, sendo utilizado o mesmo destes pavimentos, 300kgf/m².

As cargas de paredes também foram adicionadas no carregamento. A NBR 6120 (ABNT, 1980) traz o peso específico de 1300kgf/m³ para o tijolo furado, e seu carregamento foi adicionado no trecho da viga ou sobre a laje como carga linear, seguindo o layout do projeto arquitetônico.

Outra situação importante a ser observada é com relação à esbeltez e a altura da estrutura, sendo que o vento se torna a principal ação atuante na estrutura. A Figura 8 demonstra os deslocamentos da estrutura aumentados em 150%, com situações de combinações com variação da direção do vento.

Figura 8 – Deslocamento da estrutura com combinação de ação com vento em varias direções

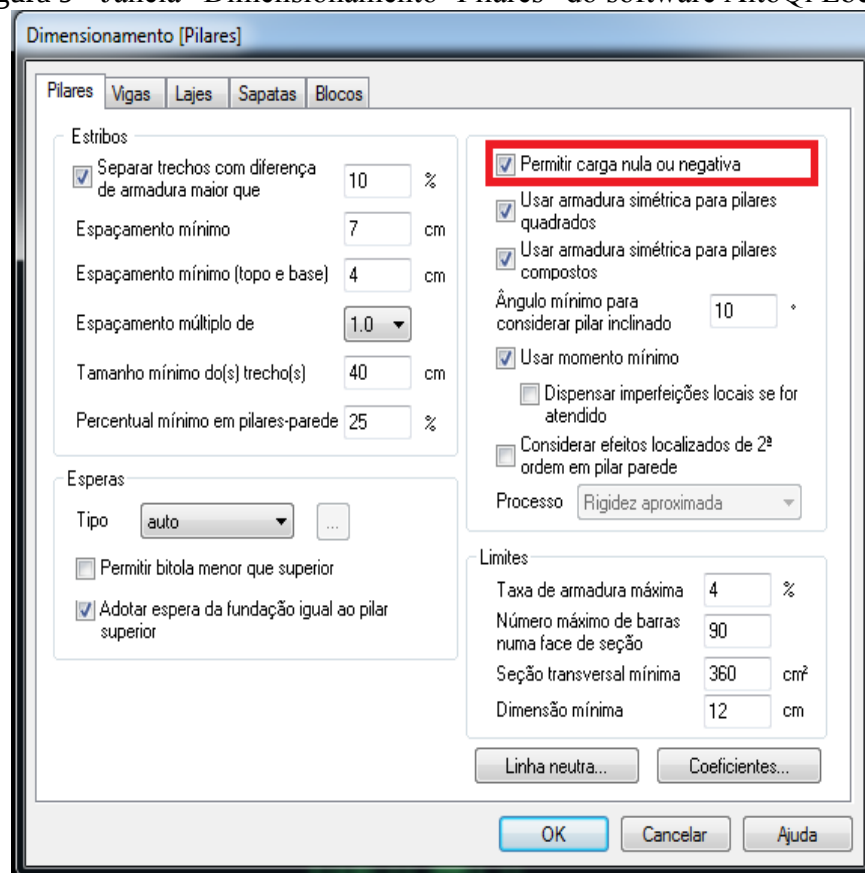


Fonte: Próprio Autor.

Observando ainda a Figura 8-C e 8-D, onde a ação do vento está sendo exercida no sentido de menor inércia da edificação, percebe-se que os pilares das extremidades dos pavimentos inferiores aos dos pavimentos Tipos estão recebendo esforços de tração ou de compressão, dependendo da direção da ação do vento.

Esta situação é comum em estruturas altas, e para sanar esse inconveniente, indica-se que sejam dimensionados esses elementos na janela “Dimensionamento – Pilares” no item “Permitir carga nula ou negativa”, como mostra a Figura 9. Assim, tais pilares seguem os mesmos princípios de um pilar submetido à compressão, e não mais à tração. Nestes casos, essas cargas são submetidas à fundação, devendo-se verificar se a fundação suporta e absorve tais esforços de tração, e, se necessário, muda-se o modelo estrutural para obter um melhor comportamento.

Figura 9 - Janela “Dimensionamento- Pilares” do software AltoQi Eberick



Fonte: Próprio Autor.

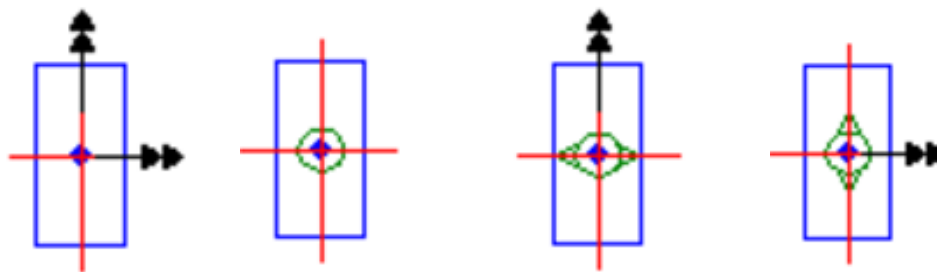
Apesar de habilitar-se esse item, a estrutura continua se comportando em pórtico espacial, causando, nos elementos citados, uma espécie de “efeito alavanca”, e esses pilares atuam em momentos fletores negativos. De certa forma, está se “camuflando” a real atuação da estrutura, e isso reflete diretamente nas fundações que sofrem cargas negativas, ou seja, as mesmas não seriam necessárias, portanto não são dimensionadas. Para compensar a retirada destas fundações, passam a ser necessárias vigas com área de aço e seções muito elevadas, e, particularmente, pouco convenientes.

Assim, diminui-se a rigidez desses elementos aplicando outros vínculos de apoio além das ligações engastadas, utilizando rotulados ou semi-rígidos. Esses vínculos fazem com que se sejam diminuídos os momentos fletores, ou até mesmo se anulem esses esforços sobre os pilares, e os esforços passem a ser transmitidos para a fundação, incidindo em um carregamento positivo.

Os pilares podem conter vínculos rotulados e engastados, onde pode-se rotular todo o pilar ou apenas uma seção dele. Isso é aplicado, normalmente, em situações nas quais os pilares findam em um pavimento, e desse modo, o topo do pilar tem seu momento reduzido, e conseqüentemente adequa-se a área de aço do topo do pavimento.

Para cada tipo de vinculação ao pilar, seus esforços possuem comportamentos característicos. Conforme a AltoQi (2015), o vínculo engastado, representado na Figura 10-A, é considerado a continuidade entre os elementos sem modificação, passando a ser rígidos. Já para o vínculo rotulado, representado na Figura 10-B, considera-se que tanto na ligação no topo do pilar do pavimento como na base do pilar superior, não ocorrerá momento fletor. A Figura 10-C representa o vínculo rotulado em MB apenas, que é similar ao rotulado, porém apenas um dos eixos fica sem momento fletor, ficando o eixo MH com momento nulo no topo do pilar do pavimento e MH na base do pilar superior. O vínculo rotulado apenas em MH é idêntico ao vínculo rotulado apenas em MB, porém, muda-se o eixo em questão. As simbologias utilizadas para os vínculos dos pilares estão representado na Figura 10.

Figura 10 – Tipos de vinculações em um pilar com ângulo de 0°
 (A) Engastado (B) Rotulado (C) Apenas MB (D) Apenas MH



Fonte: Adaptado do Manual da AltoQi (2015).

