UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO – UFES

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – PPGEC

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS ALTOS COM LAJES LISAS, NERVURADAS E NERVURADAS COM VIGAS-FAIXA LEVANDO EM CONSIDERAÇÃO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Vinicius de Melo Passos

Prof. Dr. Élcio Cassimiro Alves

Professor Orientador

VITÓRIA

AGOSTO DE 2016

Vinicius de Melo Passos

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS ALTOS COM LAJES LISAS, NERVURADAS E NERVURADAS COM VIGAS-FAIXA LEVANDO EM CONSIDERAÇÃO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo para a obtenção do título de Mestre em Estruturas.

_____

Prof. Dr. Élcio Cassimiro Alves

_____

Prof. Dr. Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi

_____

Prof. Dr. Amilton Rodrigues da Silva

Vitória, Agosto de 2016

FICHA CATALOGRÁFICA

Passos, Vinicius de Melo
Análise da Estabilidade de Edifícios Altos com Lajes Lisas, Nervuradas e Nervuradas com Vigas-faixa Levando em Consideração a Interação Solo-Estrutura.
[Vitória] 2016

Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Espírito Santo
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – PPGEC

REFERÊNCIA BIBLIOGRAFICA

Passos, V.M. (2016). Análise da Estabilidade de Edifícios Altos com Lajes Lisas, Nervuradas e Nervuradas com Vigas-faixa Levando em Consideração a Interação Solo-Estrutura. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Concreto, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES.

DEDICATÓRIA

Aos meus pais,

Lauro e Deuzolina.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais e meu irmão, que sempre me deram força para buscar meus sonhos.

Agradeço ao meu amigo Allan Damm Piassi por mais uma jornada que concluímos juntos.

Agradeço ao meu amigo Leonardo Almeida Feitosa pelo apoio e participação direta nesta dissertação.

Agradeço ao Professor Élcio Cassimiro Alves pelo tempo disponível e apoio durante o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço à DECK Construtora por disponibilizar o programa CAD/TQS para elaboração deste estudo.

Agradeço à Comissão de Aperfeiçoamento de Pessoal do Nível Superior (CAPES) pelo incentivo à pesquisa e apoio ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo.

Agradeço aos servidores Ingrid e Sidney pelo apoio administrativo sempre oferecido com excelência.

Vinicius de Melo Passos

“Todas as vitórias ocultam uma abdicação.” (Simone de Beauvoir)

RESUMO

Os edifícios de concreto armado no passado eram construídos com elementos robustos, conferindo grande rigidez a estrutura no que tange a estabilidade da mesma. Com o avanço tecnológico na construção civil ao longo dos anos, surgiram sistemas construtivos que proporcionaram a construção de edifícios mais altos e esbeltos.

Tendo em vista que a estabilidade global de edificações altas e esbeltas é um ponto crítico, buscou-se nesta dissertação estudar alguns dos fatores que tem influência na estabilidade global das edificações de concreto armado, tais como: o tipo de sistema construtivo de laje (laje lisa, laje nervurada e laje nervurada com vigas-faixa), espessura das lajes, espessura do núcleo rígido, coeficientes que simulam a não linearidade física dos elementos estruturais, altura do pavimento e o efeito da interação solo-estrutura.

Foi verificado que os fatores supracitados possuem influência na estabilidade global das edificações de concreto armado. Dentre esses fatores, destacaram-se os coeficientes que simulam a não linearidade física dos elementos estruturais e a interação solo-estrutura, de modo que tiveram maior influência na estabilidade global.

Para a modelagem e análise dos resultados será utilizado o programa comercial CAD/TQS versão 17.13.

Palavras-chave: Estabilidade Global; Gama Z; Interação solo-estrutura; CAD/TQS.

ABSTRACT

Reinforced concrete buildings in the past were built with robust elements, providing great rigidity to structure regarding the stability of the same. With technological advances in construction over the years, arose construction systems that provided taller and slender buildings.

Given that the global stability of tall and slender buildings is critical, we sought in this dissertation study some of the factors that influences the global stability of buildings of reinforced concrete, such as the type of construction system slab (flat slab, waffle slab and waffle slab with band beams), thickness of the slabs, the thickness of the hard core, coefficients that simulate the physical non-linearity of structural elements, floor height and the effect of soil-structure interaction.

It was found that the above factors have influence on the global stability of buildings of reinforced concrete. Among these factors, we highlighted the coefficients that simulate the physical non-linearity of the structural elements and soil-structure interaction, so that had a greater influence on global stability.

For modeling and analysis of the results will be used the commercial software CAD / TQS version 17.13.

Keywords: Global Stability; Gama Z; Soil-structure interaction; CAD/TQS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pórtico Plano e Espacial. 20
Figura 2 - Barra reta de material linear elástico engastada na base 21
Figura 3 – Efeitos adicionais de 2ª Ordem 22
Figura 4 - Efeito de 2ª ordem Localizado. 23
Figura 5 - Isopletas da Velocidade Básica V_0 (m/s). 25
Figura 6 - Coeficiente de arrasto para vento de baixa turbulência 27
Figura 7 - Coeficiente de arrasto para vento de alta turbulência 27
Figura 8 - Imperfeições Geométricas Globais. 29
Figura 9 - Imperfeições Geométricas Locais. 30
Figura 10 - Ilustração do Método P-Δ. 32
Figura 11 - Diagrama Tensão x Deformação do Aço. 33
Figura 12 - Diagrama Tensão x Deformação do Concreto. 33
Figura 13 – Diagrama Momento-Curvatura. 35
Figura 14 – Diagrama Normal-Momento-Curvatura. 35
Figura 15 - Métodos para a determinação da capacidade de carga do sistema estaca-solo. 39
Figura 16 – Layout Arquitetônico. 42
Figura 17 – Corte Esquemático. 44
Figura 18 – Perfis de Sondagem. 45
Figura 19 – Pavimento Tipo – Modelo 01/01. 48
Figura 20 – Pavimento Tipo – Modelo 02/01. 50
Figura 21 – Pavimento Tipo – Modelo 03/01. 52
Figura 22 – Coeficientes que consideram a não linearidade física. 53
Figura 23 – Pavimento Tipo – Modelo 01/06. 59
Figura 24 – Pavimento Tipo – Modelo 02/06. 65
Figura 25 – Pavimento Tipo – Modelo 03/04. 69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de m para solos arenosos. 40
Tabela 2 – Valores de m para solos argilosos. 41
Tabela 3 - Cargas distribuídas por área. 46
Tabela 4 – Dados dos modelos da primeira série. 48
Tabela 5 – Dados dos modelos da segunda série. 50
Tabela 6 – Dados dos modelos da terceira série. 51
Tabela 7 – Resultados do modelo 01/01. 54
Tabela 8 – Resultados do modelo 01/02. 55
Tabela 9 – Resultados do modelo 01/03. 56
Tabela 10 – Resultados do modelo 01/04. 57
Tabela 11 – Resultados do modelo 01/05. 57
Tabela 12 – Resultados do modelo 01/06. 58
Tabela 13 – Resultados do modelo 01/07. 59
Tabela 14 – Resultados do modelo 01/08. 60
Tabela 15 – Resultados do modelo 02/01. 61
Tabela 16 – Resultados do modelo 02/02. 62
Tabela 17 – Resultados do modelo 02/03. 62
Tabela 18 – Resultados do modelo 02/04. 63
Tabela 19 – Resultados do modelo 02/05. 64
Tabela 20 – Resultados do modelo 02/06. 64
Tabela 21 – Resultados do modelo 03/01. 66
Tabela 22 – Resultados do modelo 03/02. 67
Tabela 23 – Resultados do modelo 03/03. 67
Tabela 24 – Resultados do modelo 03/04. 68

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIAÇÕES

Δ	Variação
α	Variável genérica / Coeficiente de instabilidade
θ	Ângulo de desaprumo
ψ_0	Coeficiente de combinação
E	Módulo de elasticidade
F	Força
H	Altura/Altura do Edifício
I	Módulo de inércia
L	Comprimento
M	Momento fletor
N	Carga normal
P	Carga pontual
U	Energia potencial
m	Metros
s	Segundos
f	Flecha
h	Horizontal/Altura do pé-direito do pavimento
v	Velocidade
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAD/TQS	Programa comercial para projetos de concreto armado, protendido e alvenaria estrutural
ELS	Estado Limite de Serviço
EI	Rigidez
ISE	Iteração Solo-Estrutura
NLF	Não linearidade física
NLG	Não linearidade geométrica
P-Δ	Metodologia para determinação de esforços de 2ª ordem
SPT	Sondagem a percussão
γ_z	Coeficiente de instabilidade e majoração dos esforços globais de 1ª Ordem
γ_f	Coeficiente de ponderação das ações

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 13
1.1 OBJETIVO 14
1.2 ESCOPO DO TRABALHO 15
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 16
2.1 ESTABILIDADE GLOBAL 16
2.1.1 Parâmetro de Instabilidade Alfa (α) 16
2.1.2 Coeficiente de Instabilidade Gama Z (γ_z) 17
2.1.3 Fatores que Influenciam na Estabilidade Global 19
2.2 EFEITOS DE 2ª ORDEM 20
2.2.1 Efeitos Globais, Locais e Localizados de 2ª ordem 23
2.2.2 Estruturas de Nós Fixos e Estruturas de Nós Móveis 23
2.2.3 Ações Horizontais 24
2.2.4 Método P-Δ 31
2.3 ANÁLISE NÃO LINEAR 32
2.3.1 Não Linearidade Física (NLF) 32
2.3.1 Não Linearidade Geométrica (NLG) 36
2.4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA 37
2.4.1 Interação Solo-Estrutura no CAD/TQS 38
3 METODOLOGIA 42
3.1 DESCRIÇÃO DOS MODELOS 43
3.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA PRIMEIRA SÉRIE 46
3.3 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SEGUNDA SÉRIE 49
3.4 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA TERCEIRA SÉRIE 51
3.5 PARÂMETROS DO PROGRAMA CAD/TQS 52
4 RESULTADOS E ANÁLISE DOS MODELOS PROPOSTOS 54

4.1 RESULTADOS DOS MODELOS DA PRIMEIRA SÉRIE 54
4.2 RESULTADOS DOS MODELOS DA SEGUNDA SÉRIE 61
4.3 RESULTADOS DOS MODELOS DA TERCEIRA SÉRIE 66
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS 70
5.1 CONCLUSÕES 70
5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS 72
6 REFERÊNCIAS 73
ANEXO A 76

1 INTRODUÇÃO

O grande crescimento populacional aliado à escassez de espaço físico nos centros urbanos propicia a construção de edificações altas e esbeltas. Dentre as tecnologias construtivas de lajes existentes no mercado brasileiro, as lajes lisas, nervuradas e nervuradas com vigas-faixa se destacam pelo aumento de produtividade e economia de materiais quando comparadas ao sistema de lajes e vigas convencional. Ademais, as lajes lisas e nervuradas com vigas-faixa quando submetidas ao processo de protensão, permitem a utilização de vãos livres maiores, redução do consumo de formas, melhor aproveitamento dos materiais e uma maior flexibilidade arquitetônica. Entretanto, edificações com essas características constrututivas tornam-se menos rígidas.

As lajes nervuradas são constituídas por vigas (nervuras) que se cruzam, solidarizadas por uma mesa de concreto. A redução do peso próprio da laje é resultante da eliminação do concreto abaixo da linha neutra, o que proporciona um melhor aproveitamento do aço e do concreto. As nervuras adicionadas de aço resistem às tensões de tração, e o material de enchimento é colocado com função única de substituir o concreto, de modo a reduzir o peso próprio da estrutura.

Resumidamente, o sistema de protensão de lajes visa introduzir um estado prévio de tensões no concreto a fim de melhorar sua resistência e deformabilidade, pois comprimir previamente o concreto resultará num melhor comportamento nas regiões que pode haver tração.

Uma das características mais relevantes dessas tecnologias construtivas de lajes é que as mesmas são desprovidas de vigas altas, fato que leva a uma redução da rigidez quanto aos deslocamentos horizontais e também à estabilidade global.

Nestes tipos de edificações, o contraventamento da mesma fica a cargo, pelo menos numa primeira análise, do conjunto de pilares que a compõem. Pois, sendo a estrutura desprovida de vigas altas, não haveria a *priori* a estabilização da edificação

por pórticos espaciais. Neste caso, é comum a utilização de pilares-parede no formato de “U” ou “L” convenientemente posicionados, na planta da edificação, conferindo a esta a rigidez necessária em ambas às direções para estabilidade da mesma.

Trabalhos recentes como os de Feitosa e Alves (2015), Passos *et al.* (2016), Freitas *et al.* (2016) e Paixão e Alves (2016) apontam quais são as grandezas na análise do projeto estrutural que contribuem para a estabilidade global das edificações.

A interação solo-estrutura pode ser definida como a influência mútua gerada entre o sistema de fundação da edificação e a superestrutura. Nos escritórios de cálculo estrutural uma prática muito comum é utilizar a simplificação de que a superestrutura das edificações está apoiada em uma base rígida e indeformável. Esta simplificação não representa o comportamento real que a estrutura terá quando apoiada no maciço de solo através de sua infraestrutura. Portanto, é justificável o estudo da influência que essa interação irá originar na estabilidade global das estruturas.

Feitosa (2016) apresenta um estudo da estabilidade global de edificações com lajes lisas quando leva-se em consideração a interação solo-estrutura. Este estudo aponta grande influência nos parâmetros de instabilidade devido a esta consideração.

1.1 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho consiste na análise de diferentes modelos de cálculo de uma edificação com relação de esbeltez de *um* para *seis* (relação da menor largura com a altura da edificação), variando em cada modelo o tipo de sistema construtivo de laje adotado, a saber, laje lisa, laje nervurada e laje nervurada com vigas-faixa. Adicionalmente, será avaliada a influência da interação solo-estrutura em relação à estabilidade global dos modelos propostos.

Assim, buscar-se-á avaliar nos modelos propostos, os parâmetros de instabilidade previstos na ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimentos, devido à variação do sistema construtivo de lajes, espessura das

lajes, seções dos pilares, coeficientes que simulam a não linearidade física dos elementos estruturais, altura do pavimento, espessura do núcleo rígido da edificação e consideração da interação solo-estrutura.

Para a análise e verificação dos parâmetros de instabilidade, será utilizado o software comercial CAD/TQS versão 17.13, o qual considera as premissas de dimensionamento de estruturas de concreto previstas nas normas brasileiras.

1.2 ESCOPO DO TRABALHO

No capítulo 2 são apresentados os conceitos sobre a estabilidade global de estruturas de concreto, a descrição dos parâmetros de instabilidade, α e γ_z e principais fatores que influenciam na estabilidade global. São apresentados também os conceitos sobre os efeitos de 2ª ordem (globais, locais e localizados) e a descrição de um dos métodos P-Δ para obtenção dos esforços de 2ª ordem. Aborda a análise não linear, a não linearidade física e geométrica, bem como a interação solo-estrutura.

No capítulo 3 é apresentada a descrição dos modelos e parâmetros do programa CAD/TQS utilizados na dissertação.

No capítulo 4 são apresentados os resultados dos modelos e uma análise desses resultados.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões do estudo.

No capítulo 6 são apresentadas recomendações para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTABILIDADE GLOBAL

A estabilidade global das estruturas é definida como sua sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem, sendo esta relação proporcionalmente inversa, ou seja, quanto mais sensível à estrutura for aos efeitos de 2ª ordem, menos estável ela será (KIMURA, 2007).

A ABNT NBR 6118:2014 define que para estruturas de concreto armado, o estado-limite último de instabilidade é atingido sempre que, ao se aumentar a intensidade do carregamento e, portanto, das deformações, haverá elementos submetidos à flexo-compressão onde o aumento da capacidade resistente do elemento passa a ser inferior ao aumento da solicitação. Essa norma dispensa a consideração das solicitações de 2ª ordem se estas não forem em intensidade maiores que 10% das solicitações de 1ª ordem. Assim, é sempre necessária à realização da análise 2ª ordem, independente se estes efeitos serão utilizados para dimensionar a estrutura. A norma prevê o coeficiente γ_z e o parâmetro α para auxiliar na decisão de se considerar os efeitos de 2ª ordem.

2.1.1 Parâmetro de Instabilidade Alfa (α)

O parâmetro α foi definido por BECK & KÖNIG (1967), como sendo o parâmetro utilizado para ponderar se os efeitos de 2ª ordem serão ou não considerados através da rigidez da estrutura. Basicamente o parâmetro α transforma a análise da estabilidade da edificação em uma verificação de um pilar de rigidez equivalente.

A ABNT NBR 6118:2014 propõe que uma estrutura reticulada possa ser considerada como uma estrutura de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que α_1 de acordo com a seguinte formulação:

$$\alpha = H_{tot} * \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} * I_c)}} \qquad 2.1$$

Onde:

$$\alpha_1 = 0{,}2 + 0{,}1 * n \quad se\ n \leq 3 \qquad 2.2$$

$$\alpha_1 = 0{,}6 \qquad se\ n \geq 4 \qquad 2.3$$

Onde:

- *n* = número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação;
- H_{tot} = altura total da estrutura medida a partir do topo da fundação;
- N_k = somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura com seu valor característico;
- $E_{cs}I_c$ = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

O valor de α_1 varia com o tipo de subestrutura de contraventamento. Esse valor limite de α_1 = 0,6 para o número de pavimentos maior ou igual a quatro é aplicável às estruturas usuais de edifícios, podendo ser adotado para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adota-se α_1 = 0,7 e quando só houver pórticos, adota-se α_1 = 0,5 (MONCAYO, 2016). O parâmetro α não se aplica a estruturas significativamente assimétricas, ou que apresentem deslocamentos horizontais apreciáveis sob ação das cargas verticais (MONCAYO, 2016).

2.1.2 Coeficiente de Instabilidade Gama Z (γ_z)

O coeficiente de instabilidade γ_z foi introduzido por FRANCO & VASCONCELOS (1991), o qual mensura a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem,

podendo também ser utilizado para majorar os efeitos de 1ª ordem devido às cargas horizontais para obtenção de efeitos aproximados de 2ª ordem.