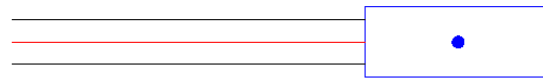
As vinculações de ligação das vigas também interferem no comportamento estrutural, sendo que cada vinculação possui determinada característica. A AltoQi (2015) explica a diferença existente entre o comportamento desses elementos, onde o vínculo engastado, representado na Figura 11-A, impede o movimento normal e paralelo ao plano de apoio, impedindo a rotação do elemento e trazendo parte do momento fletor da viga para o pilar, o que enrijece a estrutura.

Na Figura 11-B está representada uma ligação rotulada, que consiste em considerar o momento fletor negativo nulo para o apoio.

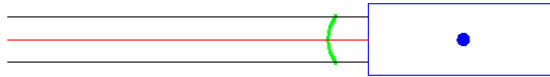
A Figura 11-C representa uma ligação com nó semi-rígido, em que se redistribuem os esforços do elemento, não garantindo 100% de sua rigidez entre os elementos. Os valores da redistribuição dos esforços utilizados para esse trabalho foram a diminuição da rigidez no engaste em 30%, na torção dos pilares em 50% e de torção na viga em 85%.

As simbologias utilizadas para os vínculos das vigas nos apoios estão representadas na Figura 11.

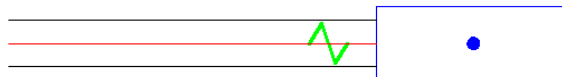
Figura 11 – Tipos de vinculações em apoios de vigas
(A) Ligação Engastada



(B) Ligação Rotulada



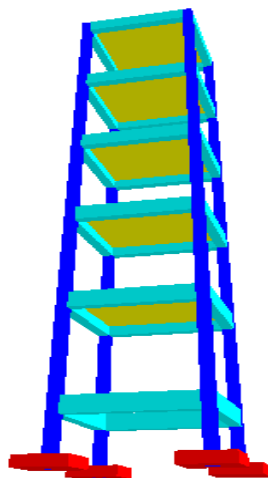
(C) Ligação Semi-rígida



Fonte: Adaptado do Manual da AltoQi (2015).

Ao atribuir os vínculos na estrutura, deve-se tomar cuidado, pois estes interferem diretamente na estabilidade e nos deslocamentos. Para exemplificar, será utilizado um exemplo genérico de 5 pavimentos com 250x250cm, com pilares de 20x20cm, vigas de 20x40cm, altura de cada pavimento de 250cm, carregamento acidental da laje de 150kgf/m² e revestimento de 100kgf/m², considerando uma ação do vento de 40m/s², esquematizado na Figura 12. Foram comparados os resultados da estabilidade global e os efeitos de segunda ordem quando as ligações das vigas foram todas engastadas e todas rotuladas.

Figura 12 – Vista esquemática de uma estrutura genérica



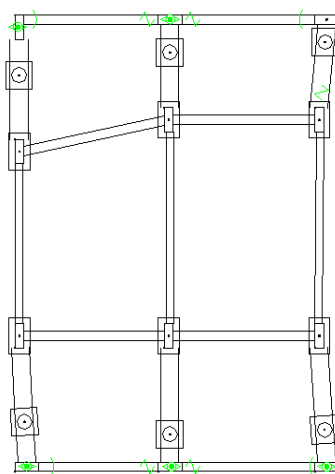
Fonte: Próprio Autor.

Como a estrutura é totalmente simétrica, os efeitos de estabilidade e de segunda ordem são iguais, portanto os valores citados serão os mesmos em todas as direções. Quando os vínculos da estrutura estão rotulados sobre os pilares, a estabilidade da estrutura γ_z é de 1,79 e seu efeito de segunda ordem é de 57,32cm. Ao enrijecer a estrutura aplicando o vínculo engastado sobre todos os apoios, a estabilidade γ_z passa para 1,02 e o efeito de segunda ordem para 0,49cm. Observa-se um aumento na estabilidade global de 43%, aproximadamente, e 99% nos efeitos de segunda ordem.

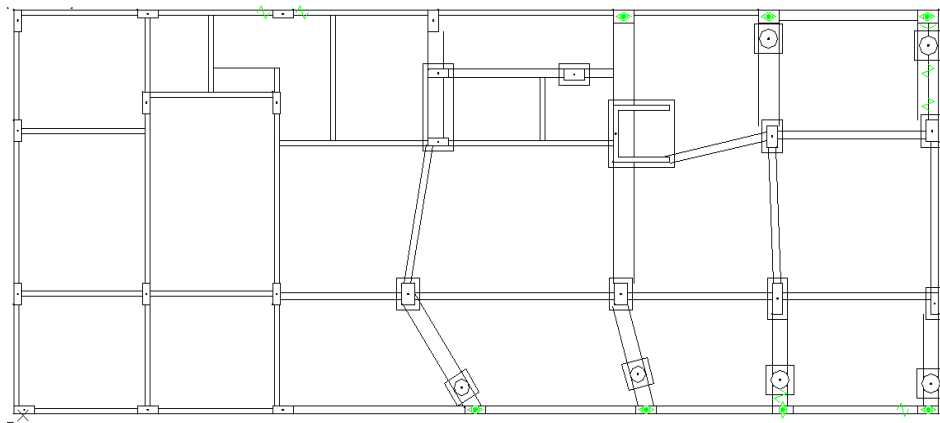
Ainda, encontram-se problemas com o dimensionamento pelo Estado Limite Último dos elementos estruturais, quando a estrutura não está enrijecida, decorrente da sua completa instabilidade.

A Figura 13 mostra os vínculos de apoios utilizados em cada pavimento neste trabalho.

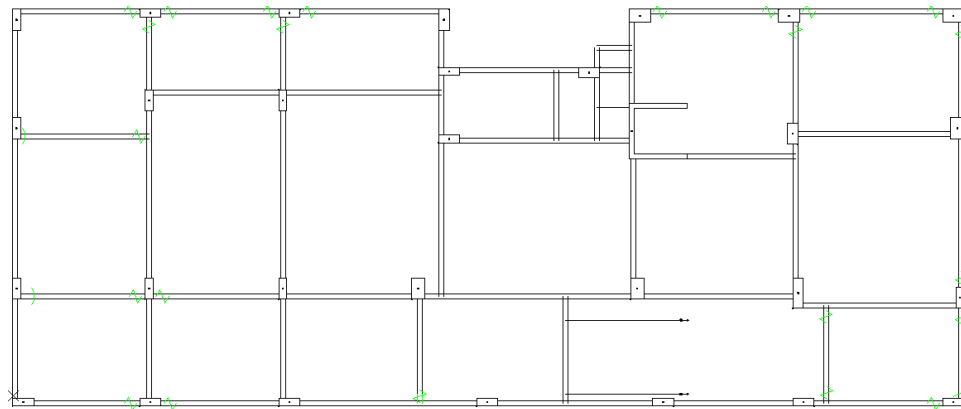
Figura 13 – Vínculos dos utilizados no trabalho
(A) Pavimento Sub-solo



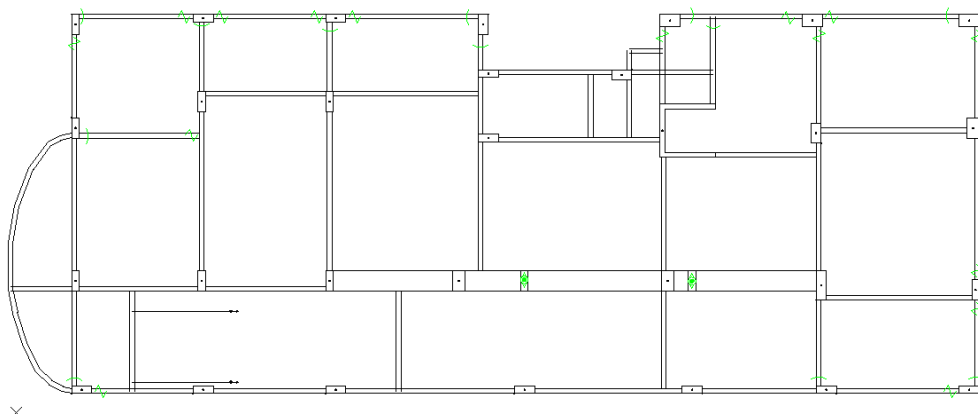
(B) Pavimento Térreo



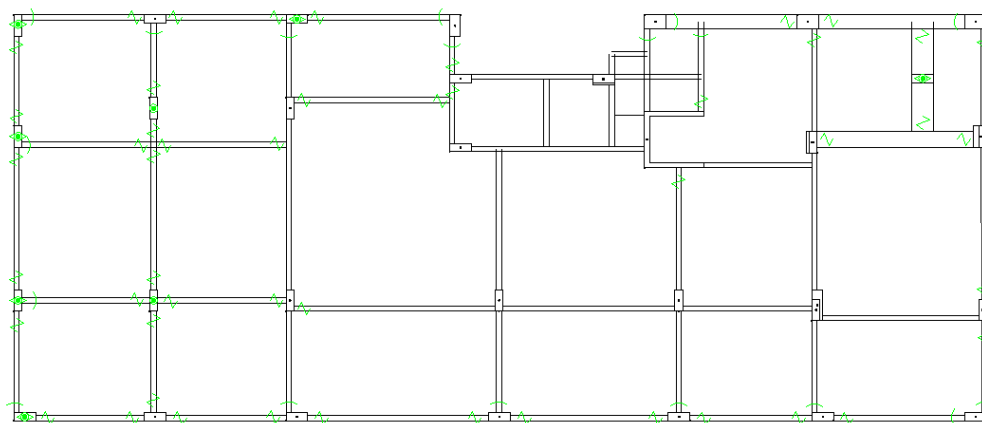
(C) Pavimento Garagem 1



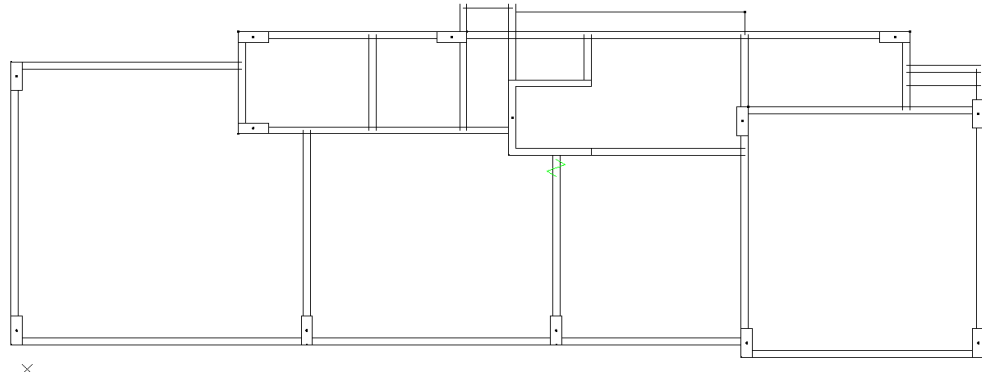
(D) Pavimento Garagem 2



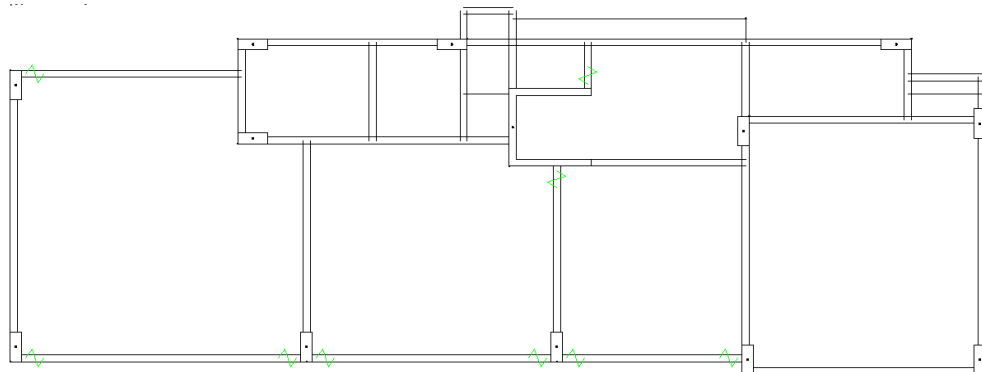
(E) Pavimento Lazer



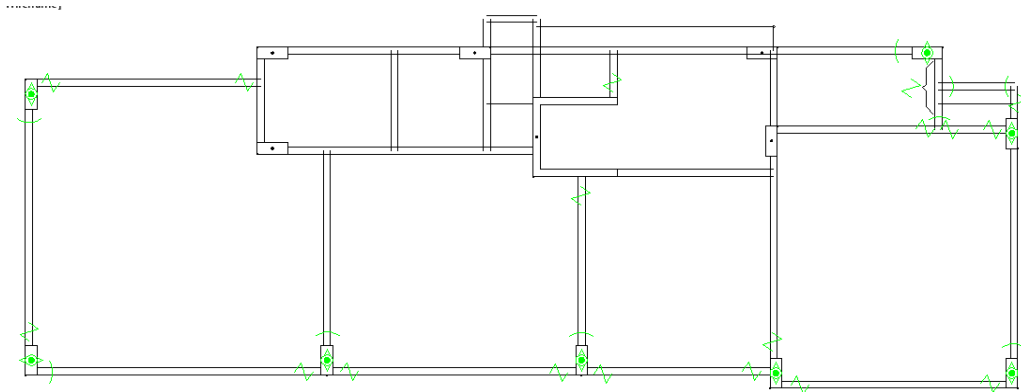
(F) Pavimentos TIPO 1 ao TIPO 8



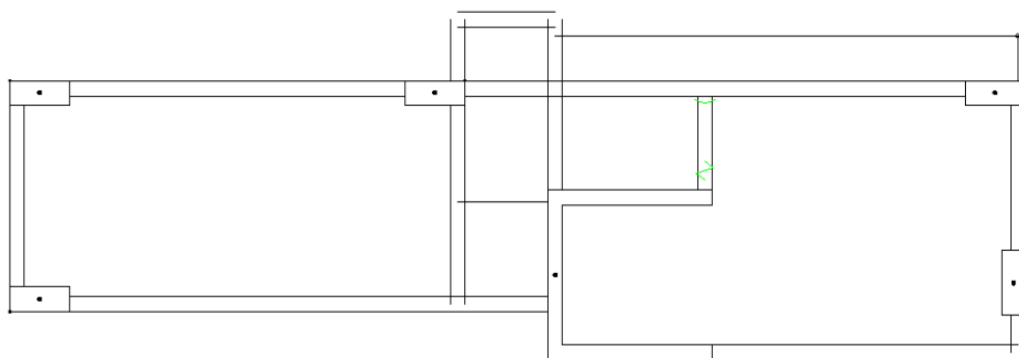
(G) Pavimentos TIPO 9 ao TIPO12



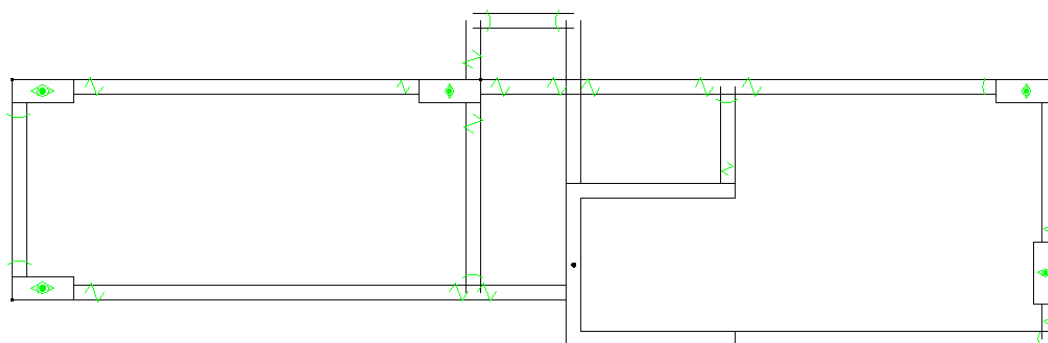
(H) Pavimento Cobertura



(I) Pavimento Reservatório

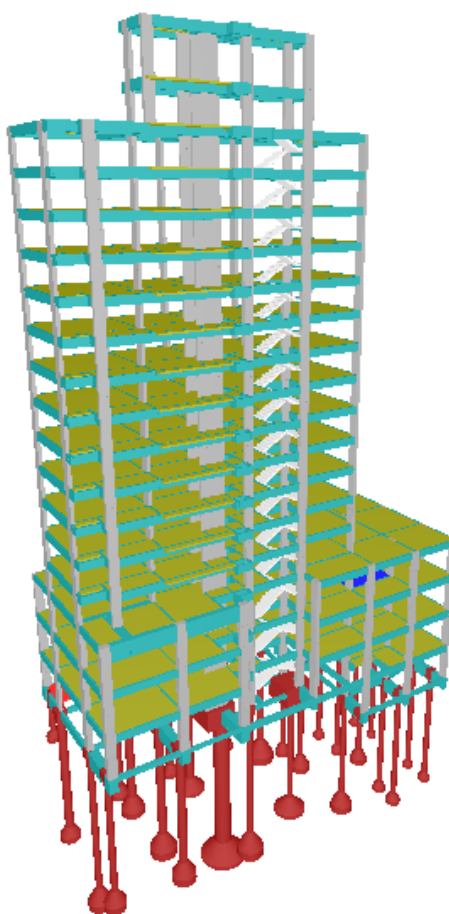


(J) Pavimento Cobertura do Reservatório



A figura 14 Apresenta a Estrutura de referencia, denominado Projeto A, em forma de maquete eletrônica.

Figura 14 - Maquete Eletrônica do Modelo Estrutural



Fonte: Próprio Autor.

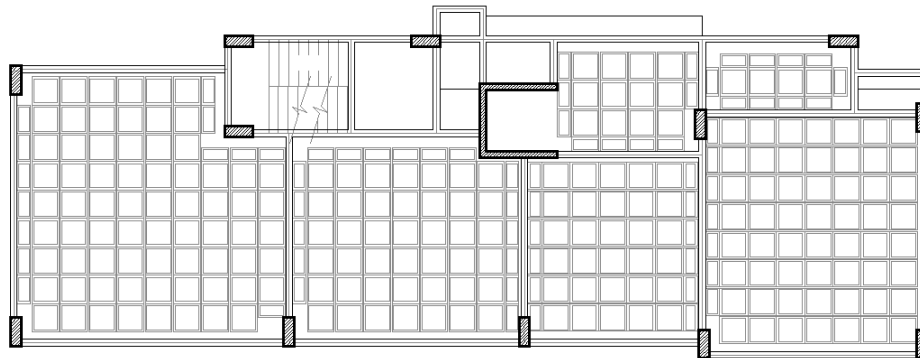
Resultados obtidos

Neste trabalho foi avaliada a estabilidade e os efeitos de segunda ordem de uma estrutura, alterando-se o posicionamento dos elementos estruturais e por meio da utilização do processo P-Delta e do coeficiente γ_z . A alteração dos elementos se