Franco e Vasconcelos (1991) estabeleceram que o valor limite de γ_z é 1,20. Entretanto, Carmo (1995) concluiu em seu trabalho que é possível chegar ao valor limite de γ_z igual a 1,30. A ABNT NBR 6118:2014 aponta que o valor limite do coeficiente γ_z é igual a 1,30 e que valores acima deste limite caracterizam estruturas com um grau de instabilidade elevado.

A ABNT NBR 6118:2014 determina a seguinte formulação para o coeficiente γ_z:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \qquad 2.4$$

Onde:

- $M_{1,tot,d}$ = É o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos produzidos pelas forças horizontais em relação à base da estrutura;
- $\Delta M_{tot,d}$ = É a soma dos produtos de todas as forças verticais que atuam na estrutura, pelos deslocamentos horizontais aplicados em seus respectivos pontos, os quais são obtidos na análise de 1ª ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se γ_z for menor ou igual a 1,1 e de nós móveis se γ_z for maior que 1,1 e menor ou igual a 1,3.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 15.7.2, é possível estimar os esforços finais (1ª e 2ª ordem) multiplicando os esforços horizontais de primeira ordem da combinação de carregamento considerada, por 0,95 γ_z, desde que o γ_z da estrutura seja menor ou igual a 1,30. Entretanto, Lima (2001) concluiu em seu trabalho que a majoração por 0,95 γ_z não acarreta bons resultados, já a majoração somente por γ_z mostrou-se mais eficiente. Pinto (1997) *apud* Moncayo (2011) obtiveram conclusões semelhantes.

2.1.3 Fatores que Influenciam na Estabilidade Global

Dentre os vários fatores que influenciam na estabilidade global de edifícios, destaca-se o carregamento vertical e a rigidez da estrutura como os preponderantes.

Ao se avaliar a formulação do parâmetro α, equação 2.1, nota-se que um aumento do carregamento vertical proporciona um aumento no parâmetro α. Entretanto, um aumento no carregamento horizontal não possui o mesmo efeito, porém, acarreta em aumento do deslocamento lateral.

O parâmetro γ_z indica essa relevância em sua formulação, pois, quando do aumento do carregamento vertical, verifica-se um aumento no valor do coeficiente γ_z para um mesmo carregamento horizontal. Já o aumento do carregamento horizontal não gera um aumento no valor do coeficiente γ_z, pois os esforços de 1ª ordem e 2ª ordem aumentam na mesma proporção, ou seja, $\Delta M_{tot,d}$ / $M_{1,tot,d}$ permanece constante na equação 2.4. Feitosa (2016) demonstrou com um exemplo numérico que somente o aumento no carregamento vertical alterou o valor do coeficiente γ_z.

Em relação à rigidez da estrutura, sabe-se que quanto mais rígida esta for menor será seus deslocamentos, e consequentemente menores serão os momentos de 2ª ordem, resultando na diminuição do coeficiente γ_z. É notório também que um aumento na rigidez *EI* levará a uma diminuição do parâmetro α. FREITAS *et al.* (2016) observam que a presença de elementos que colaborem com o aumento de rigidez da estrutura impactam de forma a reduzir os valores do coeficiente γ_z, logo, melhoram a estabilidade. PASSOS *et al.* (2016) também apontam que alterações que enrijeção a estrutura melhoram a estabilidade global.

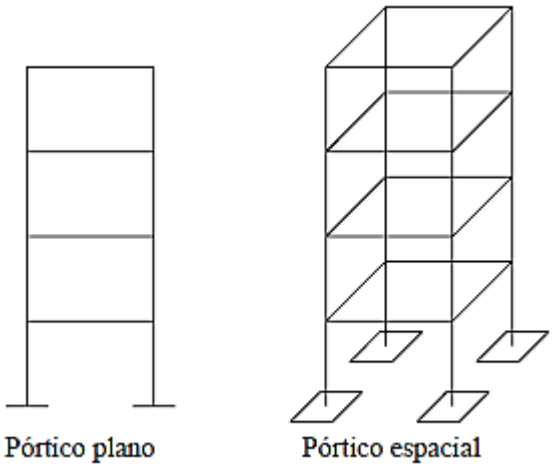
Martins (2001) e Feitosa (2016) fizeram modelos considerando as lajes como elementos resistentes aos esforços horizontais, ou seja, incluindo a rigidez à flexão transversal das lajes ao pórtico da edificação. Ao comparar estes modelos com os modelos que não consideravam a rigidez à flexão transversal das lajes, os autores observaram que os modelos que não utilizavam as lajes como elemento de contraventamento apresentaram deslocamentos horizontais e esforços nos pilares superiores àqueles encontrados nos modelos que utilizavam a rigidez à flexão

transversal das lajes. Observaram também que houve aumento nos parâmetros de instabilidade α e γ_z.

2.2 EFEITOS DE 2ª ORDEM

As edificações em concreto são normalmente compostas por estruturas reticuladas, formadas por pórticos planos ou espaciais que irão absorver as ações verticais e horizontais de forma a garantir a estabilidade global da estrutura (BUENO, 2009). A Figura 1 apresenta a situação tanto para pórtico plano como para pórtico espacial.

Figura 1 - Pórtico Plano e Espacial.
Fonte: BUENO (2009)

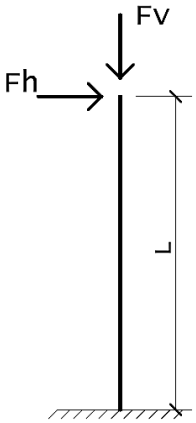


Analisar uma estrutura desconsiderando os deslocamentos horizontais e verticais, oriundos da ação dos carregamentos a que esta estrutura está submetida, é uma aproximação de cálculo denominada análise de 1ª ordem.

A análise de 1ª ordem considera a estrutura com sua configuração geométrica indeformada para a análise estrutural. A partir da consideração da configuração geométrica deformada da estrutura, surgem solicitações adicionais no sistema estrutural denominada efeitos de 2ª ordem, ou seja, esses efeitos são adicionais à estrutura, oriundos de sua deformação. Portanto, este efeito é responsável pelo comportamento não linear da estrutura.

Considere uma barra rigorosamente reta composta por material dito linear, engastada em sua base, conforme Figura 2.

Figura 2 - Barra reta de material linear elástico engastada na base
Fonte: FEITOSA (2016)



Considerando que atua na barra somente a força horizontal F_h, a flecha e o momento originado na barra são dados pelas equações 2.5 e 2.6 respectivamente.

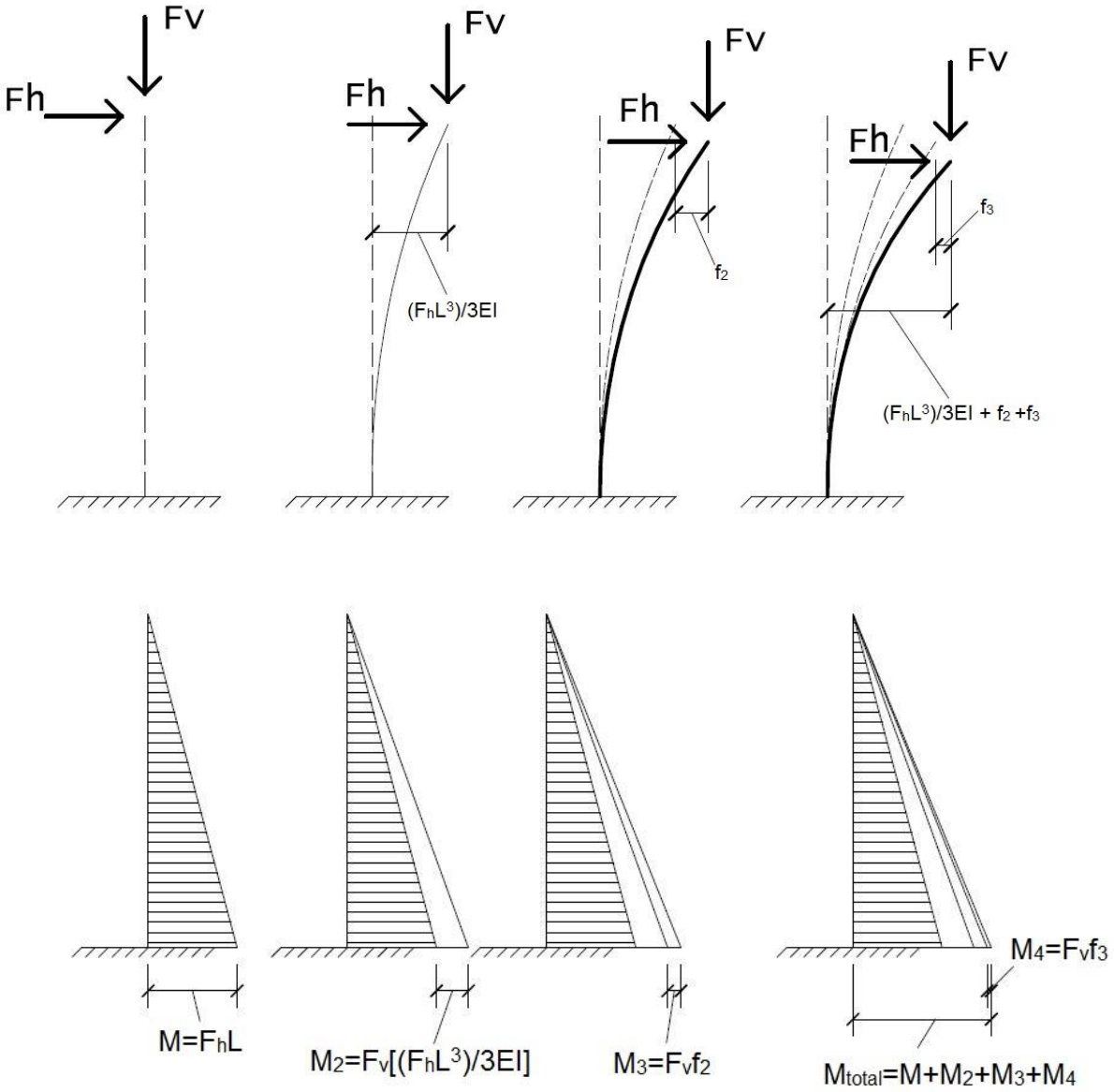
$$\frac{F_h L^3}{3EI} \qquad 2.5$$

$$M_{max} = F_h L \qquad 2.6$$

Portanto, como dito anteriormente, por considerar a barra com sua configuração geométrica indeformada, a análise é dita de 1ª ordem.

Agora, considere que atuam na barra, ambas as forças F_v e F_h. Assim, após a ocorrência da flecha na barra, a posição da carga vertical será diferente da posição na configuração inicial, implicando num acréscimo de solicitação na barra. O momento adicional originado pela nova posição da carga vertical devido à deformação da barra é denominado de momento de 2ª ordem. Já o acréscimo de esforços, tensões e flechas são denominados de efeitos de 2ª ordem. A Figura 3 exemplifica os efeitos adicionais de 2ª ordem.

Figura 3 – Efeitos adicionais de 2ª Ordem
Fonte: FEITOSA (2016)

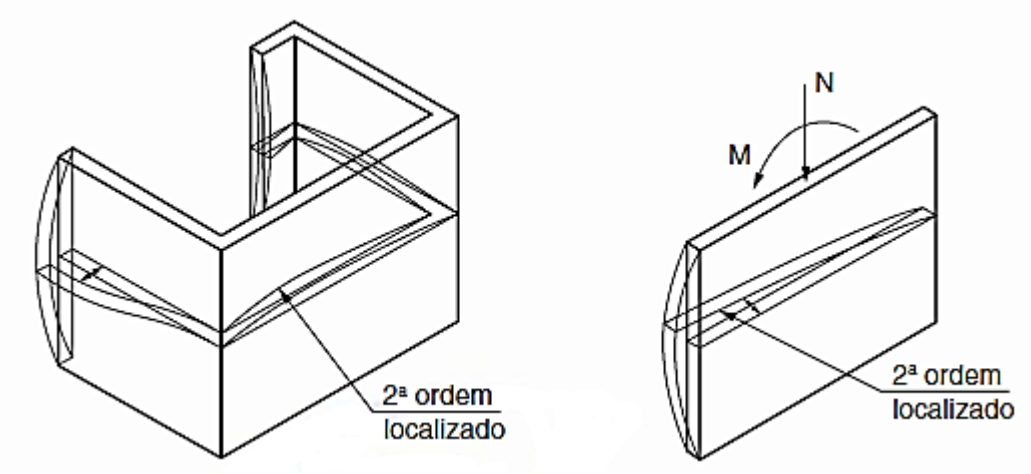


O equilíbrio do sistema se dá numa deformação maior que a calculada pela análise de 1ª ordem, sendo que não houve acréscimos no valor das forças aplicadas F_v e F_h. Nota-se que o carregamento do sistema sofreu alteração em virtude da configuração geométrica deformada da barra entre o equilíbrio inicial e final do sistema e não devido à variação da intensidade das cargas. A este processo dá-se o nome de análise de 2ª ordem, onde o momento final na barra será a soma do momento obtido na análise de 1ª ordem com os momentos obtidos na análise de 2ª ordem.

2.2.1 Efeitos Globais, Locais e Localizados de 2ª ordem

A ABNT NBR 6118:2014 classifica os efeitos de 2ª ordem em globais, locais e localizados. Os nós da estrutura quando submetida à ação de cargas verticais e horizontais, deslocam-se horizontalmente. Os esforços provenientes desses deslocamentos são nomeados de efeitos globais de 2ª ordem. Os efeitos locais de 2ª ordem, no caso de barras da estrutura, são oriundos da perda de retilineidade do eixo da barra e afetam os esforços ao longo da mesma. No caso de pilares-parede (simples ou compostos), pode-se existir uma região onde a não retilineidade seja maior que a do eixo do pilar, ocorrendo assim o efeito de 2ª ordem localizado. A Figura 4 exemplifica a situação da perda de retilineidade de pilares parede.

Figura 4 - Efeito de 2ª ordem Localizado.
Fonte: ABNT NBR 6118:2014



2.2.2 Estruturas de Nós Fixos e Estruturas de Nós Móveis

A ABNT NBR 6118:2014 define que as estruturas de nós fixos são as estruturas onde os deslocamentos horizontais são pequenos, portanto, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis quando são inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem. Já as estruturas de nós móveis, são aquelas em que os deslocamentos horizontais não são pequenos, sendo maiores que 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem. Assim, a norma prescreve que neste tipo de estrutura, devem-se considerar tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados.

2.2.3 Ações Horizontais

A ação do vento e as imperfeições geométricas comumente são as principais ações horizontais consideradas na análise de estabilidade das estruturas (CARMO, 1995), e, portanto, serão abordadas neste trabalho. Vale ressaltar que existem outras não menos importantes como ações sísmicas e empuxos desequilibrados (BUENO, 2009).

2.2.3.1 Vento

A ação do vento representa a principal solicitação horizontal a que a estrutura está submetida. A ABNT NBR 6123:1988 trata o vento de forma estática através de formulações que envolvem fatores meteorológicos, aerodinâmicos e estatísticos, determinando assim uma carga estática equivalente. Para calcular a ação do vento, são utilizadas as seguintes formulações:

a) Velocidade característica do vento (V_k):

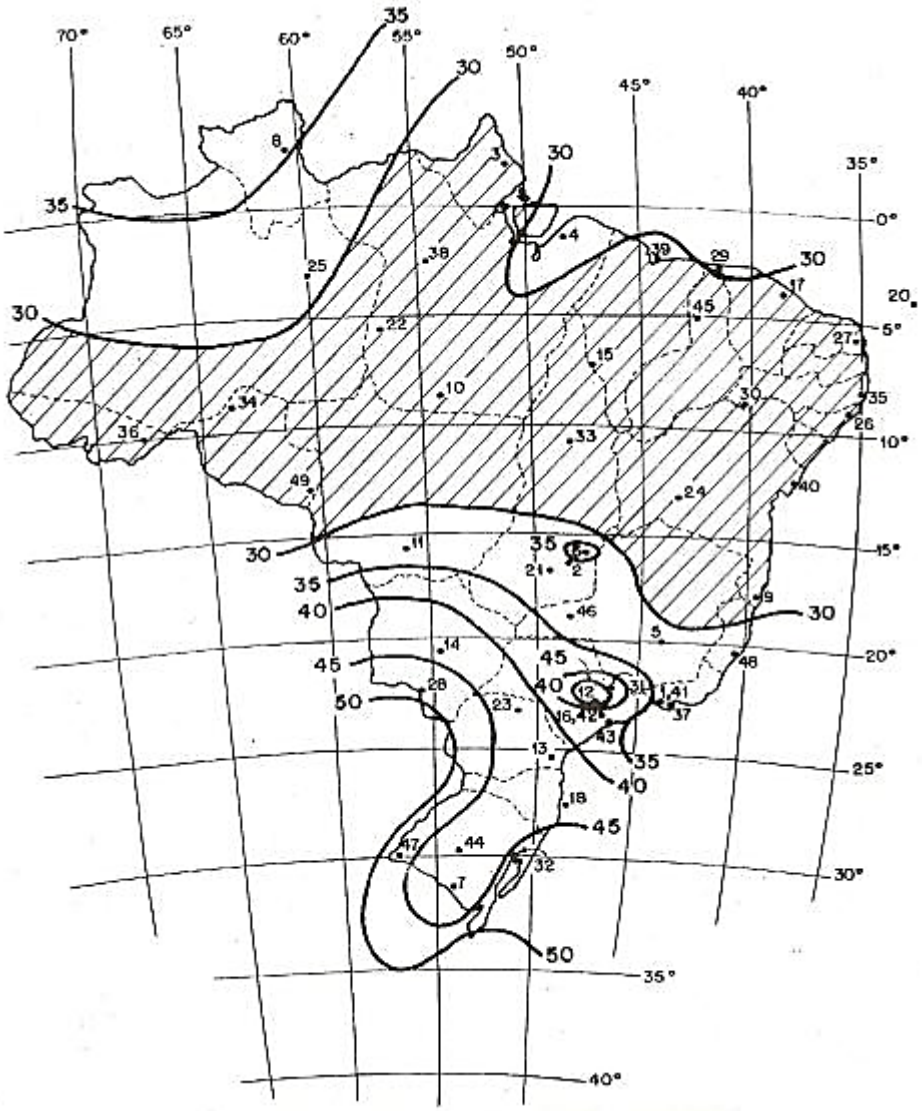
$$V_K = V_o * S_1 * S_2 * S_3 \qquad 2.7$$

Onde:

- V_0 = velocidade básica do vento correspondente à velocidade de uma rajada com duração de três segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a dez metros acima do terro, em campo aberto e plano. Esta velocidade é dada pelo mapa de isopletas;
- S_1 = fator topográfico, função das variações do relevo no terreno;
- S_2 = fator relativo a rugosidade do terreno e das dimensões da edificação;
- S_3 = fator estatístico, função da vida útil da edificação e do grau de segurança requerido.