deu principalmente nos pavimentos “Tipos”, “cobertura”, “reservatório” e “cobertura do reservatório”, pois são estes os pavimentos que tornam o edifício esbelto, e consequentemente a estabilidade e o deslocamento agregam maior influência.

A alteração efetuada nos pavimentos inferiores foi dada pela necessidade gerada na troca dos posicionamentos dos pilares nos pavimentos citados. Tem-se, no total, sete situações de posicionamentos dos elementos a seguir citados.

Como base, tem-se o projeto estrutural esquematizado na Figura 15, denominado “Projeto A”, no qual todos os demais modelos se basearam.

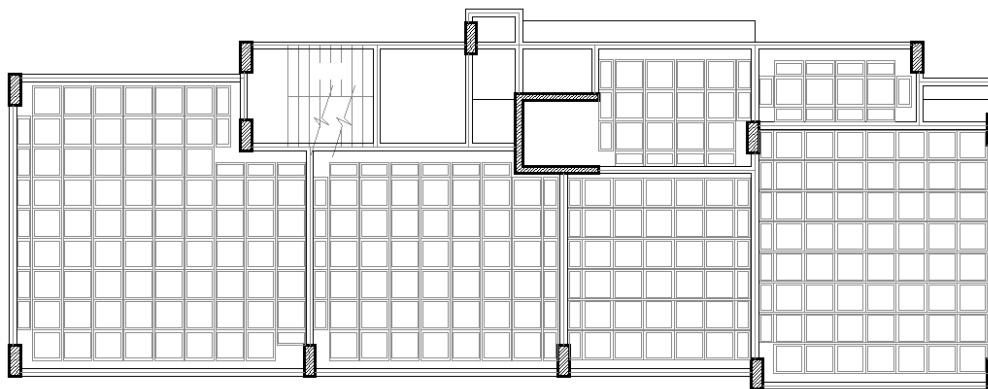
Figura 15 – Planta de forma pavimentos Tipos do Projeto A



Fonte: Próprio Autor.

No projeto B, os pilares dos pavimentos Tipo e superiores foram todos alterados para “direção y”, usando o plano cartesiano como referência. A planta de forma dos pavimentos tipo e a estrutura estão esquematizadas na Figura 16.

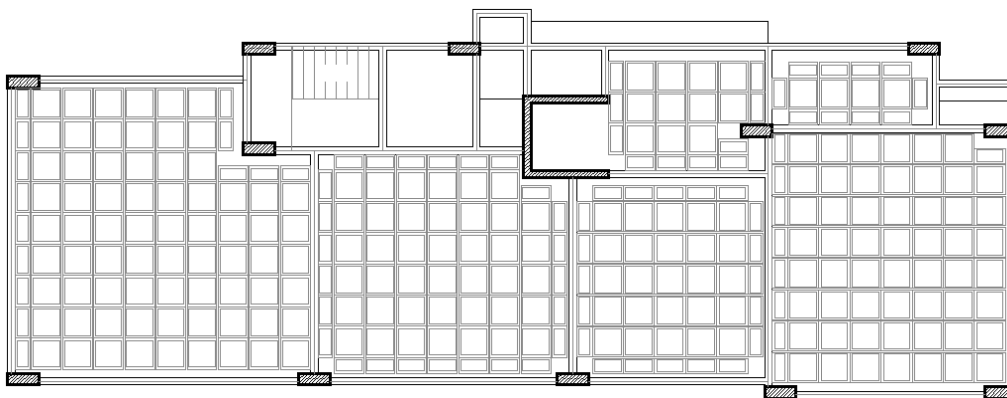
Figura 16 – Planta de forma pavimentos Tipos do Projeto B



Fonte: Próprio Autor.