A Figura 5 apresenta o mapa do Brasil com as isopletas de velocidade báisca do vento ao longo das regiões do país.

Figura 5 - Isopletas da Velocidade Básica V_0 (m/s).
Fonte: ABNT NBR 6123:1988



b) Pressão dinâmica do vento (*q*):

A partir da velocidade característica do vento determinada pela equação 2.7, pode-se obter a pressão dinâmica do vento dada por:

$$q = 0{,}613 * V_k^2 \qquad 2.8$$

Onde:

- q = pressão dinâmica do vento, em N/m²;
- V_k = velocidade característica do vento, em m/s.

c) Força de arrasto (F_a):

A força de arrasto é a componente da força global que atua na direção do vento (equação 2.9).

$$F_a = C_a * q * A_e \qquad 2.9$$

Onde:

- C_a = coeficiente de arrasto;
- A_e =área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento;
- q = pressão dinâmica do vento.

d) Coeficiente de arrasto (C_a):

Segundo a ABNT NBR 6123:1988, o coeficiente de arrasto (C_a) em edificações de múltiplos andares com planta retangular é determinado por ábacos, sendo o ábaco da Figura 6 para vento de baixa turbulência e o da Figura 7 para vento de alta turbulência.

Nos ábacos mostrados a seguir, o parâmetro “h” representa a altura da edificação, L1 é a largura da edificação perpendicular à direção do vento considerado e L2 é o comprimento da edificação paralelo à direção do vento considerado.

Figura 6 - Coeficiente de arrasto para vento de baixa turbulência
Fonte: Manual CAD/TQS (2013)

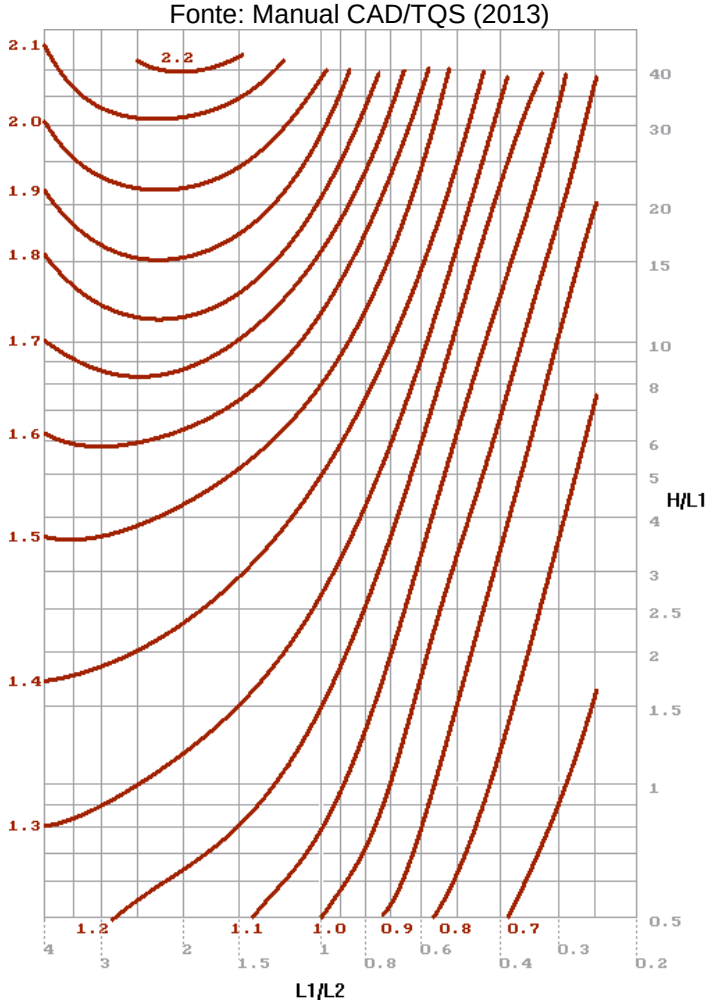
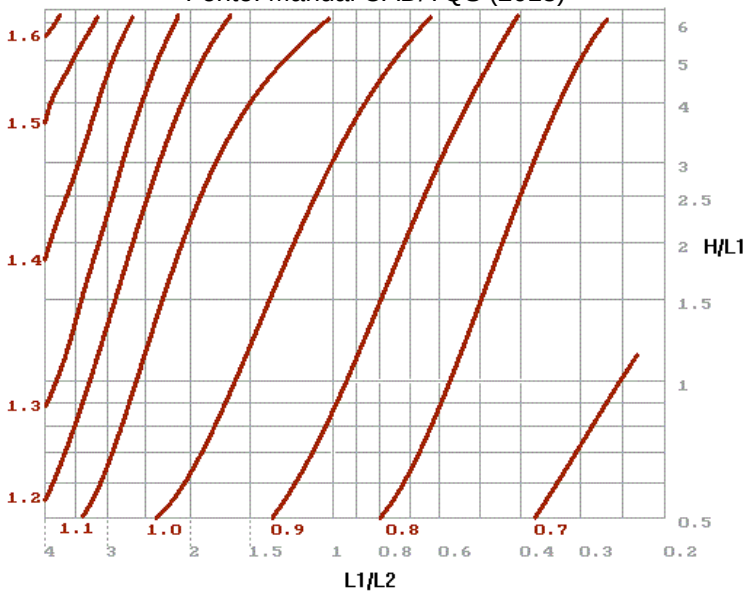


Figura 7 - Coeficiente de arrasto para vento de alta turbulência
Fonte: Manual CAD/TQS (2013)



O vento de baixa turbulência é caracterizado quando a edificação está situada em campo aberto e plano, de maneira que o vento flui regularmente. De acordo com a ABNT NBR 6123:1988, caracteriza-se vento de alta turbulência quando a altura da edificação não excede duas vezes a altura média das edificações vizinhas, na direção e sentido do vento incidente a uma distancia mínima de:

- 500 metros, para edificações de até 40 metros de altura;
- 1000 metros, para edificações de até 55 metros de altura;
- 2000 metros, para edificações de até 70 metros de altura;
- 3000 metros, para edificações de até 80 metros de altura.

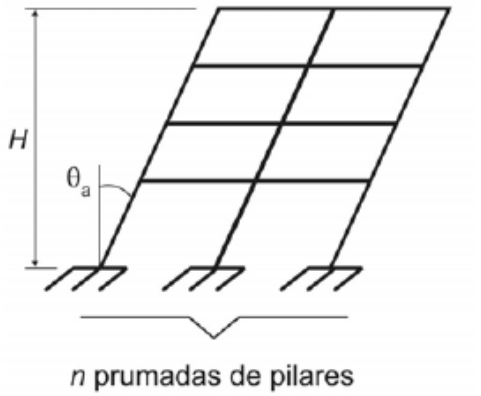
Vale ressaltar que, a intensidade da força global do vento de alta turbulência é menor devido à presença de obstáculos. Por consequência essa intensidade é maior no vento de baixa turbulência, pois devido à ausência de obstáculos o vento segue livremente.

2.2.3.2 Imperfeições Geométricas

Sendo oriundas do processo construtivo, as imperfeições geométricas nas edificações de concreto armado são classificadas em imperfeições geométricas globais e imperfeições geométricas locais.

As imperfeições geométricas globais são consideradas através de desaprumos dos elementos verticais, sendo que este desaprumo varia de acordo com a altura total da edificação e do número de prumadas de pilares. A Figura 8 apresenta a situação do desaprumo da estrutura, em função, por exemplo, da carga de vento ou por desaprumos construtivos.

Figura 8 - Imperfeições Geométricas Globais.
Fonte: ABNT NBR 6118:2014



Este desaprumo pode ser estimado pelas formulações a seguir:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \qquad 2.10$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \qquad 2.11$$

Onde:

- θ_{1min} = 1/300 para estruturas reticuladas e imperfeições locais;
- $\theta_{1máx}$ = 1/200;
- *H* = altura total da edificação, expressa em metros (m);
- *n* = número de prumadas de pilares no pórtico plano.

A ABNT NBR 6118:2014 aborda ainda que para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, deve-se considerar $\theta_a = \theta_1$ e para pilares isolados em balanço, deve-se adotar θ_1 = 1/200. Ainda em relação as ações de vento e desaprumo, essa norma determina:

> *"A consideração das ações de vento e desaprumo dever ser realizada de acordo com as seguintes possibilidades:*
>
> *a) Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.*

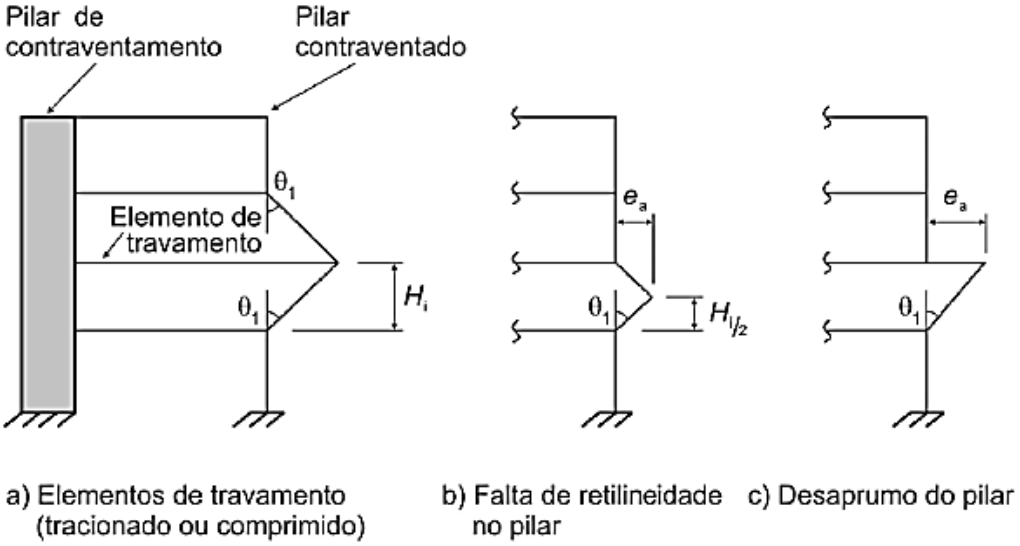
b) Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de θ_{1min}, conforme definido acima.

c) Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do θ_{1min}. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

A comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com desaprumo calculado com θ_a, sem a consideração de θ_{1min}." (ABNT NBR 6118:2014).

As imperfeições geométricas locais são consideradas nos elementos que ligam os pilares contraventados aos pilares de contraventamento, normalmente vigas e lajes, sendo estes elementos sujeitos a esforços de tração devido ao desaprumo do pilar contraventado, conforme apresentado na Figura 9.

Figura 9 - Imperfeições Geométricas Locais.
Fonte: ABNT NBR 6118:2014



De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, pode-se substituir o efeito das imperfeições locais nos pilares e pilares-parede, em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem dado pela equação 2.12 a seguir:

$$M_{1d,min} = N_d(0{,}015 + 0{,}03h) \qquad 2.12$$

Onde:

- h = altura total da seção transversal na direção considerada, expressa em metros (m);
- N_d = esforço normal de cálculo atuando sobre o pilar.

A este momento devem ser acrescidos os momentos de 2ª ordem. Para determinação dos momentos de 2ª ordem, utiliza-se, dentre outros, o Método P-Δ.

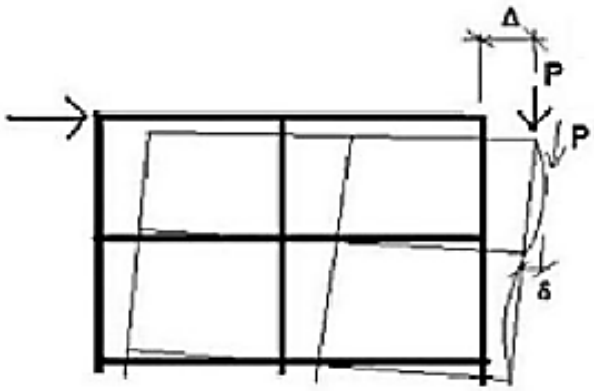
2.2.4 Método P-Δ

Para se determinar os efeitos de 2ª ordem globais das estruturas classificadas como de nós móveis, utiliza-se uma ferramenta chamada de Método P-Δ. A literatura aborda diversos métodos que consideram este processo, tais como: Método da Carga Lateral Fictícia, Método de Dois Ciclos Iterativos, Método da Carga de Gravidade Iterativa e Método da Rigidez Negativa (MONCAYO, 2011). Normalmente, utiliza-se o Método da Carga Lateral Fictícia.

O método iterativo P-Δ clássico ou Método da Carga Lateral Fictícia, é utilizado na análise de 2ª ordem das estruturas, o qual transforma os deslocamentos laterais em forças horizontais equivalentes. Ao realizar a análise de 1ª ordem de uma estrutura, considerando sua configuração inicial indeformada, obtém-se os deslocamentos relativos entre pavimentos devido aos carregamentos horizontais. Assim, determinam-se as forças laterais fictícias, ao nível de cada pavimento, sendo estas equivalentes ao binário resultante do momento gerado pelas forças verticais sobre os deslocamentos horizontais. Essas forças laterais fictícias são somadas às forças horizontais iniciais e é feita uma nova análise para se determinar novos valores de deslocamento e forças horizontais fictícias, sendo somadas novamente às forças horizontais iniciais. Portanto, este processo é repetido até que os valores de deslocamentos convirjam, ou seja, quando a diferença entre deslocamentos da

enésima iteração com a iteração anterior seja irrisória. A Figura 10 ilustra o efeito da carga horizontal atuando em uma estrutura fictícia.

Figura 10 - Ilustração do Método P-Δ.
Fonte: SOUZA (2009)



2.3 ANÁLISE NÃO LINEAR

Simplificadamente, diz-se que uma análise não linear é um cálculo em que a resposta da estrutura, seja em deslocamentos, tensões ou esforços, possui comportamento desproporcional à medida que um carregamento é aplicado, ou seja, comportamento não linear (KIMURA, 2007).

Estruturas de concreto armado apresentam um comportamento não linear relevante, isto é, uma relação não linear entre esforços e deslocamentos, decorrente de sua não linearidade física e geométrica. Tal comportamento é inerente a toda estrutura de concreto armado e deve ser sempre levada em consideração durante a análise estrutural.

2.3.1 Não Linearidade Física (NLF)

A não linearidade física do concreto armado advém do fato deste ser constituído de materiais com propriedades físicas variadas, formando um material anisotrópico, heterogêneo, com módulo de elasticidade que varia em cada ponto da curva do diagrama de tensão-deformação.

Este comportamento do concreto armado está ligado com a característica não linear do aço e do concreto observado nos diagramas tensão x deformação da Figura 11 e Figura 12.

Figura 11 - Diagrama Tensão x Deformação do Aço.
Fonte: BUENO (2009)

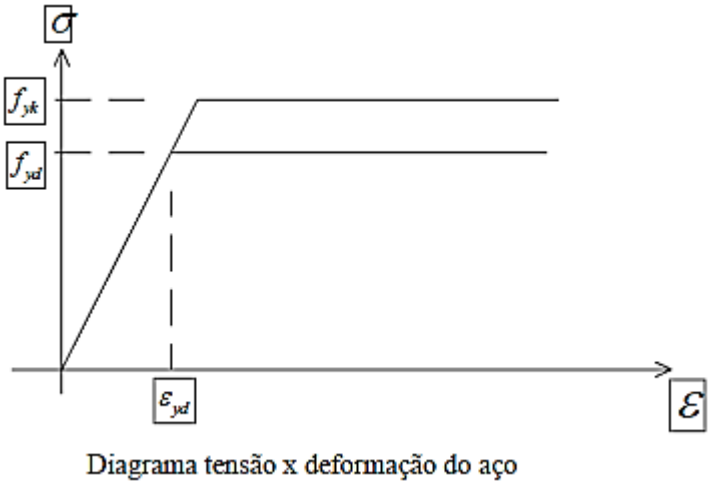
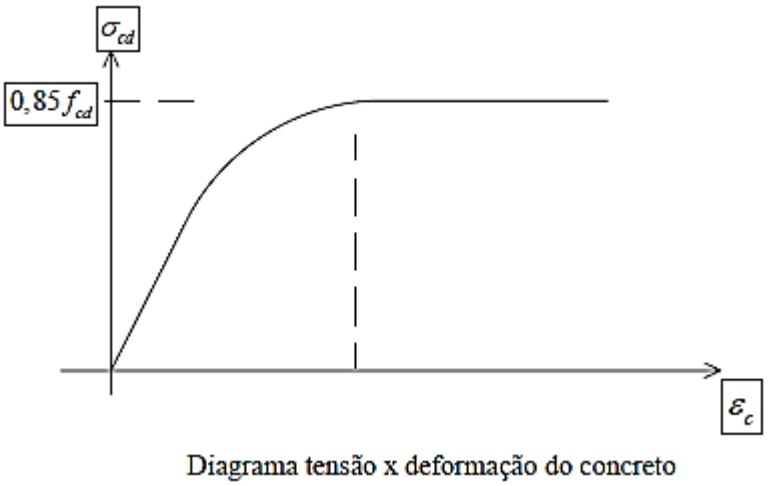


Figura 12 - Diagrama Tensão x Deformação do Concreto.
Fonte: BUENO (2009)



Adicionalmente, o concreto apresenta uma grande diferença de resistência a esforços de compressão e tração, o que em situação de uso comum, leva à formação de fissuras por tração, reduzindo a capacidade resistente das peças. Além da fissuração, a fluência, a combinação de diferentes esforços e a própria presença de armaduras também conferem um comportamento não linear ao concreto. Os

efeitos da fissuração, da fluência e do escoamento da armadura conferem ao concreto armado um comportamento não-linear (PINTO, 1997)

A ABNT NBR 6118:2014 utiliza uma simplificação na consideração da não linearidade física. A rigidez dos elementos estruturais é alterada a partir de coeficientes de redução para cada tipo de elemento (vigas, pilares e lajes), de acordo com a influência que este elemento possui para a estabilidade global da estrutura. Esta rigidez reduzida pelo coeficiente é chamada de rigidez efetiva ou rigidez secante.

A norma supracitada torna obrigatória a consideração da não linearidade física e propõe os valores que devem ser adotados para redução da rigidez dos elementos estruturais, sendo estes:

- Lajes: $(EI)_{sec}= 0,3\ E_{ci}I_c$
- Vigas:
    - $(EI)_{sec}=0,4\ E_{ci}I_c$ para $A_{s`} \neq A_s$
    - $(EI)_{sec}=0,5\ E_{ci}I_c$ para $A_{s`} = A_s$
- Pilares: $(EI)_{sec}= 0,8\ E_{ci}I_c$

Onde:

- I_c: Momento de inércia da seção bruta de concreto;
- E_{ci}: Módulo de deformação tangencial inicial do concreto;
- A_s: Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;
- $A_{s'}$: Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão.

Em sua versão anterior, ABNT NBR 6118:2007, no item 15.7.3 admite que se o fator de instabilidade global γ_z for menor que 1,3 e a estrutura de contraventamento da edificação for composta unicamente por pilares e vigas, a rigidez efetiva ou secante de pilares e vigas poderia ser assumida como:

- Pilares e Vigas: $(EI)_{sec}= 0,7\ E_{ci}I_c$

No entanto, tal consideração foi subtraída em sua nova versão de 2014. Ocorre que, a utilização desses coeficientes para reduzir a inércia dos elementos estruturais é direcionada para uma análise de NLF global. Para a análise de elementos isolados, por exemplo, vigas ou lances de pilares, utiliza-se o diagrama momento-curvatura. O diagrama momento-curvatura (Figura 13) pode ser utilizado na análise não-linear de pavimentos, no cálculo de flechas, e o diagrama normal-momento-curvatura (Figura 14) é empregado no cálculo de elementos submetidos a esforço normal, por exemplo, vigas submetidas à flexão composta e também para o cálculo de pilares (MONCAYO, 2016).

Figura 13 – Diagrama Momento-Curvatura.
Fonte: MONCAYO (2016)

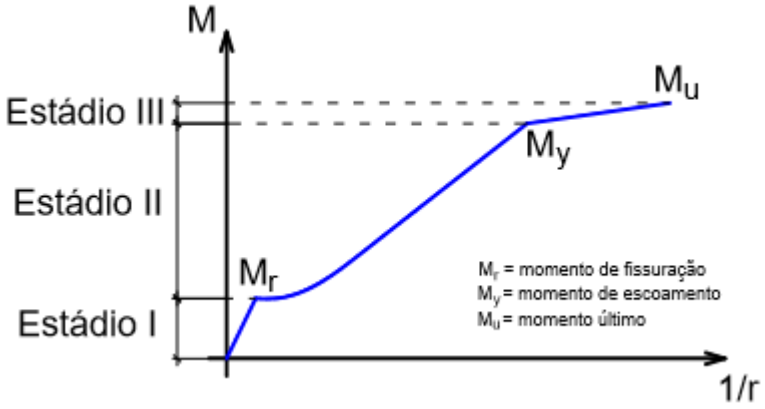
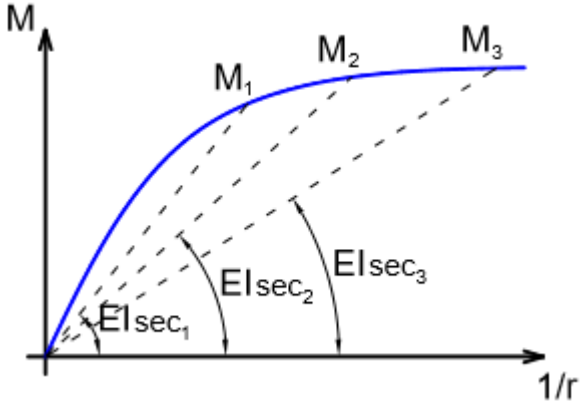


Figura 14 – Diagrama Normal-Momento-Curvatura.
Fonte: MONCAYO (2016)



Moncayo (2016) aponta que o diagrama da Figura 14 é gerado para uma dada força normal, para um determinado valor da taxa de armadura e que o efeito da fluência não foi considerado.

2.3.1 Não Linearidade Geométrica (NLG)

Ainda que constituída de um material que apresente uma relação tensão-deformação linear, uma estrutura pode ter um comportamento não linear ao sofrer grandes deslocamentos. A deformação lateral de um componente estrutural leva ao aparecimento de momentos fletores adicionais (momentos de 2ª ordem), devido à nova posição do esforço vertical. Esse comportamento é chamado de não linearidade geométrica, por não apresentar uma relação linear entre esforços e efeitos.

Para realizar a análise estrutural considerando a não linearidade geométrica, a ABNT NBR 6118:2014 utiliza uma formulação de segurança para a combinação de ações. O carregamento solicitante é majorado pelo fator γ_f / γ_{f3}, e em seguida, os esforços solicitantes encontrados são majorados pelo fator γ_{f3}, sendo este fator igual a 1,1. Assim, o fator γ_f é inteiramente considerado, apesar de o esforço encontrado ser menor que aquele que seria obtido se o fator γ_{f3} tivesse sido aplicado ao carregamento solicitante inicialmente. Tal fato demonstra que não há proporção linear entre ações e efeitos na NLG. As incertezas ponderadas pelo fator γ_{f3} são menores na análise que considera a NLG, pois trata-se de uma análise mais refinada (FRANCO E VASCONCELOS, 1991).

De acordo com a ABNT NBR 8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas, o fator γ_f é definido por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1}\gamma_{f2}\gamma_{f3} \qquad 2.13$$

Onde:

- γ_{f1}: considera a variabilidade das ações;
- γ_{f2}: é o coeficiente de combinação ψ_0;
- γ_{f3}: considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, devido à deficiência do método de cálculo empregado ou por problemas construtivos.

A ABNT NBR 8681:2003 define também o coeficiente de combinação ψ_0 de acordo com o tipo de carregamento, mostrado a seguir:

- ψ_0 = 0,5 nos casos mais gerais;
- ψ_0 = 0,7 para elevada concentração de pesos e pessoas;
- ψ_0 = 0,8 em depósitos, arquivos, oficinas e garagens.

2.4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A interação solo-estrutura (ISE) consiste no mecanismo que integra a superestrutura da edificação (lajes, vigas e pilares), a estrutura de fundação (sapatas, blocos, estacas, entre outros) e o maciço de solo onde estão assentadas as fundações.

Na prática atual de projetos, utiliza-se a simplificação de que a superestrutura da edificação está apoiada sobre uma superfície rígida indeformável, ou seja, é suposto que a fundação em conjunto com o solo garante a indeslocabilidade da base dos pilares. Entretanto, o comportamento real do solo submetido ao carregamento de uma edificação é de se deformar, portanto não indeslocável.

A estrutura é calculada utilizando essa simplificação de modo que, obtidas as reações da estrutura, estas são repassadas ao engenheiro geotécnico para definição do tipo de fundação a ser utilizada e cálculo dos recalques absolutos e diferenciais. Assim, os elementos de fundação são calculados isoladamente, supondo que estes elementos possam se deslocar de maneira independente da superestrutura, subestimando os deslocamentos da estrutura.

Um dos efeitos da interação solo-estrutura é uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais, principalmente nas cargas dos pilares. Essa redistribuição depende da deformada de recalques da estrutura e da rigidez relativa entre a estrutura e o solo. Devido à interação solo-estrutura, há uma tendência de suavização da deformada de recalques, ou seja, os recalques tendem a se uniformizar, de maneira que os apoios mais carregados tendem a recalcar menos e

os apoios menos carregados tendem a recalcar mais que o previsto (GUSMÃO,1990).

Jordão (2003), em seu estudo, verificou que quando considerada a interação solo-estrutura em edificações de concreto armado, há uma tendência à uniformização dos esforços horizontais, de modo que, esta redistribuição é mais significativa nos pilares com maior rigidez, levando em consideração a direção da ação do vento. O autor verificou também ocorre essa uniformização nos deslocamentos horizontais.

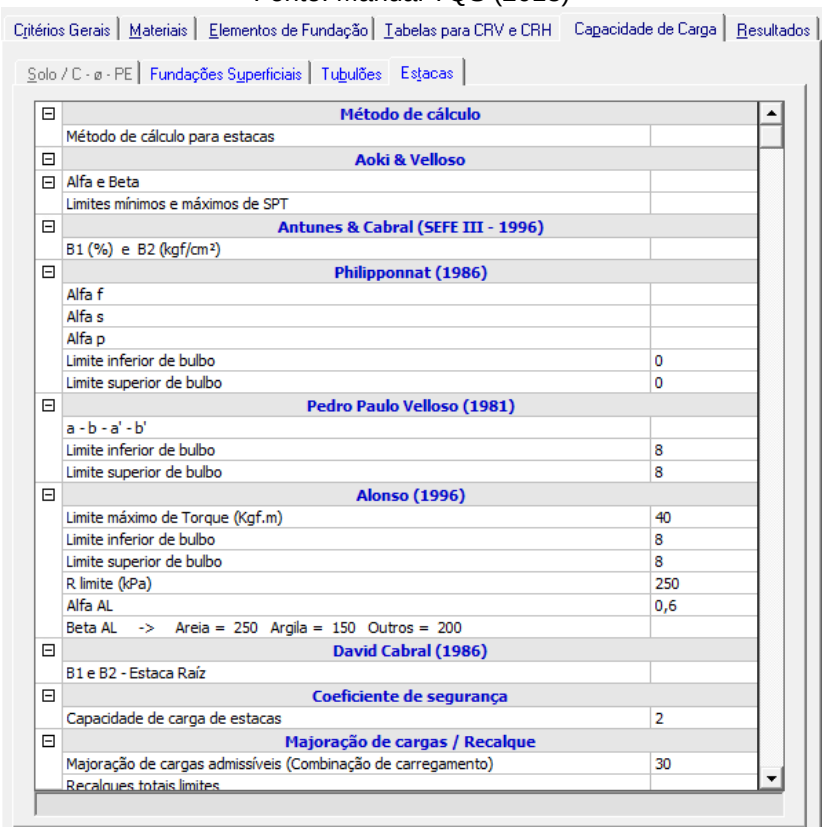
Delalibera *et al.* (2005) apud Moncayo (2011), e Feitosa (2016), salientam que a interação solo-estrutura influencia na estabilidade global da estrutura pois, ao não utilizar a simplificação de engastamento da superestrutura na fundação, maiores serão os deslocamentos horizontais da estrutura, os quais afetarão os resultados obtidos na análise de 2ª ordem.

2.4.1 Interação Solo-Estrutura no CAD/TQS

Para considerar a interação solo-estrutura, o programa CAD/TQS dispõe de um módulo denominado SISE – Sistema de Interação Solo-Estrutura. Neste módulo, o programa calcula a capacidade de carga do sistema estaca-solo e realiza o cálculo de recalques e cálculo dos coeficientes de reação vertical e horizontal do solo. Simplificadamente, ao se utilizar o SISE, os pilares do pórtico estarão apoiados em molas onde as rigidezes destas serão os coeficientes de reação vertical e horizontal do solo, ou seja, não mais se considera a simplificação de que os pilares da estrutura estão engastados na fundação.

Para determinação da capacidade de carga do sistema Estaca-Solo o SISE utiliza diversos métodos, conforme Figura 15. Utilizou-se nos modelos que contemplam o SISE o método de Aoki e Velloso (1975).

Figura 15 - Métodos para a determinação da capacidade de carga do sistema estaca-solo.
Fonte: Manual TQS (2013)



Para a estimativa do recalque vertical das estacas, o SISE utiliza o método proposto por Aoki e Lopes (1975).

> *"A solução de recalques de um grupo de estacas imersas em solo foi apresentada em AOKI & LOPES (1975), como uma extensão de VESIC (1975), através da superposição dos efeitos de cargas no interior do solo utilizando a solução de MINDLIN (1936), segundo o qual as cargas que um grupo de estacas transmite ao terreno são discretizadas em um sistema estaticamente equivalente de cargas concentradas, cujos efeitos são superpostos nos pontos em estudo." (Manual TQS, 2013)*

O coeficiente de reação vertical (CRV) pode ser entendido como rigidez do contato entre a estaca e o solo. Para ser determinado, aplica-se no topo de cada estaca um carregamento que é obtido na resolução do pórtico espacial, sendo este pórtico considerado inicialmente como apoiado em base rígida. Assim, o CRV da estaca é a

razão entre a carga aplicada no topo da estaca e o deslocamento sofrido na base da estaca (Manual TQS, 2013).

A TQS Informática LTDA utiliza no cálculo do coeficiente de reação horizontal (CRH) o modelo proposto por Tieitz em 1976, o qual foi primeiramente idealizado para tubulões com diâmetro maior ou igual a um metro. O modelo aponta que quando um tubulão dentro do solo se desloca no sentido horizontal, o solo exerce sobre sua superfície lateral uma pressão variável com a profundidade, conforme equação 2.14 (Manual TQS, 2013).

$$C_z = 10 * m * Z \qquad 2.14$$

Onde:

- C_z = é denominado coeficiente de reação horizontal do solo, em [kN/m³];
- m = é o coeficiente de proporcionalidade que caracteriza a variação do coeficiente C_z em relação à qualidade do solo, em [kN/m⁴];
- Z = é a profundidade das respectivas camadas do solo consideradas a partir da superfície do solo ou do nível da base do bloco, em [m].

Os valores de “m” adotados pelo programa CAD/TQS em função do tipo de solo e do valor da sondagem a percussão (SPT) são mostrados na Tabela 1 e Tabela 2.

Tabela 1 – Valores de m para solos arenosos.

SOLO	COMPACIDADE	GRANULAÇÃO	SPT	m [kN/m⁴]
Areias	Fofa	Muito fina	1	1500
Siltes	Pouco Compacta	Fina	7	3000
Siltes	Média	Média	20	5000
Areias	Compacta	Grossa	40	8000
Argilosas	Muito Compacta	Com pedregulho	50	15000

Tabela 2 – Valores de m para solos argilosos.

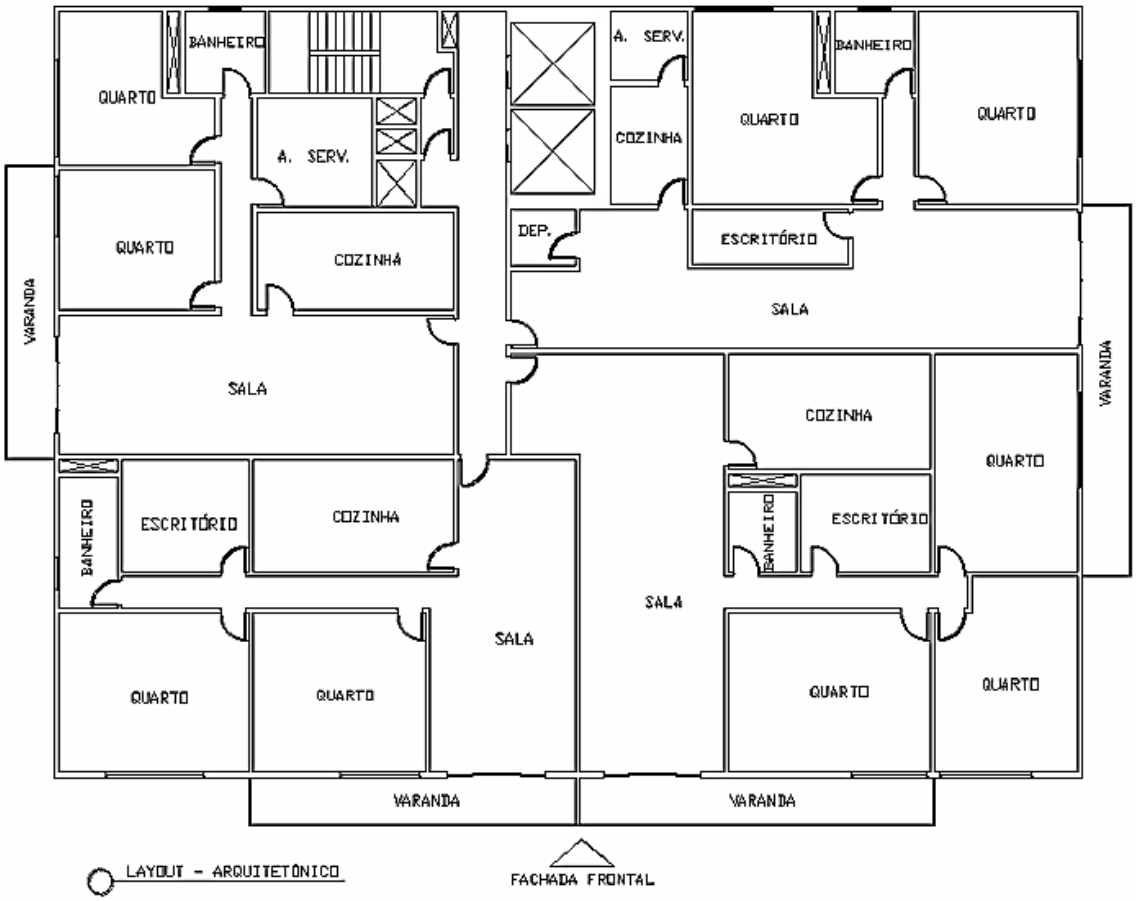
SOLO	COMPACIDADE	SPT	m [kN/m^4]
Turfa	Meio líquido	0	250
Argila	Muito mole	1	750
Argila	Mole	3	1500
Argila	Média	6	3000
Argila	Rija	12	5000
Argila	Muito rija	22	7000
Argila	Dura	30	9000

O Manual TQS (2013) aponta, em síntese, os passos para aplicação da interação solo-estrutura. Primeiramente são calculadas as reações nas estacas (apoios do bloco de coroamento), considerando estes apoios totalmente engastados. Com essas reações, são calculados os recalques (deslocamentos na ponta da estaca mais o encurtamento do fuste da estaca), considerando os efeitos de grupo pela teoria da elasticidade. As rigidezes equivalentes são calculadas dividindo as forças (reações de apoio) aplicadas pelos respectivos recalques. Em seguida, são substituídos os apoios do bloco pelos blocos efetivos (rígidos e/ou flexíveis) e as estacas devidamente discretizadas até a base. Os CRV's e CRH's são aplicados aos nós da estrutura de fundação discretizada através de vínculos elásticos e representativos da presença do solo. Finalmente, resolve-se toda a estrutura integrada (fundação e superestrutura).