O projeto C é a situação inversa do Projeto B, onde todos os pilares do pavimento tipo e superiores estão rotacionados para a direção x, conforme a Figura 17.

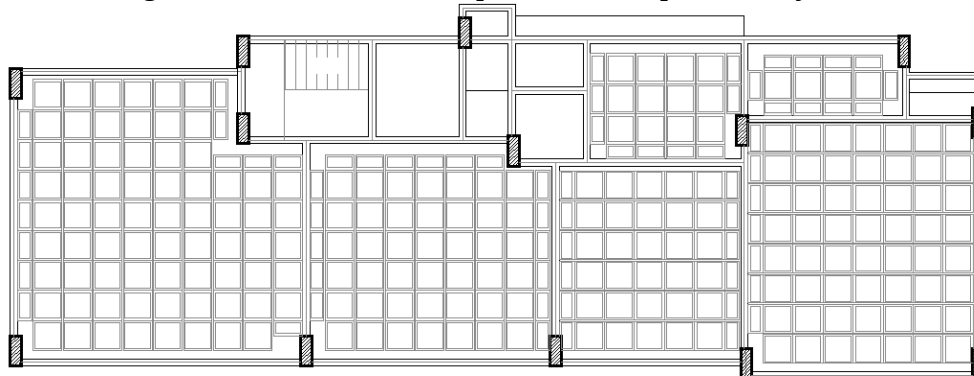
Figura 17 – Planta de forma pavimentos Tipos do Projeto C



Fonte: Próprio Autor.

O projeto D é semelhante aos Projetos B e F. Neste caso, utilizou-se no Pilar 14 um pilar retangular, com dimensões de um pilar convencional. Sua estrutura está ilustrada na Figura 18.

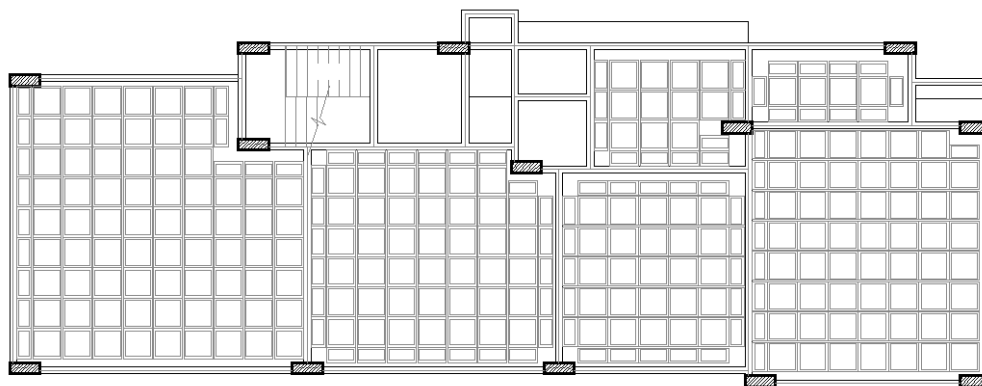
Figura 18 - Planta de forma pavimentos Tipos do Projeto D



Fonte: Próprio Autor.

O projeto E é semelhante ao projeto D, porém, os pilares nesta situação estão direcionados para o eixo x, como mostra a Figura 19.

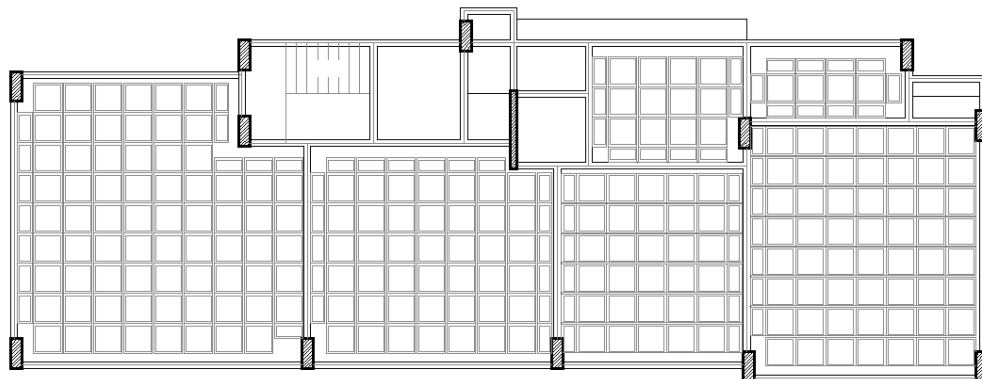
Figura 19 - Planta de forma pavimentos Tipos do Projeto E



Fonte: Próprio Autor.

O Projeto F é semelhante ao projeto D, porém para o Pilar 14, foram dadas proporções de um pilar-parede retangular no sentido y, assim como os demais pilares contraventados (Figura 20).

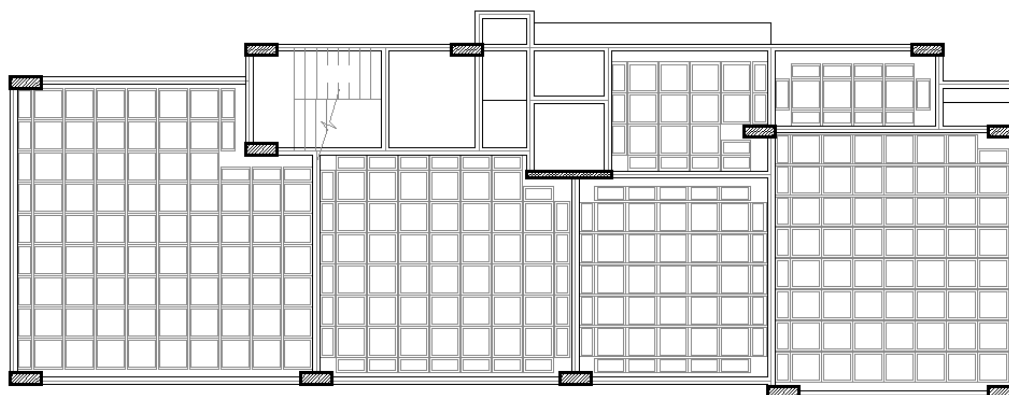
Figura 20 - Planta de forma pavimentos Tipos do Projeto F



Fonte: Próprio Autor.

E como último modelo tem-se o Projeto G, ilustrado na Figura 21, semelhante ao projeto F, porém, neste, todos os pilares estão posicionados no eixo x.

Figura 21 - Planta de forma pavimentos Tipos do Projeto G



Fonte: Próprio Autor.

Os sete modelos apresentados possuem diversos e diferentes resultados de estabilidade e efeitos de segunda ordem, e estão expostos no Quadro 01.

Quadro 1 – Resultados do P-Delta e γ_z das estruturas analisadas

PROJETO	PROCESSO P-DÉLTA		COEFICIENTE γ_z	
	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	Direção X	Direção Y
A	1,13	6,09	1,1712	1,1248
B	1,26	5,94	1,1694	1,1204
C	0,98	7,71	1,1346	1,1468
D	1,58	7,30	1,1503	1,1542
E	1,14	8,58	1,1224	1,1835
F	1,61	7,27	1,1643	1,1407
G	1,04	7,71	1,1027	1,1685

Fonte: Próprio Autor.

Como todos os modelos estão dimensionados em seu Estado Limite Ultimo, algumas alterações de seções tiveram que ser efetuadas, desse modo, o resumo dos materiais das vigas e dos pilares estão dispostos no Quadro 2, onde encontra-se também a porcentagem de material em relação ao “Projeto A”, levado como referência (®).

Quadro 2 – Resumo dos materiais dos modelos estruturais analisados

PROJETO	AÇO TOTAL + 10% (Kg)	CONCRETO (m³)	AÇO (%)	CONCRETO (%)
A	85652,00	1035,30	®	®
B	85202,00	1042,40	-0,53	0,68
C	94799,00	1008,30	9,65	-2,68
D	96295,70	980,70	11,05	-5,57
E	107197,20	1021,30	20,10	-1,37
F	94890,60	1025,30	9,74	-0,98
G	104760,4	1035,00	18,24	-0,03

Fonte: Próprio Autor.

Discussão dos resultados

Para o presente trabalho, tomou-se como referência o projeto estrutural intitulado de “Projeto A”. Foram analisados seis modos diferentes de posicionamentos dos elementos estruturais, ordenados de B à G, mudando-se, em cada um, a disposição e a inércia dos pilares com o intuito de avaliar os efeitos globais da estrutura, respeitando-se os ELU e ELS. Os respectivos valores dos efeitos de segunda ordem P-Delta e estabilidade Gama-z estão representados no Quadro 1.

É importante esclarecer o motivo pelo qual se têm os resumos dos materiais no Quadro 2. Para que todas as estruturas analisadas estivessem com seus elementos estruturais dimensionadas no ELU e ELS, algumas mudanças de seções foram necessárias em cada situação, dado o fato de que as solicitações são maiores em um dos eixos da edificação e, conseqüentemente, uma seção maior para essa direção seria o conveniente. Sabe-se que a alteração na seção dos elementos estruturais afeta diretamente a estabilidade e os efeitos de segunda ordem, porém, as mudanças das direções dos pilares foram feitas para observar os efeitos globais da estrutura. Apesar das mudanças, observa-se que o volume de concreto utilizado para cada modelo não obteve muita variação. Entrando, nota-se uma grande importância na comparação de massa de aço utilizado em cada modelo estrutural.

Foram comparados os projetos “B” e “C” entre si (Imagem 22-A) e com o “Projeto A” (Imagem 22-B), mantendo o pilar central, que serve como fosso de elevador com seção U, sendo apenas alterados os pilares contraventados. No Quadro 3, os valores de deslocamento nos Projetos “A”, “B” e “C” são de 1,13cm, 1,26cm e 0,98cm para o eixo x e

6,09cm, 5,94cm e 7,71cm para o eixo y, respectivamente. Entre o Projeto “B” e “C”, observou-se um aumento de 1,77cm no deslocamento para direção y, e a diminuição de 0,28cm na direção x.

Quadro 3– Detalhe 1 do Quadro 1

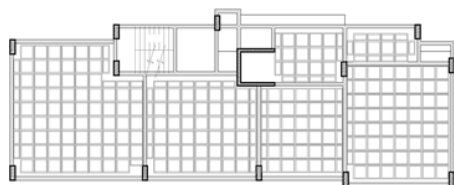
PROJETO	PROCESSO P-DÉLTA		COEFICIENTE γ_z	
	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	Direção X	Direção Y
A	1,13	6,09	1,1712	1,1248
B	1,26	5,94	1,1694	1,1204
C	0,98	7,71	1,1346	1,1468

Fonte: Próprio Autor.

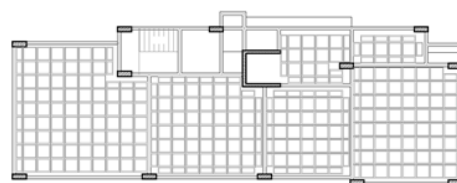
Figura 22 – Formas analisadas de A, B e C

(A) – Formas projeto B entre C

PROJETO B



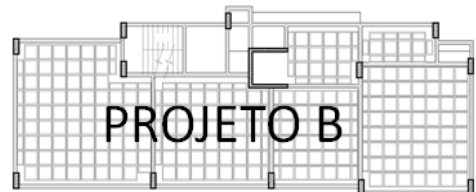
PROJETO C



(B)– Formas projeto B e C entre o Projeto A



PROJETO C



PROJETO B



PROJETO A

Fonte: Próprio Autor.

Com relação à estabilidade, o “Projeto B”, onde foram rotacionados quatro pilares para a direção y, obtiveram-se resultados insignificantes comparados ao “Projeto A”, sendo um aumento de 0,15% e 0,39% nas direções x e y, respectivamente. Diferente do “Projeto C”, onde os pilares estão direcionados para o eixo x, diminuindo assim a inércia dos pilares

no eixo mais crítico da edificação, o eixo y, sendo que a estabilidade na direção y reduziu em 1,96%, enquanto aumentou 3,12% para o eixo x. Comparando a massa de aço dos projetos “B” e “C” com o “Projeto A” (Quadro 4), nota-se uma pequena diminuição no “Projeto B”, enquanto um aumento considerável de 9,65% foi verificado no “Projeto C”, caracterizado pela influência da posição dos pilares destes modelos estruturais.

Quadro 4 – Detalhe 1 do Quadro10

PROJETO	AÇO TOTAL + 10% (Kg)	CONCRETO (m³)	AÇO (%)	CONCRETO (%)
A	85652,00	1035,30	®	®
B	85202,00	1042,40	-0,53	0,68
C	94799,00	1008,30	9,65	-2,68

Fonte: Próprio Autor.

Nos Projetos “F” e “G” (Figura 23), onde foi inserido um pilar de contraventamento de seção retangular ao invés de seção U no poço do elevador, e alterada a posição dos pilares contraventados, o deslocamento entre eles atingiu uma melhor estabilidade e um menor deslocamento na direção em que se posicionam os pilares.

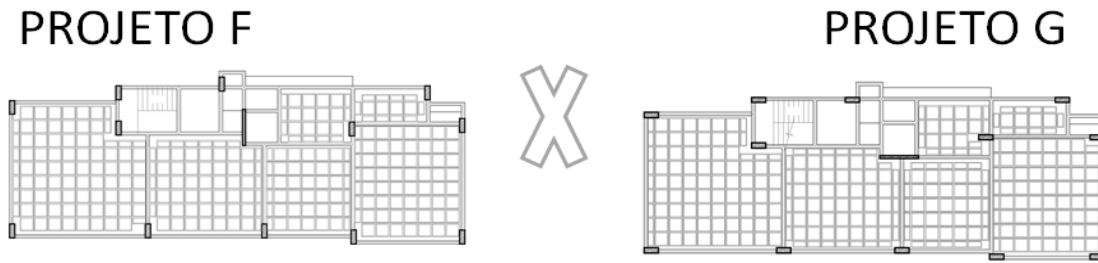
O Quadro 5 mostra os valores de deslocamento de 1,61cm e 1,04cm para o eixo x e 7,27cm e 7,71cm no eixo y para os Projetos respectivamente mencionados. Observa-se também uma diminuição no deslocamento, de 0,57cm, e um aumento na estabilidade, de 5,58% na direção x, do “Projeto F” para o “Projeto G”. Enquanto no eixo y, houve um aumento no deslocamento de 0,44cm e a estabilidade diminuiu em 2,43%.