3 METODOLOGIA

A partir de uma planta arquitetônica para fins residenciais (Figura 16), modelou-se no software comercial CAD/TQS versão 17.13, desenvolvido pela empresa TQS Informática LTDA, edificações com relação de esbeltez de *um* para *seis*, ou seja, para uma largura de 24 metros, medida pela extremidade dos pilares de canto, tem-se uma altura de 144 metros para a edificação.

Figura 16 – Layout Arquitetônico.
Fonte: Autor



Os modelos das edificações foram divididos em três séries, sendo a primeira série composta por modelos com laje lisa, a segunda série composta por modelos com laje nervurada e a terceira série composta por modelos com laje nervurada com vigas-faixa. Deste modo, serão avaliados os parâmetros de instabilidade previstos na ABNT NBR 6118:2014 nos modelos propostos.

3.1 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

A seguir, são descritas as características comuns a todos os modelos propostos nesta dissertação.

Todos os modelos são compostos pela seguinte divisão de pavimentos: Térreo, Garagem 1 e 2, PUC, 1º Pavimento, 39 Pavimentos Tipo, Cobertura e o Ático. Adotou-se a resistência característica do concreto dos elementos estruturais como listado a seguir:

- Vigas e Lajes: 30 MPa;
- Pilares: 40 MPa;
- Bloco de coroamento das estacas: 30 MPa.

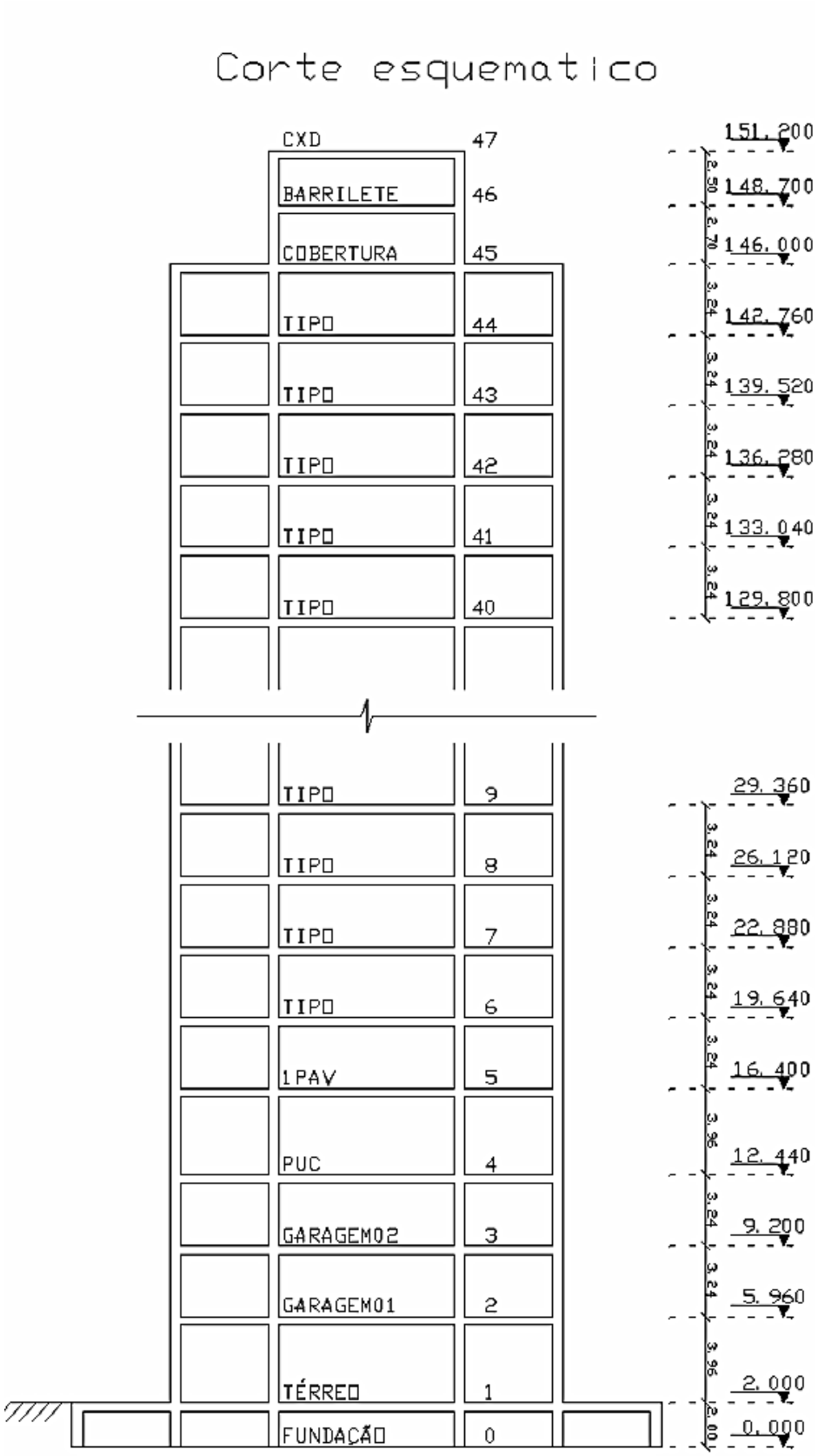
Em relação ao vento, as características consideradas para se determinar as cargas de vento foram:

- Velocidade Básica do vento: 32 m/s;
- S1 – Fator Topográfico do terreno: 1;
- S2 – Categoria de Rugosidade: V – Terreno com obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados;
- S2 – Classe da Edificação: C – Maior dimensão horizontal ou vertical > 50 metros;
- S3 – Fator Estatístico: 1 – Edificações em geral;
- Vento de Alta Turbulência.

Vale ressaltar que na modelagem das edificações no software comercial CAD/TQS, os elementos estruturais vigas e pilares foram modelados com elementos de barra e as lajes discretizadas como grelha.

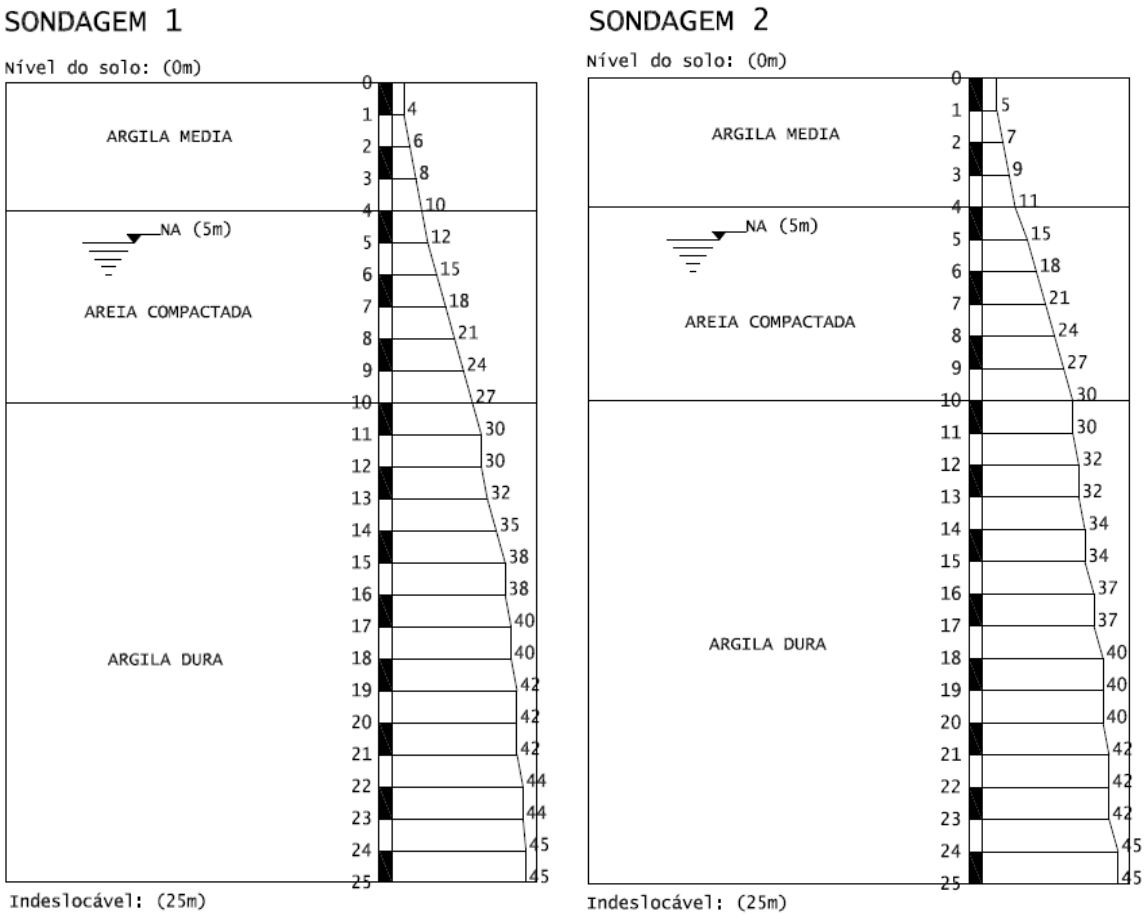
A Figura 17 mostra o corte esquemático dos modelos propostos.

Figura 17 – Corte Esquemático.
Fonte: Autor



Para introduzir interação solo-estrutura nos modelos, utilizou-se os perfis de sondagem da Figura 18.

Figura 18 – Perfis de Sondagem.
Fonte: Autor



Utilizaram-se estacas pré-moldadas cravadas com 60 centímetros de diâmetro para os pilares da torre e estacas com 33 centímetros de diâmetro para os pilares do embasamento. A capacidade estrutural das estacas foi retirada de catálogos comerciais[1].

Conforme a ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estrutura de edificações foram determinadas as cargas distribuídas por área utilizadas nos modelos, listadas na Tabela 3.

[1] INCORPRÉ – PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO. (www.incopre.com.br)

Tabela 3 - Cargas distribuídas por área.

CARGAS DISTRIBUÍDAS POR ÁREA		
PAV.	CARGA	
	PERMANENTE [kN/m²]	ACIDENTAL [kN/m²]
TÉRREO	1,75	3,0
GARAGEM 1	1,0	3,0
GAREGEM 2	1,0	3,0
PUC	2,0	3,0
1° PAV	1,15	1,5
PAV. TIPO	1,15	1,5
COBERTURA	1,0	0,75

Foi considerada carga permanente de revestimentos de regularização e acabamento dos pisos e também, no caso dos pavimentos PUC e cobertura, carga de impermeabilização. Para as cargas de alvenaria, adotaram-se os valores mostrados a seguir:

- Paredes externas e internas em blocos cerâmicos: 5,5 kN/m
- Paredes internas em drywall: 1,6 kN/m

3.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA PRIMEIRA SÉRIE

O primeiro modelo da primeira série, nomeado de 01/01, teve como base o layout arquitetônico proposto na Figura 16, sendo este modelo composto por laje lisa. Variou-se a seção transversal dos pilares a fim de atingir um valor próximo do limite do coeficiente γ_z preconizado pela ABNT NBR 6118:2014, sendo este valor limite igual a 1,3. Este modelo à base dos modelos subsequentes.

No modelo 01/02, alterou-se a espessura do pilar do elevador (núcleo rígido) a fim de avaliar se o acréscimo de rigidez deste geraria uma redução significativa no valor do coeficiente γ_z.

Para o modelo 01/03, aumentou-se a espessura da laje devido ao modelo de cálculo considerar à rigidez à flexão transversal da laje no pórtico espacial, de modo que as lajes passam a contribuir na resistência aos esforços horizontais. Assim, o aumento da espessura da laje significaria um aumento na rigidez do sistema de

contraventamento da estrutura. Feitosa e Alves (2015) e Passos *et al*. (2016) observaram que o acréscimo de peso decorrente do aumento da espessura das lajes foi compensado pelo aumento de rigidez da mesma.

Já no modelo 01/04, reduziu-se o pé-direito dos pavimentos tipo, aumentando assim a rigidez do pórtico, dada à diminuição do comprimento destravado dos pilares.

Feitosa (2016) e Passos *et al*. (2016) salientam que em elementos protendidos o nível de fissuração é menor que no concreto armado. Assim, no modelo 01/05, aumentou-se o valor dos coeficientes que consideram a não linearidade física das lajes no caso particular de estas serem protendidas.

No modelo 01/06, contemplaram-se todas as alterações dos modelos anteriores a fim de reduzir a seção transversal dos pilares e avaliar a redução de consumo de concreto dos pilares em relação ao consumo total.

Para o modelo 01/07, tomou-se como base o modelo 01/06 e inseriu-se a interação solo-estrutura para avaliar o comportamento da estrutura em relação à sua estabilidade.

Finalmente, o modelo 01/08 foi criado no intuito de melhorar o resultado do coeficiente γ_z do modelo 01/07, aumentando a seção transversal dos pilares, devido à introdução da interação solo-estrutura. Os resultados estarão listados na seção “4.1 – RESULTADOS DOS MODELOS DA PRIMEIRA SÉRIE” dessa dissertação.

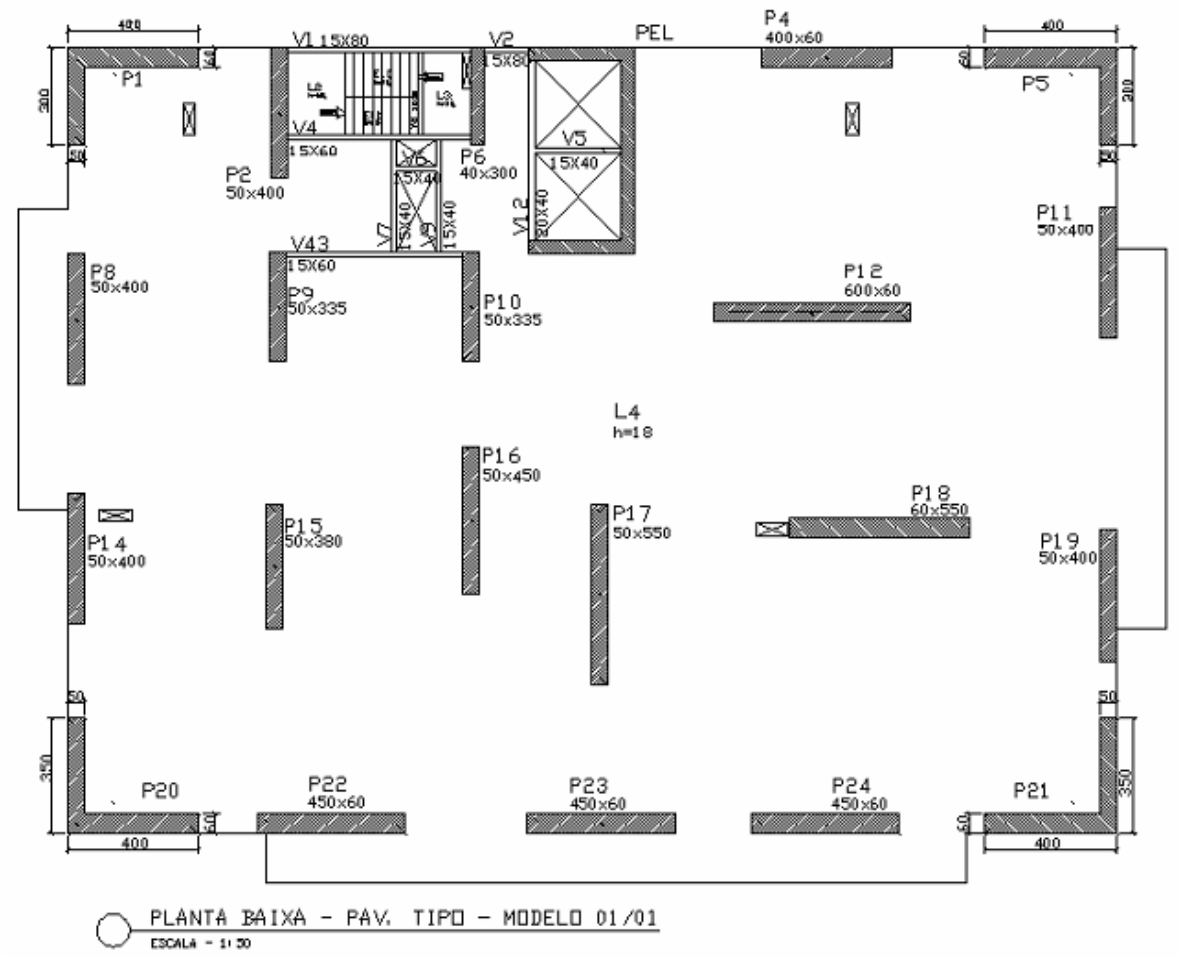
A Tabela 4 concatena todas as informações a respeito dos modelos da primeira série, aponta em amarelo quais parâmetros foram mudados em cada modelo e aponta em verde o modelo que contemplou todas as alterações antes de ser incluída a interação solo-estrutura.

Tabela 4 – Dados dos modelos da primeira série.

LAJE LISA - DADOS DOS MODELOS						
MODELO	Esp. Pilar Elevador [cm]	Esp. Laje [cm]	Pé direito Pav.Tipo [m]	Coef. Não Linearidade		Interação Solo-Estrutura
				Lajes	Vigas	
01/01	40	18	3,24	0,3	0,4	Não
01/02	50	18	3,24	0,3	0,4	Não
01/03	40	20	3,24	0,3	0,4	Não
01/04	40	18	2,88	0,3	0,4	Não
01/05	40	18	3,24	0,7	0,7	Não
01/06	50	20	2,88	0,7	0,7	Não
01/07	50	20	2,88	0,7	0,7	Sim
01/08	50	20	2,88	0,7	0,7	Sim

A Figura 19 ilustra a planta baixa do pavimento tipo do modelo 01/01.

Figura 19 – Pavimento Tipo – Modelo 01/01.
Fonte: Autor



3.3 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SEGUNDA SÉRIE

Tomando como base o modelo 01/01, alterou-se o método construtivo para lajes nervuradas. Este modelo nomeado de 02/01 foi à base para os modelos da segunda série. As formas da laje nervurada utilizadas para este modelo possuem altura de dezesseis centímetros, capa de cinco centímetros e espaçamento entre nervuras de sessenta e um centímetros. Variou-se a seção transversal dos pilares até atingir um valor do coeficiente γ_z próximo do limite preconizado pela ABNT NBR 6118:2014.

Nos modelos 02/02, 02/03 e 02/04 as alterações foram as mesmas efetuadas anteriormente nos modelos de laje lisa, ou seja, aumentou-se a espessura do pilar do elevador no modelo 02/02, aumentou-se a espessura da capa da laje nervurada no modelo 02/03 (utilizada a mesma forma de laje nervurada supracitada somente aumentando a espessura da capa) e reduziu-se o pé-direito dos pavimentos tipo no modelo 02/04. Não foi inserida a alteração dos coeficientes que levam em consideração a não linearidade física, tendo em vista que não foi considerada a possibilidade de elementos protendidos nos modelos da segunda série.

No modelo 02/05, contemplaram-se todas as alterações dos modelos anteriores da segunda série e buscou-se reduzir ao máximo as seções transversais dos pilares mantendo o coeficiente γ_z dentro do valor normativo.

Finalmente, introduziu-se ao modelo 02/05 a interação solo-estrutura para avaliar o comportamento da estrutura em relação à sua estabilidade. Este novo modelo foi chamado de 02/06.

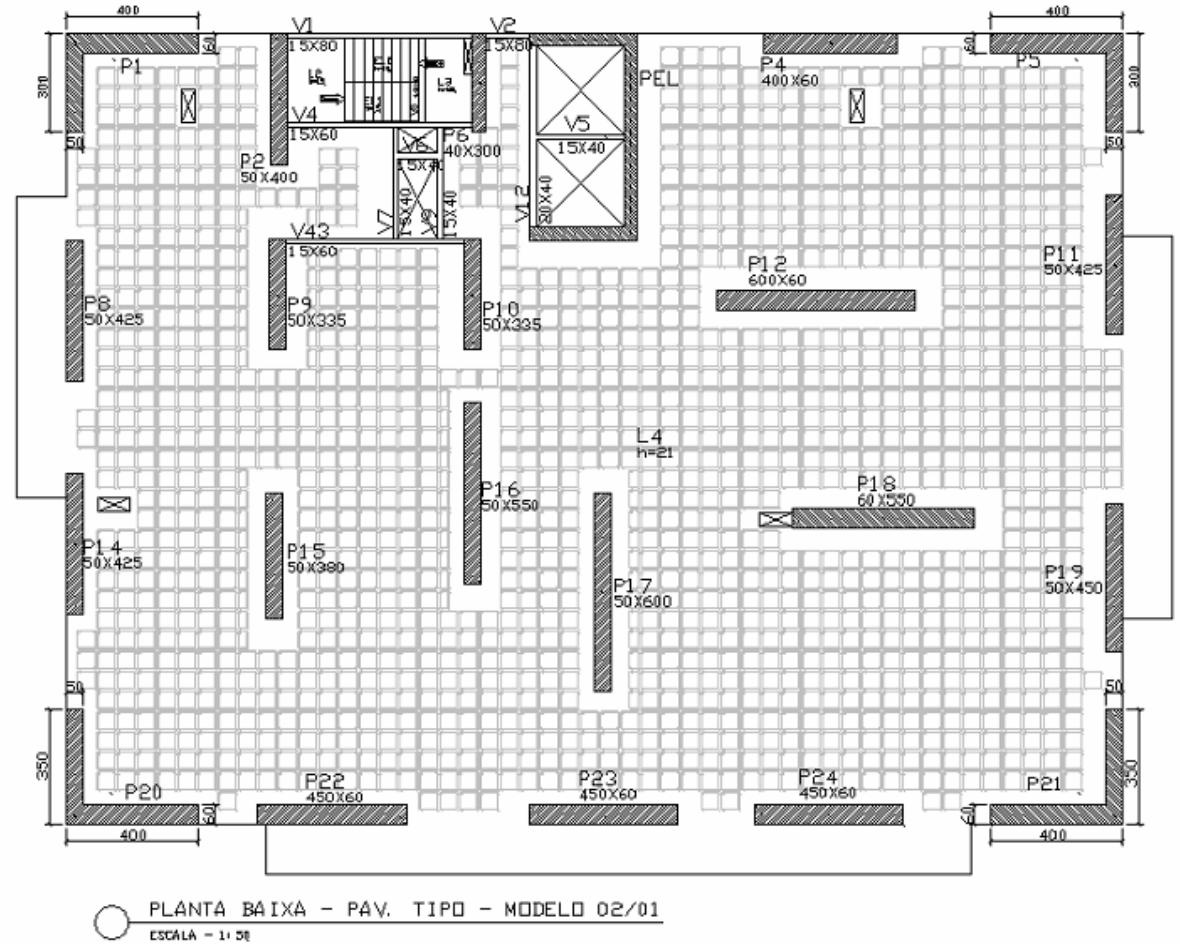
A Tabela 5 concatena todas as informações a respeito dos modelos da segunda série, aponta em amarelo quais parâmetros foram mudados em cada modelo e aponta em verde o modelo que contemplou todas as alterações antes de ser incluída a interação solo-estrutura.

Tabela 5 – Dados dos modelos da segunda série.

LAJE NERVURADA - DADOS DOS MODELOS						
MODELO	Esp. Pilar Elevador [cm]	Altura Laje [cm]	Pé direito Pav.Tipo [m]	Coef. Não Linearidade		Interação Solo-Estrutura
				Lajes	Vigas	
02/01	40	21	3,24	0,3	0,4	Não
02/02	50	21	3,24	0,3	0,4	Não
02/03	40	23,5	3,24	0,3	0,4	Não
02/04	40	21	2,88	0,3	0,4	Não
02/05	50	23,5	2,88	0,3	0,4	Não
02/06	50	23,5	2,88	0,3	0,4	Sim

A Figura 19 ilustra a planta baixa do pavimento tipo do modelo 02/01.

Figura 20 – Pavimento Tipo – Modelo 02/01.
Fonte: Autor



3.4 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA TERCEIRA SÉRIE

Tomando como base o modelo 01/06, alterou-se o método construtivo para lajes nervuradas com vigas-faixa, nomeando o novo modelo 03/01. Novamente as seções transversais dos pilares foram variadas a fim de se obter o coeficiente γ_z com valor próximo do limite indicado pela ABNT NBR 6118:2014.

O coeficiente que leva em consideração a não linearidade física das lajes e vigas foi reduzido de 0,7 para 0,5 nos modelos 03/02, 03/03 e 03/04 tendo em vista que foi considerado que somente as vigas-faixa seriam protendidas. Neste caso, o sistema seria parcialmente protendido.

Assim, o modelo 03/02 foi criado para avaliar o impacto que esta redução nos coeficientes que levam em consideração a não linearidade física tem sobre a estabilidade global desse modelo.

No modelo 03/03, alterou-se novamente as seções transversais dos pilares, pois este modelo é baseado no modelo 03/02 com os coeficientes menores. Deste modo, buscou-se atender o limite do coeficiente γ_z apontado pela ABNT NBR 6118:2014.

Por último, no modelo 03/04 foi introduzida à interação solo-estrutura para analisar a estrutura em relação à sua estabilidade.

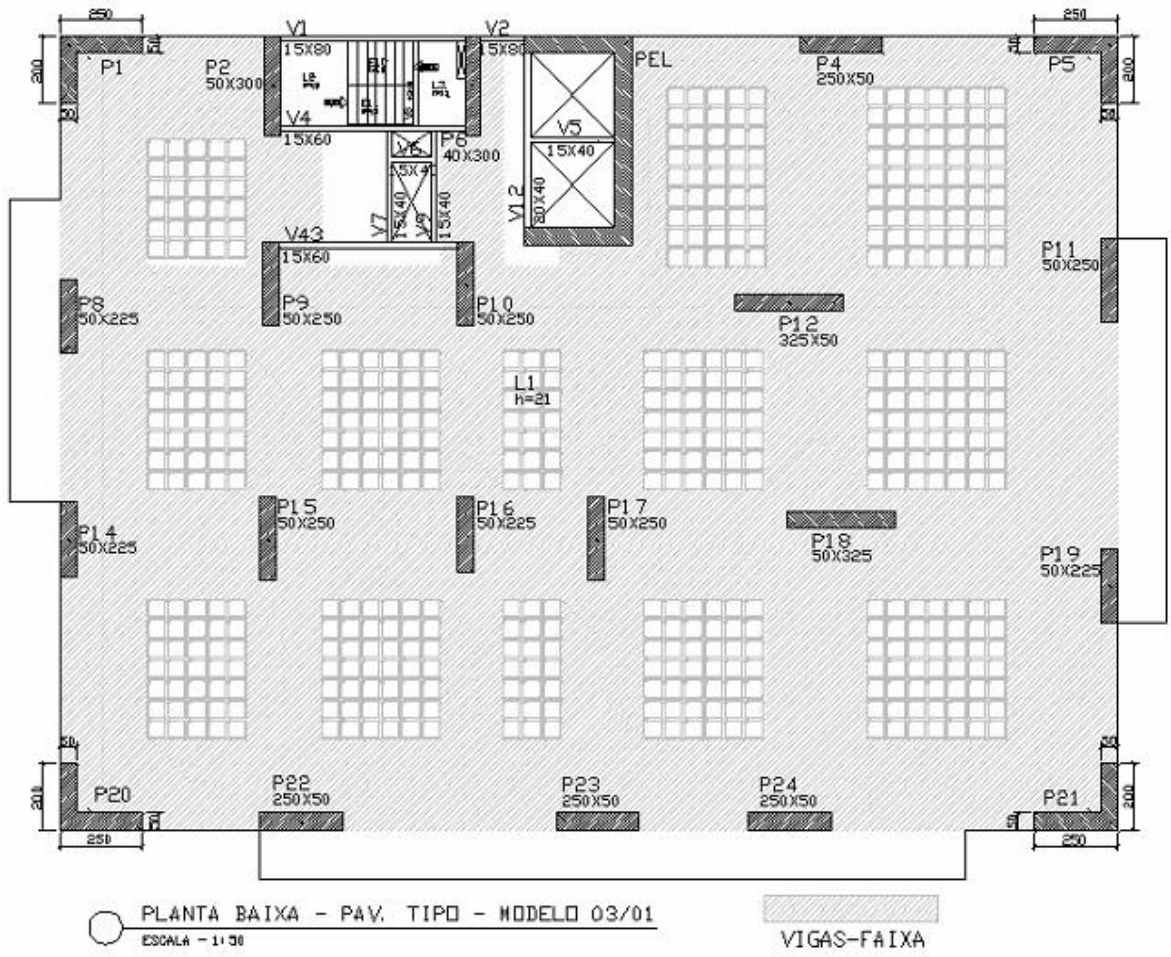
A Tabela 6 concatena todas as informações a respeito dos modelos da segunda série, aponta em amarelo quais parâmetros foram mudados em cada modelo e aponta em verde o modelo que contemplou todas as alterações antes de ser incluída a interação solo-estrutura.

Tabela 6 – Dados dos modelos da terceira série.

LAJE NERVURADA COM VIGAS-FAIXA - DADOS DOS MODELOS						
MODELO	Esp. Pilar Elevador [cm]	Altura Laje [cm]	Pé direito Pav.Tipo [m]	Coef. Não Linearidade		Interação Solo-Estrutura
				Lajes	Vigas	
03/01	50	21	2,88	0,7	0,7	Não
03/02	50	21	2,88	0,5	0,5	Não
03/03	50	21	2,88	0,5	0,5	Não
03/04	50	21	2,88	0,5	0,5	Sim

A Figura 21 ilustra a planta baixa do pavimento tipo do modelo 03/01.

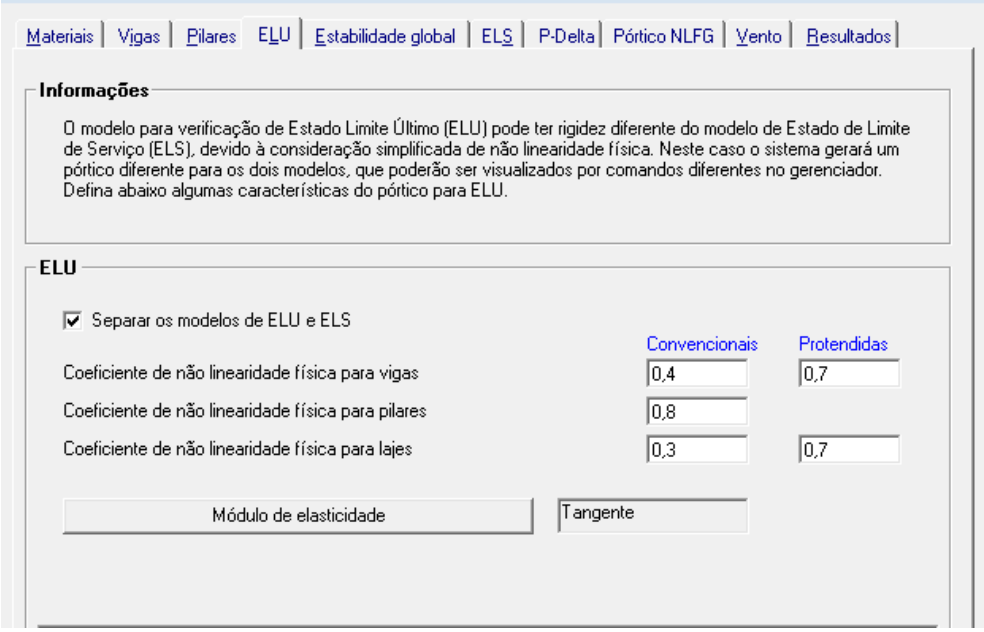
Figura 21 – Pavimento Tipo – Modelo 03/01.
Fonte: Autor



3.5 PARÂMETROS DO PROGRAMA CAD/TQS

O programa CAD/TQS permite o usuário alterar o valor do coeficiente para consideração da não linearidade física dos elementos estruturais, a saber, vigas, pilares e lajes. Em seus critérios gerais, o usuário do programa pode definir quais são os valores desse coeficiente, separados em elementos convencionais e elementos protendidos, conforme Figura 22.

Figura 22 – Coeficientes que consideram a não linearidade física.
Fonte: CAD/TQS



Assim, basta o usuário definir dentro do módulo de modelagem do programa, nomeado modelador estrutural, quais elementos serão convencionais ou protendidos.

A TQS Informática LTDA, no intuito de facilitar a interpretação dos resultados oriundos do método P-Delta, desenvolveu um coeficiente nomeado de RM2M1, com a finalidade de representar a intensidade dos esforços de 2ª ordem em relação aos esforços de 1ª ordem. Para tanto, são considerados os esforços de 2ª ordem oriundos do método iterativo P-Delta. RM2M1 é dado por:

$$\text{RM2M1}=1+\frac{M_2}{M_1} \qquad 3.1$$

Onde:

- M_1 = é o momento das forças horizontais em relação à base do edifício;
- M_2 = é a somatória das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob a ação das forças horizontais, resultantes do cálculo de P-Delta em uma combinação não linear.

4 RESULTADOS E ANÁLISE DOS MODELOS PROPOSTOS

4.1 RESULTADOS DOS MODELOS DA PRIMEIRA SÉRIE

Para a análise da primeira série de modelos, utilizou-se como base o modelo 01/01, tendo em vista que neste modelo as seções transversais dos pilares foram alteradas até que fosse obtido o valor do coeficiente de instabilidade γ_z o mais próximo possível do valor limite indicado pela ABNT NBR 6118:2014, que é de 1,3. Os resultados do modelo 01/01 são mostrados na Tabela 7.

Tabela 7 – Resultados do modelo 01/01.

Modelo 01/01				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,300	1,271	0,06 (h/3861)	2,89 (H/5230)
0°-180°	1,271	1,201	0,05 (h/6286)	1,83 (H/8262)
RM2M1 - 1,336				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
8415,9	14974,5		35918,6	73769,7
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
56,20%			48,69%	

A Tabela 7 mostra o resultado do coeficiente de instabilidade γ_z e do parâmetro α, o deslocamento horizontal local máximo (razão entre o maior deslocamento horizontal entre pisos encontrado e o pé-direito deste piso), o deslocamento horizontal global máximo (razão entre o maior deslocamento horizontal global e a altura total do edifício), o valor do coeficiente RM2M1 criado pela TQS Informática LTDA, o volume de concreto dos pilares e o volume de concreto total do edifício, a taxa de volume de concreto dos pilares em relação ao volume de concreto total do edifício, a área de formas dos pilares e a área de formas total do edifício e a taxa de área de formas dos pilares em relação à área de formas total do edifício.

No modelo 01/02, alterou-se a espessura do pilar do elevador (núcleo rígido) de quarenta centímetros para cinquenta centímetros. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 8.

Tabela 8 – Resultados do modelo 01/02.