Quadro 5– Detalhe 2 do Quadro 1

PROJETO	PROCESSO P-DÉLTA		COEFICIENTE γ_z	
	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	Direção X	Direção Y
F	1,61	7,27	1,1643	1,1407
G	1,04	7,71	1,1027	1,1685

Fonte: Próprio Autor.

Figura 23 – Formas projeto F entre G



Fonte: Próprio Autor.

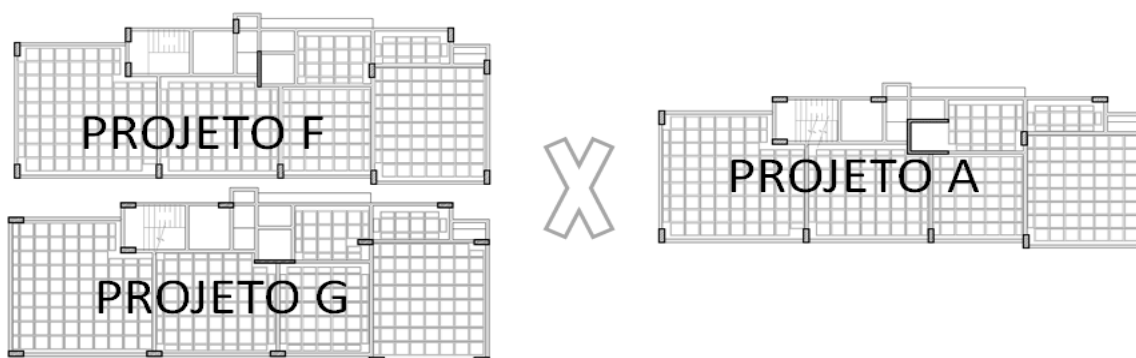
Comparando os respectivos projetos com o “Projeto A” (Figura 24), observou-se que houve enrijecimento da estrutura com o pilar de Seção U, diminuindo o deslocamento da estrutura em ambas as direções, mostrada no Quadro 6. A estabilidade neste caso é diferente, pois a influência do pilar retangular de contraventamento deu-se pelo sentido em que se encontra este pilar. Observa-se que no “Projeto G” o pilar está locado de forma que tende a estabilizar a edificação apenas na direção x, reduzindo-a em 9,96%, e aumentando-a em 26,60% no eixo y. No “Projeto F”, a tendência de estabilização é no eixo mais crítico (y), mas o deslocamento neste sentido ainda aumenta 1,62cm, reduzindo a estabilidade em 1,41%, que não é um valor muito considerável, observando a proporção da edificação. Em relação ao aço, Quadro 7, entre si tem-se uma diferença de 10,40%, havendo aumento da massa de aço de 9,74% e 18,24% quando comparados os Projetos “F” e “G” com o “Projeto A”.

Quadro 6 – Detalhe 2 do Quadro2

PROJETO	PROCESSO P-DÉLTA		COEFICIENTE γ_z	
	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	Direção X	Direção Y
A	1,13	6,09	1,1712	1,1248
F	1,61	7,27	1,1643	1,1407
G	1,04	7,71	1,1027	1,1685

Fonte: Próprio Autor.

Figura 24 – Formas projeto F e G entre Projeto A



Fonte: Próprio Autor.

Quadro 7 – Detalhe 3 do Quadro2

PROJETO	AÇO TOTAL + 10% (Kg)	CONCRETO (m³)	AÇO (%)	CONCRETO (%)
A	85652,00	1035,30	®	®
F	94890,60	1025,30	9,74	-0,98
G	104760,4	1035,00	18,24	-0,03

Fonte: Próprio Autor.

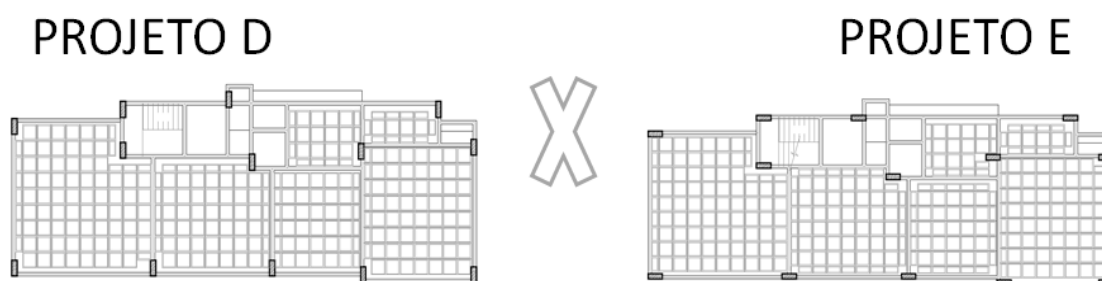
Os Projetos “D” e “E” (Figura 25) não possuem estrutura de pilar de contraventamento, apenas pórticos formados de vigas e pilares. Entre eles se obtém um mesmo comportamento de estabilidade e deslocamento se comparado aos Projetos “F” e “G” e Projetos “B” e “C”. Os fatores de estabilidade não podem ser analisados entre os outros modelos devido à diferença da forma de dimensionamento do pilar convencional ao de contraventamento, não sendo conveniente observarmos apenas as inércias das seções dos pilares como parâmetro para o coeficiente de estabilidade. Em relação à massa de aço entre os Projetos “D” e “E”, mostrado no Quadro 8, observa-se um aumento de 11,32% para o “Projeto E”. Comparando-os com o “Projeto A”, ocorre um aumento na massa de aço de 11,05% no “Projeto D”, e de 20,10% no “Projeto E” caracterizadas pela posição, inércias e deslocamentos dos pilares, onde exige-se mais aço para estabilizar a estrutura.

Quadro 8 – Detalhe 4 do Quadro2

PROJETO	AÇO TOTAL + 10% (Kg)	CONCRETO (m³)	AÇO (%)	CONCRETO (%)
A	85652,00	1035,30	®	®
D	96295,70	980,70	11,05	-5,57
E	107197,20	1021,30	20,10	-1,37

Fonte: Próprio Autor.

Figura 25 – Formas projeto D entre E



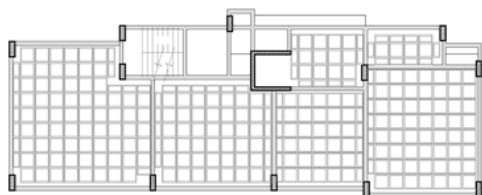
Fonte: Próprio Autor.

Ao levarmos em consideração a comparação entre os tipos de pilares-parede adotados nos Projetos “B” e “F” (Figura 26-A), e Projetos “C” e “G” (Figura 26-B), obtêm-se valores de deslocamentos reduzidos quando utilizados pilares de seções U. A estabilidade melhora em relação ao sentido de direção dos pilares, porém, analisando a direção x, há um maior deslocamento e se tem resultados de estabilidade melhor. Pavan, Menegotto e Costella (2014) explicam que o sentido das vigas de transição e o seu deslocamento têm influência na estabilidade. Há um menor deslocamento da estrutura no sentido em que está lançada, por formar vários sub pórticos de contraventamento. Entretanto, um maior Momento Fletor é gerado sobre os pilares na sua mudança de seção, afetando assim a estabilidade.