Modelo 01/02				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,293	1,262	0,12 (h/2142)	2,84 (H/5324)
0°-180°	1,271	1,202	0,09 (h/2695)	1,82 (H/8322)
RM2M1 - 1,330				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
8579,5	15136,9		35888,8	73726,9
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
56,68%			48,68%	

Pode-se observar que o aumento da espessura do pilar do elevador (núcleo rígido) no modelo 01/02 não gerou redução significativa no coeficiente de instabilidade γ_z, sendo esta redução de aproximadamente 0,615% na direção do vento 90º-270º. Na direção do vento 0º-180º não houve redução. Tal fato pode ser explicado pela posição do pilar do elevador, pois o mesmo encontra-se ligeiramente centralizado na direção do vento 0º-180º. Em relação ao volume de concreto, houve acréscimo de 163,6 m³ de concreto e em relação à área de formas dos pilares, houve decréscimo de 29,8 m², pois a espessura foi aumentada para dentro do poço do elevador.

No modelo 01/03, aumentou-se a espessura da laje de dezoito centímetros para vinte centímetros. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 9.

Tabela 9 – Resultados do modelo 01/03.

Modelo 01/03				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,242	1,147	0,12 (h/2662)	2,21 (H/6827)
0°-180°	1,220	1,089	0,07 (h/3452)	1,38 (H/10920)
RM2M1 - 1,282				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
8415,9	15593,7		35918,6	73753,8
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
53,97%			48,70%	

Nota-se que o aumento de espessura da laje considerada no modelo 01/03 teve relevância na redução do coeficiente de instabilidade γ_z. Houve redução no coeficiente de instabilidade γ_z de aproximadamente 4,535% na direção do vento 90º-270º e 4,013% na direção do vento 0º-180º. Esta redução relevante demonstra à importância de considerar a rigidez à flexão transversal da laje para a estabilidade global da estrutura. Feitosa (2016) observa a significativa influência na estabilidade global que a rigidez à flexão transversal das lajes possui e salienta que no caso particular de edifícios formados exclusivamente por lajes lisas (sem vigas), ignorar esta rigidez pode levar a deslocamentos horizontais superestimados. Quando não considerada a rigidez à flexão transversal da laje no modelo, Feitosa (2016) aponta aumento no coeficiente de instabilidade γ_z de aproximadamente 63,31% na direção do vento 90º-270º e 49,54% na direção do vento 0º-180º.

No modelo 01/04, reduziu-se o pé-direito dos pavimentos tipo de 3,24 metros para 2,88 metros. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 10.

Tabela 10 – Resultados do modelo 01/04.

Modelo 01/04				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,275	1,224	0,05 (h/4730)	2,36 (H/6306)
0°-180°	1,243	1,143	0,04 (h/7662)	1,43 (H/10442)
RM2M1 - 1,324				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
8306,2	15568,9		35395,7	77290,2
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
53,35%			45,80%	

Neste modelo, foram acrescentados cinco pavimentos devido à redução do pé-direito dos pavimentos tipo. Assim, a estrutura manteve aproximadamente a relação de esbeltez de *um* para *seis*.

A partir dessa redução, obteve-se redução no coeficiente de instabilidade γ_z de aproximadamente 1,998% na direção do vento 90º-270º e 2,203% na direção do vento 0º-180º. É importante ressaltar que mesmo com a carga de cinco pavimentos extras, houve aumento de rigidez proporcionado pela redução do pé-direito dos pavimentos tipo.

No modelo 01/05, aumentou-se o valor dos coeficientes que consideram a não linearidade física das lajes de 0,3 para 0,7 no caso particular de estas serem protendidas. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 11.

Tabela 11 – Resultados do modelo 01/05.

Modelo 01/05				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,174	0,982	0,06 (h/3861)	2,89 (H/5230)
0°-180°	1,169	0,977	0,05 (h/6286)	1,83 (H/8262)
RM2M1 - 1,194				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
8415,9	14974,5		35918,6	73769,7
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
56,20%			48,69%	

Pode-se observar na Tabela 11 a grande influência dos coeficientes que consideram a não linearidade física das lajes possui no resultado do coeficiente de instabilidade γ_z. Dentre os modelos analisados até então, o modelo 01/05 apresentou a maior redução no coeficiente de instabilidade γ_z, sendo esta redução de aproximadamente 9,762% na direção do vento 90º-270º e 8,025% na direção do vento 0º-180º. Este resultado corrobora com a hipótese de se estender às lajes lisas quando protendidas, o aumento no coeficiente que considera a não linearidade física quando essa atuar no sistema de contraventamento da estrutura através da consideração de sua rigidez à flexão transversal.

No modelo 01/06, foram contempladas todas as alterações dos modelos anteriores. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 12.

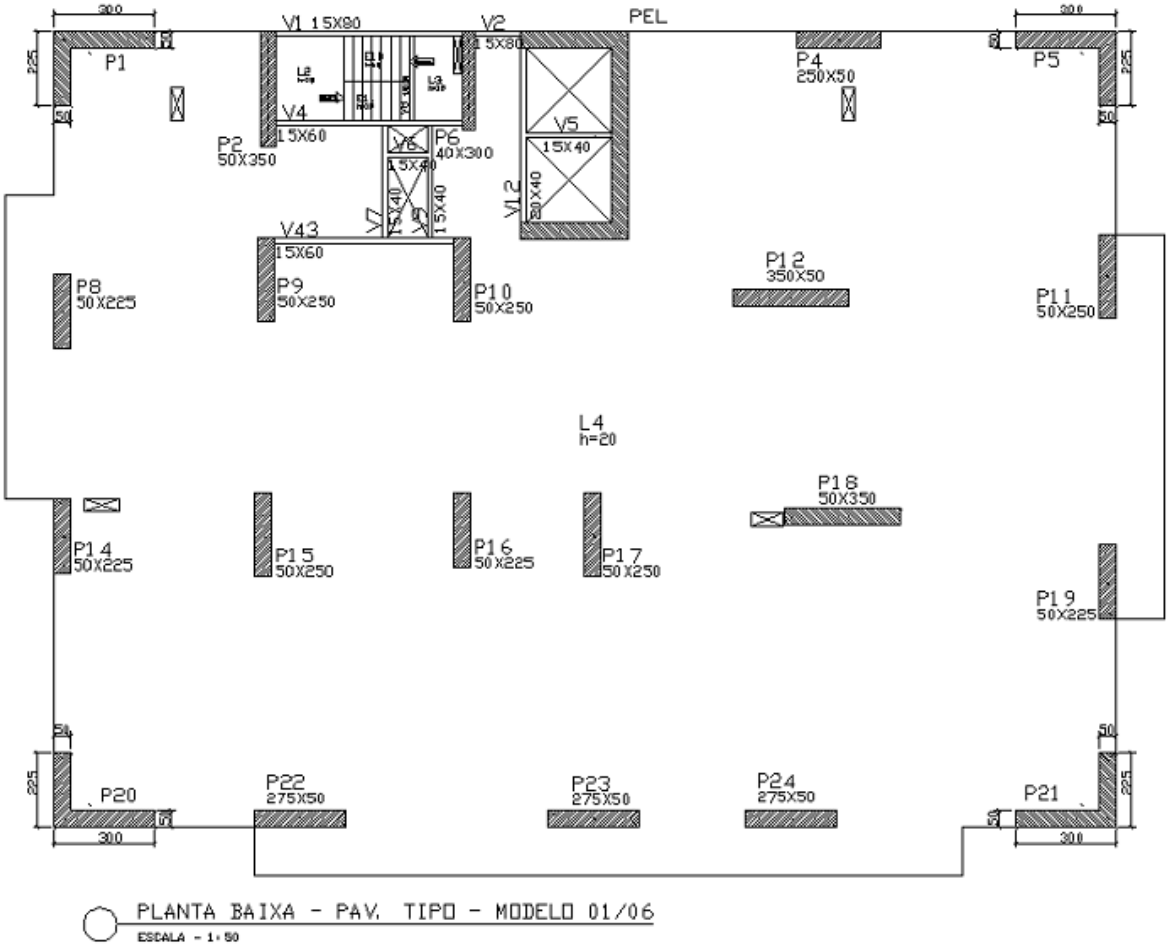
Tabela 12 – Resultados do modelo 01/06.

Modelo 01/06				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,280	1,185	0,12 (h/2160)	4,25 (H/3506)
0°-180°	1,293	1,135	0,16 (h/1517)	2,73 (H/5469)
RM2M1 - 1,373				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
5417,7	13463,9		25311,7	67762,7
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
40,24%			37,35%	

Assim, conseguiu-se reduzir as seções transversais dos pilares mantendo o coeficiente de instabilidade γ_z abaixo do limite indicado pela ABNT NBR 6118:2014. Comparado ao modelo 01/01, o modelo 01/06 resultou numa redução de aproximadamente 35,63% no volume de concreto utilizado nos pilares e uma redução de aproximadamente 29,53% nas formas utilizadas nos pilares.

A Figura 23 mostra a planta baixa do pavimento tipo do modelo 01/06.

Figura 23 – Pavimento Tipo – Modelo 01/06.
Fonte: Autor



No modelo 01/07, utilizou-se como modelo base o modelo 01/06 e foi inserida a interação solo-estrutura. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 13.

Tabela 13 – Resultados do modelo 01/07.

Modelo 01/07				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	2,067	1,754	0,28 (h/1165)	9,06 (H/1646)
0°-180°	1,786	1,556	0,16 (h/1552)	4,98 (H/2996)
RM2M1 - 2,116				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
5417,7	13463,9		25311,7	67762,7
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
40,24%			37,35%	

Comparando os resultados do modelo 01/07 com os do modelo 01/06, observa-se que houve um aumento no coeficiente de instabilidade γ_z de aproximadamente 58,88% na direção do vento 90º-270º e 40,52% na direção do vento 0º-180º. Este resultado demonstra a grande influência da interação solo-estrutura na análise da estabilidade da estrutura e dos deslocamentos horizontais. Feitosa (2016) aponta que não considerar a interação solo-estrutura é semelhante a não considerar a rigidez à flexão transversal das lajes. Observa ainda que, a não consideração dessa rigidez poderia levar a resultados conservadores, no entanto, não considerar a interação solo-estrutura poderia levar a resultados contra a segurança.

O modelo 01/08, foi criado para melhorar o resultado do coeficiente γ_z. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 14.

Tabela 14 – Resultados do modelo 01/08.

Modelo 01/08				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,629	1,545	0,12 (h/1697)	5,31 (H/2806)
0°-180°	1,549	1,545	0,08 (h/2480)	3,04 (H/4907)
RM2M1 - 2,146				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
12537	20323,7		37436,9	78105,3
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
61,69%			47,93%	

Na tentativa de diminuir o valor do coeficiente de instabilidade γ_z, não foi obtido sucesso. As seções transversais dos pilares foram aumentadas exageradamente, comprometendo o layout arquitetônico e mesmo assim, o γ_z obtido não se encontra dentro do limite apontado pela ABNT NBR 6118:2014. Como sugestão para melhorar o valor do coeficiente γ_z para atender o limite apontado pela norma supracitada, poderia ser acrescentado outro núcleo rígido na estrutura, alterar o sistema de contraventamento da mesma e também utilizar a associação de sistemas de contraventamentos.

4.2 RESULTADOS DOS MODELOS DA SEGUNDA SÉRIE

Para a análise da segunda série de modelos, utilizou-se como base o modelo 02/01. Novamente, buscou-se variar as seções transversais dos pilares a fim de obter o valor do coeficiente de instabilidade γ_z o mais próximo possível do valor limite indicado pela ABNT NBR 6118:2014. Os resultados do modelo 02/01 são mostrados na Tabela 15.

Tabela 15 – Resultados do modelo 02/01.

Modelo 02/01				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,298	1,282	0,14 (h/1821)	3,35 (H/4510)
0°-180°	1,296	1,254	0,12 (h/2096)	2,18 (H/6930)
RM2M1 - 1,354				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
8598,8	13224,8		36650,3	39880,4
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
65,02%			91,90%	

Comparando o modelo 02/01 com o modelo 01/01, nota-se que para atingir o valor do coeficiente de instabilidade γ_z próximo do valor normativo (γ_z = 1,3), foram necessários 182,9 m³ de concreto a mais no volume de concreto dos pilares, representando um aumento de aproximadamente 2,17%. Entretanto, menor foi o consumo total de concreto do modelo devido à laje ser nervurada. Vale ressaltar a grande diferença na área total de formas dos dois modelos, uma vez que no modelo de laje nervurada foram utilizadas formas de polipropileno. A redução na área de formas foi de aproximadamente 85%.

No modelo 02/02, alterou-se a espessura do pilar do elevador (núcleo rígido) de quarenta centímetros para cinquenta centímetros. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 16.

Tabela 16 – Resultados do modelo 02/02.

Modelo 02/02				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,289	1,271	0,08 (h/3188)	3,28 (H/4603)
0°-180°	1,296	1,253	0,06 (h/5419)	2,17 (H/6975)
RM2M1 - 1,344				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
8762,4	13387,2		36620,5	39837,8
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
65,45%			91,92%	

Assim como no modelo 01/02, observa-se que no modelo 02/02 o aumento da espessura do pilar do elevador (núcleo rígido), não gerou redução significativa no valor do coeficiente de instabilidade γ_z, sendo esta redução de aproximadamente 0,694% na direção do vento 90º-270º e, também, não houve redução na direção do vento 0º-180º.

No modelo 02/03, aumentou-se a espessura da capa da laje nervurada de cinco centímetros para sete e meio centímetros. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 17.

Tabela 17 – Resultados do modelo 02/03.

Modelo 02/03				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,253	1,188	0,07 (h/3726)	2,72 (H/5551)
0°-180°	1,258	1,180	0,05 (h/6422)	1,80 (H/8417)
RM2M1 - 1,305				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
8598,8	14089,1		36650,3	39859,1
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
61,03%			91,95%	

O aumento da capa da laje nervurada no modelo 02/03 resultou numa redução do valor do coeficiente de instabilidade γ_z de aproximadamente 3,392% na direção do vento 90º-270º e 3,014% na direção do vento 0º-180º. Vale ressaltar que o

acréscimo de peso decorrente do aumento da capa da laje nervurada foi compensado pelo aumento de rigidez da mesma, diminuindo o valor do coeficiente de instabilidade γ_z.

No modelo 02/04, reduziu-se o pé-direito dos pavimentos tipo de 3,24 metros para 2,88 metros. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 18.

Tabela 18 – Resultados do modelo 02/04.

Modelo 02/04				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,246	1,178	0,11 (h/2236)	4,90 (H/3042)
0°-180°	1,250	1,174	0,07 (h/3461)	3,15 (H/4731)
RM2M1 - 1,291				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
8488,2	13612,0		36123,4	39621,8
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
62,36%			91,17%	

Novamente, foi necessário o acréscimo de cinco pavimentos devido à redução do pé-direito dos pavimentos tipo para manter aproximadamente a relação de esbeltez proposta.

Com a redução do pé-direito dos pavimentos tipo, obteve-se redução no coeficiente de instabilidade γ_z de aproximadamente 4,086% na direção do vento 90º-270º e 3,632% na direção do vento 0º-180º. Assim como no modelo 01/04 o acréscimo de carga de cinco pavimentos extras, foi compensado pelo aumento de rigidez proporcionado pela redução do pé-direito dos pavimentos tipo. Dentre os modelos da segunda série, o modelo 02/04 apresentou a maior redução no valor do coeficiente de instabilidade γ_z.

No modelo 02/05, foram contempladas todas as alterações dos modelos anteriores. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 19.

Tabela 19 – Resultados do modelo 02/05.

Modelo 02/05				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,284	1,249	0,07 (h/3705)	2,82 (H/5294)
0°-180°	1,296	1,228	0,05 (h/6226)	1,80 (H/8268)
RM2M1 - 1,362				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
7680,7	13764,4		34329,6	37798,9
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
55,80%			90,82%	

Comparado ao modelo 02/01, o modelo 02/05 resultou numa redução de aproximadamente 10,50% no volume de concreto utilizado nos pilares e uma redução de aproximadamente 6,22% nas formas utilizadas nos pilares. Estas reduções foram menores neste modelo comparado ao modelo 01/06, o que evidencia a grande influência que o coeficiente que considera a não linearidade física das lajes possui na estabilidade global.

No modelo 02/06, utilizou-se como modelo base o modelo 02/05 e foi inserida a interação solo-estrutura. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 20.

Tabela 20 – Resultados do modelo 02/06.