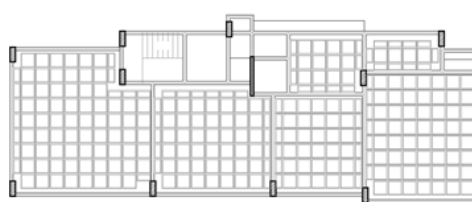
Figura 26– Formas de B, C, F e G analisadas

(A) – Formas projeto B entre F

PROJETO B

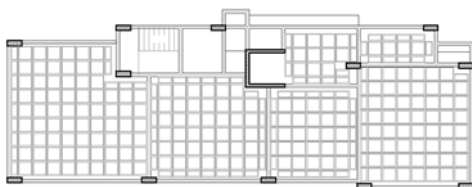


PROJETO F

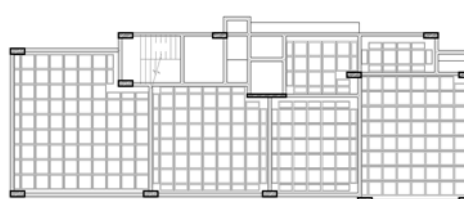


(B)– Formas projeto C entre G

PROJETO C



PROJETO G



Fonte: Próprio Autor.

Considerações Finais

Ao findar este trabalho, têm-se subsídios para responder a pergunta de estudo. Portanto, pode-se afirmar que o sentido dos pilares tem influência sob a estabilidade e sob os deslocamentos horizontais da estrutura. Nota-se que há uma melhor atuação destes elementos quando posicionados no sentido que se tem maiores solicitações de esforços, fazendo com que se formem vários sub pórticos e aumentando, conseqüentemente, a rigidez nesta direção. Quando não posicionados de maneira coerente, torna-se necessário ter elementos estruturais mais robustos para suprir essas solicitações.

O mau posicionamento dos pilares, além de afetar o comportamento global, interfere significativamente na quantidade de aço a ser utilizada na edificação, desse modo, a concepção estrutural do projetista interfere no custo-benefício do empreendimento.

A adoção de sistemas de contraventamento por pilares-parede em edifícios de médio porte (com até 20 pavimentos) se torna uma alternativa interessante para combater o deslocamento e melhorar a estabilidade da estrutura. Todavia, a solução de

contraventamento com pilares de seção U ou Retangulares não obtém grandes alterações nos resultados de estabilidade e efeitos de segunda ordem, observados nos Projetos “B” e “F”, sendo a utilização de pilares retangulares uma boa solução para tais efeitos, facilitando a execução por parte da mão-de-obra.

Observou-se também que a transição de alguns pilares na estrutura tem pouca influência nos valores de estabilidade e nos efeitos de segunda ordem, pois as cargas são transferidas para os pilares adjacentes. Entretanto, essa é uma forma de se redistribuir os carregamentos da estrutura.

Por fim, percebeu-se que o vínculo de ligação entre pilares e vigas tem uma importância maior nos efeitos de estabilidade e de segunda ordem quando comparadas com a posição dos pilares. Uma ligação engastada melhora significativamente o comportamento da estrutura, fato esse observado nos resultados do exemplo da Figura 61. Ligações engastadas em todos os nós nem sempre podem ser empregadas, ou podem não refletir a real atuação da estrutura. Porém, o mau uso dessas redistribuições nos esforços pode resultar em valores de deslocamentos e estabilidades impróprios, ou irreais.

Referências

ADÃO, Francisco Xavier; HEMERLY, Adriano Chequetto. *Concreto Armado*. 1 ed. Rio de Janeiro: PINI, 2010. 1 v.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado*. Rio de Janeiro, 2014.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 8681: Ações de Segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro, 2003.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. *Fundamentos do concreto armado*. Bauru-SP: Universidade Estadual Paulista, 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em: 26 out. 2016.

CARMO, Regina Maria dos Santos. *Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado*. 1995. 135 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)-Escola de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libanio Miranda. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. 2 ed. São Paulo: PINI, 2013. 2 v.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDE FILHO, Jasson Rodrigues. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado* Dissertação (Mestrado em engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 2010.

CAMPOS FILHO, Américo. *Estados limites de serviço em estruturas de concreto armado*. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

FUSCO, Péricles Brasiliense. *Técnica de armar estruturas de concreto*. 1 ed. São Paulo: PINI, 1994. 1 v.

INGLESIA, Socrate Muñoz. *Use p-delta para calcular efeitos de segunda ordem em estruturas*. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/use-pdelta-para-calculard-efeitos-de-segunda-ordem-em-estruturas/>>. Acesso em: 23 ago. 2016.

IMAI, Ana Paula; CONTER, Leonardo Jakobi; DEMETERKO, Ricardo Henrique. *Análise de efeitos de segunda ordem em estruturas de edifícios*. 2011. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2011.

LACERDA, Maiza Moana Silva. *Análise da estabilidade em estrutura de concreto armado*. TCC (Graduação em engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Catalão/GO, 2013.

LIMA, Juliana Soares. *Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MARGARIDO, Aluizio Fontana. *Fundamentos de Estruturas*. 6 ed. São Paulo: Zigate, 2001.

MENDES, Robson dos Santos. *Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de edifícios em concreto armado*. *Revista on-line ESPECIALIZE*, Florianópolis, dez. 2015. Disponível em: <[file:///E:/Usuario/Downloads/robson-dos-santos-mendes-0613116%20\(2\).pdf](file:///E:/Usuario/Downloads/robson-dos-santos-mendes-0613116%20(2).pdf)>. Acesso em 19 jul. 2016.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. *Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado*. Dissertação (Mestrado em engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 2011.

PINTO, Rivelli da Silva. *Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

RIBEIRO, Jairo Fonseca. *Estabilidade global em edifícios: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto*. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

SÜSSEKIND, José Carlos. *Curso de concreto*. 1 ed. Porto Alegre: GLOBO, 1977. 2 v.

PAVAN, Roberto Carlos; MENEGOTO, Mauro Leandro; COSTELA, Marcelo Fabiano (Org). *Engenharia Civil: da teoria a prática*. Chapecó: Argos, 2014. Parte 1: Estabilidade Global em edifícios com pavimentos de transição.

PINHEIRO, Libânio. MUZARDO, Cassiane. SANTOS, Sandro. **Vigas**. Disponível em: < <http://www.fec.unicamp.br/~almeida/cv714/Vigas.pdf> >. Acesso em: 06 Março. 2017.

VIOLIN, Roman. **Cálculo do efeito do vento**. Centro Universitário de Maringá, Paraná, 2014. Disponível em: < <http://docslide.com.br/documents/070-efeito-de-vento1-38.html> >. Acesso em: 18 Março. 2017.

KIRSTEN, André. *Comparativo entre os modelos “Pórtico espacial” e “Pavimentos Isolados” na análise de estruturas*. Disponível em: < <http://faq.altoqi.com.br/content/243/1637/pt-br/comparativo-entre-os-modelos-%E2%80%9Cp%C3%B3rtico-espacial%E2%80%9D-e-%E2%80%9Cpavimentos-isolados%E2%80%9D-na-an%C3%A1lise-de-estruturas.html> >. Acesso em: 12 ago. 2016.

ALTOQI, Documentação Técnica Eberick. *Projeto estrutural em concreto armado in-loco e pré-moldado*. Florianópolis/SC, 2015.