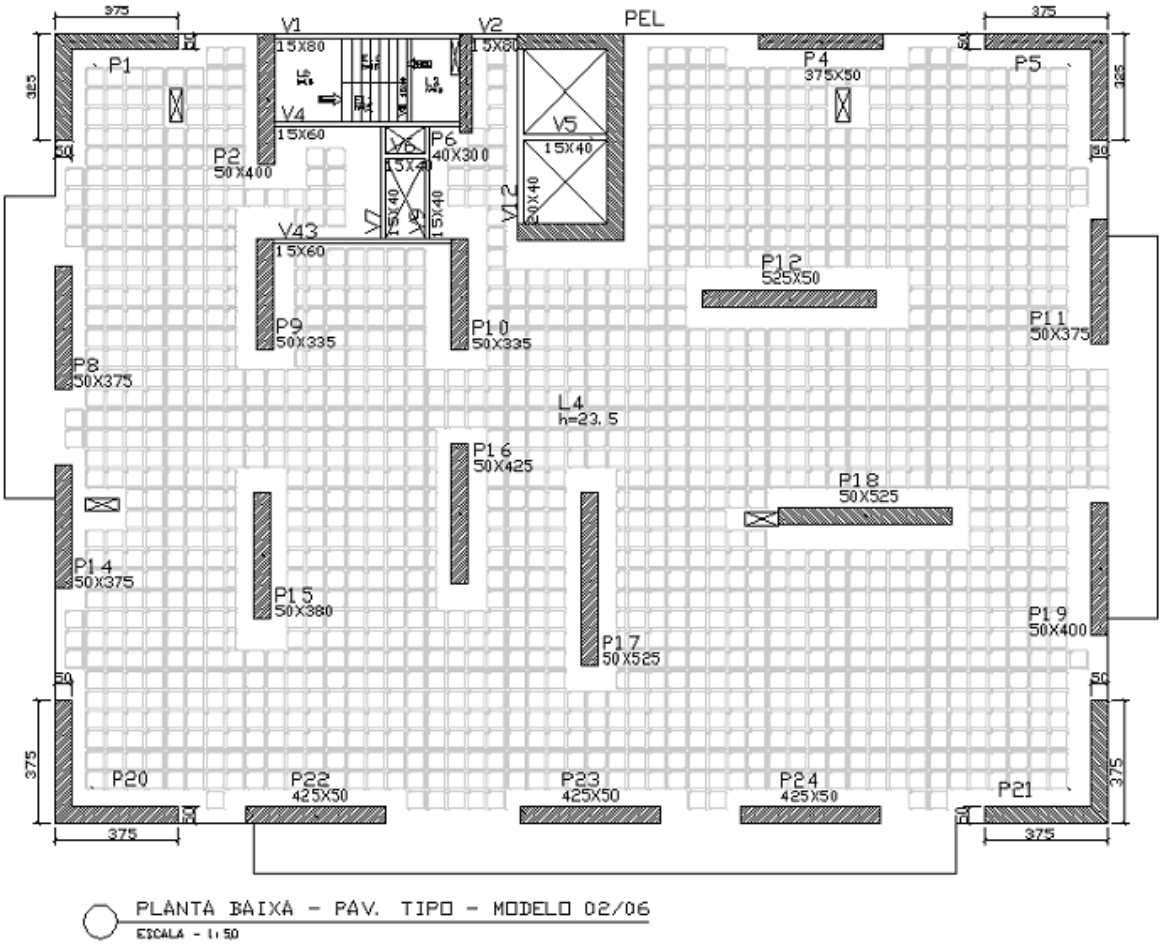
Modelo 02/06				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	2,953	2,045	0,13 (h/1499)	7,48 (H/1993)
0°-180°	2,356	1,869	0,09 (h/2306)	4,07 (H/3662)
RM2M1 - 3,174				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
7680,7	13764,4		34329,6	37798,9
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
55,80%			90,82%	

Comparando os resultados do modelo 02/06 com os do modelo 02/05, pode-se observar que houve um aumento no coeficiente de instabilidade γ_z de aproximadamente 127,50% na direção do vento 90º-270º e 81,79% na direção do

vento 0º-180º. Do mesmo modo, este resultado demonstra a grande influência da interação solo-estrutura na análise da estabilidade da estrutura e dos deslocamentos horizontais. É importante salientar que o modelo com sistema construtivo em lajes nervuradas mostrou-se mais sensível aos efeitos da interação solo-estrutura comparado ao modelo com sistema construtivo em lajes lisas.

A Figura 24 mostra a planta baixa do pavimento tipo do modelo 02/06.

Figura 24 – Pavimento Tipo – Modelo 02/06.
Fonte: Autor



4.3 RESULTADOS DOS MODELOS DA TERCEIRA SÉRIE

A partir do modelo 01/06, alterou-se o sistema construtivo para lajes nervuradas com vigas-faixa, dando origem ao modelo 03/01. Os resultados do modelo 03/01 são mostrados na Tabela 21.

Tabela 21 – Resultados do modelo 03/01.

Modelo 03/01				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,276	1,197	0,11 (h/2644)	4,36 (H/3421)
0°-180°	1,295	1,124	0,11 (h/2174)	2,91 (H/5118)
RM2M1 - 1,365				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
5095,3	12465,7		24017,4	55168,1
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
40,87%			43,53%	

Comparando o modelo 03/01 com seu modelo base (01/06) nota-se que o limite do coeficiente de instabilidade γ_z foi mantido abaixo do valor indicado pela ABNT NBR 6118:2014 mesmo reduzindo as seções dos pilares. Assim, o sistema construtivo de laje nervurada com vigas-faixa mostrou-se mais estável. Tal fato pode ser explicado pela redução do peso próprio da laje nervurada associada à rigidez das vigas-faixa ligando todos os pilares, tornando o sistema mais rígido.

A redução no volume de concreto dos pilares do modelo 03/01 foi de aproximadamente 5,95% e a redução na área de formas dos pilares foi de 5,11%.

No modelo 03/02, reduziu-se o coeficiente que considera a não linearidade física das lajes e vigas de 0,7 para 0,5. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 22.

Tabela 22 – Resultados do modelo 03/02.

Modelo 03/02				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,349	1,325	0,11 (h/2644)	4,36 (H/3421)
0°-180°	1,378	1,238	0,11 (h/2174)	2,91 (H/5118)
RM2M1 - 1,454				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
5095,3	12465,7		24017,4	55168,1
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
40,87%			43,53%	

Comparado ao modelo 03/01, no modelo 03/02 houve aumento do coeficiente de instabilidade γ_z, sendo este aumento de aproximadamente 5,72% na direção do vento 90º-270º e 6,41% na direção do vento 0º-180º. Mais uma vez, ressalte-se a influência dos coeficientes que consideram a não linearidade física dos elementos estruturais na estabilidade da estrutura.

No modelo 03/03, as seções dos pilares foram aumentadas de forma a atender o limite do coeficiente de instabilidade γ_z apontado pela ABNT NBR 6118:2014. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 23.

Tabela 23 – Resultados do modelo 03/03.

Modelo 03/03				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	1,298	1,245	0,09 (h/3071)	3,72 (H/4007)
0°-180°	1,297	1,159	0,07 (h/3359)	2,28 (H/6531)
RM2M1 - 1,375				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
5853,1	13185,9		27085,0	58221,1
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
44,39%			46,52%	

Com o aumento das seções transversais dos pilares, houve um decréscimo no valor do coeficiente de instabilidade γ_z. Comparado ao modelo 03/02, este decréscimo foi de aproximadamente 4,00% na direção do vento 90º-270º e 6,25% na direção do

vento 0º-180º. Houve também, aumento de aproximadamente 12,95% no volume de concreto utilizado nos pilares e 12,77% nas formas utilizadas nos pilares.

No modelo 03/04, utilizou-se como modelo base o modelo 03/03 e foi inserida a interação solo-estrutura. Os resultados desse modelo são mostrados na Tabela 24.

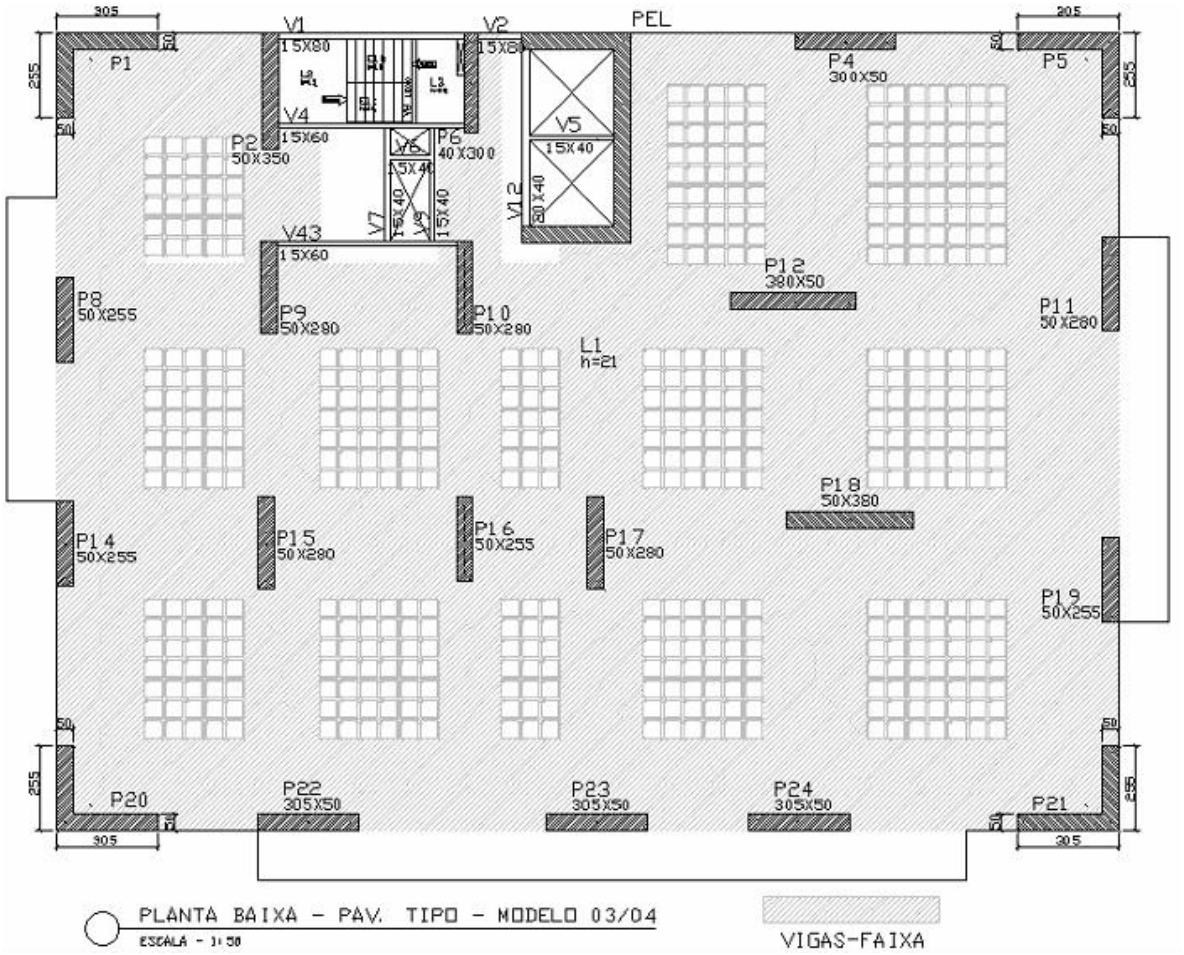
Tabela 24 – Resultados do modelo 03/04.

Modelo 03/04				
Coeficientes de Instabilidade			**Estado Limite de Serviço - ELS**	
Vento	Gama Z	Alfa	Des. Local [cm]	Des. Global [cm]
90°-270°	2,799	1,995	0,29 (h/1131)	9,07 (H/1644)
0°-180°	1,918	1,644	0,10 (h/1907)	4,42 (H/3374)
RM2M1 - 3,294				
Quantitativo dos Pilares				
Volume de Concreto [m³]			Área de Formas [m²]	
Pilar	Total		Pilar	Total
5853,1	13185,9		27085,0	58221,1
Taxa Volume de Concreto			Taxa Área de Formas	
44,39%			46,52%	

Finalmente, comparado ao modelo 03/03, no modelo 03/04 houve aumento no coeficiente de instabilidade γ_z de aproximadamente 53,63% na direção do vento 90º-270º e 32,38% na direção do vento 0º-180º. Novamente, os resultados demonstram a grande influencia que a consideração da interação solo-estrutura possui na estabilidade global da estrutura. O modelo com sistema construtivo em lajes nervuradas com vigas-faixa mostrou-se mais sensível aos efeitos da interação solo-estrutura, em relação à sua estabilidade, comparado ao modelo com sistema construtivo em lajes lisas. Vale ressaltar que esses modelos possuem coeficientes que consideram a não linearidade dos elementos estruturais diferentes.

A Figura 25 mostra a planta baixa do pavimento tipo do modelo 03/04.

Figura 25 – Pavimento Tipo – Modelo 03/04.
Fonte: Autor



5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1 CONCLUSÕES

O objetivo deste estudo foi avaliar a estabilidade global de edifícios de concreto com sistema de construção em lajes lisas, lajes nervuradas e lajes nervuradas com vigas-faixa. A análise foi feita através da variação de parâmetros como o sistema construtivo das lajes, espessura do pilar do elevador núcleo, espessura da laje, pé-direito do pavimento tipo, coeficiente que considera a não linearidade física dos elementos estruturais e a interação solo-estrutura. Assim, foram implementadas as variações nos modelos possibilitando, através programa comercial CAD/TQS da TQS Informática LTDA, analisar a influência dessas alterações na estabilidade global da estrutura.

A partir da análise dos resultados dos modelos de lajes lisas e lajes nervuradas, observou-se que o acréscimo de espessura no pilar do elevador (núcleo rígido), não resultou numa redução significativa no coeficiente de instabilidade γ_z.

O aumento da espessura das lajes lisas e o aumento da capa das lajes nervuradas proporcionaram reduções significativas no coeficiente γ_z, sendo que o aumento de carga vertical devido ao acréscimo de espessura das lajes é compensado pelo maior enrijecimento das ligações das lajes com os pilares e também pelo aumento da rigidez à flexão transversal. Martins (2001), Feitosa e Alves (2015) e Passos *et al*. (2016) obtiveram resultados semelhantes.

A redução do pé direito entre os pavimentos tipo nos modelos de laje lisa e laje nervurada resultou no decréscimo do coeficiente de instabilidade γ_z. Vale ressaltar que, mesmo com o aumento de cinco pavimentos para manter aproximadamente a relação de esbeltez proposta, houve decréscimo no coeficiente de instabilidade γ_z haja vista a diminuição do comprimento destravado dos pilares.

A aplicação de um valor maior do coeficiente que considera a não linearidade física nos modelos da primeira série resultou numa redução significativa do coeficiente γ_z,

sendo essa redução a maior entre os modelos. Assim, como dito anteriormente, é interessante estudar pormenorizadamente a utilização de coeficientes de redução com valores maiores que os apontados pela norma atual, tendo em vista que a fissuração de elementos protendidos é menor quando comparada à fissuração de um elemento de concreto armado.

Ao se comparar o volume total de concreto entre os modelos 01/06 e 02/05, nota-se que o volume total de concreto do modelo 01/06 é menor aproximadamente 2,18%. Essa mesma comparação feita com o volume de concreto dos pilares mostra que no modelo 01/06 é menor aproximadamente 29,53%. Assim, percebe-se a grande influência da consideração de um valor maior do coeficiente que considera a não linearidade física no modelo com sistema construtivo em laje lisa, no caso particular desta ser protendida, possibilitando, para edifícios altos e esbeltos, competir com o sistema de lajes nervuradas em consumo de concreto.

Ao se comparar os sistemas de lajes lisas com o sistema de lajes nervuradas com vigas-faixa (Modelo 01/06 e Modelo 03/01), conclui-se que o sistema de lajes nervuradas com vigas-faixa foi mais estável, tendo em vista que foi possível reduzir as seções transversais dos pilares e atender ao limite do coeficiente γ_z preconizado pela ABNT NBR 6118:2014.

Ao se considerar o efeito da interação solo-estrutura, o valor do coeficiente γ_z aumentou muito comparado aos respectivos modelos base. Tal fato aponta que deveria ser revista ou melhor estudada as considerações das simplificações adotadas pelos escritórios de cálculo estrutural, onde os mesmos tem por prática separar o cálculo da superestrutura e da infraestrutura das edificações.

Vale ressaltar que ao comparar os modelos onde foi introduzida a interação solo-estrutura, o modelo 02/06 apresentou os maiores valores do coeficiente de instabilidade γ_z, mesmo este modelo tendo o maior volume de concreto nos pilares. Este fato pode ser explicado devido a não alteração dos valores do coeficiente que considera a não linearidade física dos elementos estruturais. Em relação aos modelos 01/07 e 03/04, os mesmos apresentam pequena diferença no volume de concreto utilizado nos pilares, entretanto, o valor do coeficiente γ_z foi maior no

modelo 03/04. Novamente, ressalta-se que esta diferença foi devido a valores diferentes do coeficiente que considera a não linearidade física, uma vez que, quando considerado o mesmo valor deste coeficiente para os modelos com laje lisa e laje nervurada com vigas-faixa, o modelo com laje nervurada e vigas-faixa foi mais estável apresentando o valor do coeficiente de instabilidade γ_z menor.

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Sugere-se para pesquisas futuras que seja avaliada a estabilidade global de edificações de concreto quando for considerado o efeito construtivo que considera o nivelamento dos pavimentos nos ciclos de concretagem e o aumento de rigidez e carregamento à medida que a estrutura é construída.

Nos estudos de estabilidade global de edifícios que utilizarem o sistema de lajes lisas protendidas, sugere-se que sejam introduzidos os cabos de protensão no modelo a fim de avaliar se haverá alteração no valor do coeficiente de instabilidade γ_z. Adicionalmente, para pesquisas futuras, recomenda-se a realização de experimentos laboratoriais que possam permitir e melhor determinar valores menos conservadores para o coeficiente que considera a não linearidade física dos elementos estruturais, tendo em vista sua grande influência na estabilidade global.

Em relação à interação solo-estrutura, recomenda-se que seja estudado um número maior de exemplos e diferentes métodos de cálculo dessa interação além do que foi utilizado nesta dissertação. Propõe-se também o estudo de um maior número de edificações para fundamentar as questões apontadas a respeito da estabilidade global de estruturas de concreto neste estudo.

6 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, NBR6120, Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). Forças devido ao vento em edificações, NBR6123, Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos, NBR8681, Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007). Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos, NBR6118. Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos, (2014). Rio de Janeiro, RJ.

BUENO, M. M. E. (2009). Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Brasília, DF.

CARMO, R. M. D. S. (1995). Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios Usuais de Concreto Armado, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. (2015). Study of Global Stability of Tal Buildings with Prestressed Slabs (2015). Revista IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS, vol. 8, pag. 196-224, April 2015. São Paulo, SP.

FEITOSA, L. A. (2016). Estudo da Estabilidade Global de Edifícios de Múltiplos Andares com Lajes Lisas. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. D. (1991). Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Altos. Colloquium on the CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

FREITAS, F.C.; LUCHI, L.A; FERREIRA, W.G.. Global stability analysis of structures and actions to control their effects. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 9, n. 2, p. 192-213, 2016.

GUSMÃO, A. D. (1990). Estudo da Iteração Solo-Estrutura e sua influências em recalques de edificações. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

JORDÃO, D. R. (2003). Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas, considerando a interação estrutura-solo. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

KIMURA, A. (2007). Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado. Ed. PINI. São Paulo, SP.

LIMA, J. S. (2001). Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. Dissertação de mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MARTINS, C. H. (2001). Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

MONCAYO, W. J. Z. (2011). Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

MONCAYO, W. J. Z. (2016). Análise da Estabilidade de Edifícios com Estrutura de Concreto Armado. E-book, Manaus, AM. Disponível em: <

http://wlcursos.com/cursos/analise-da-estabilidade-de-edificios/e-book/>. Acesso em: 28 maio 2016.

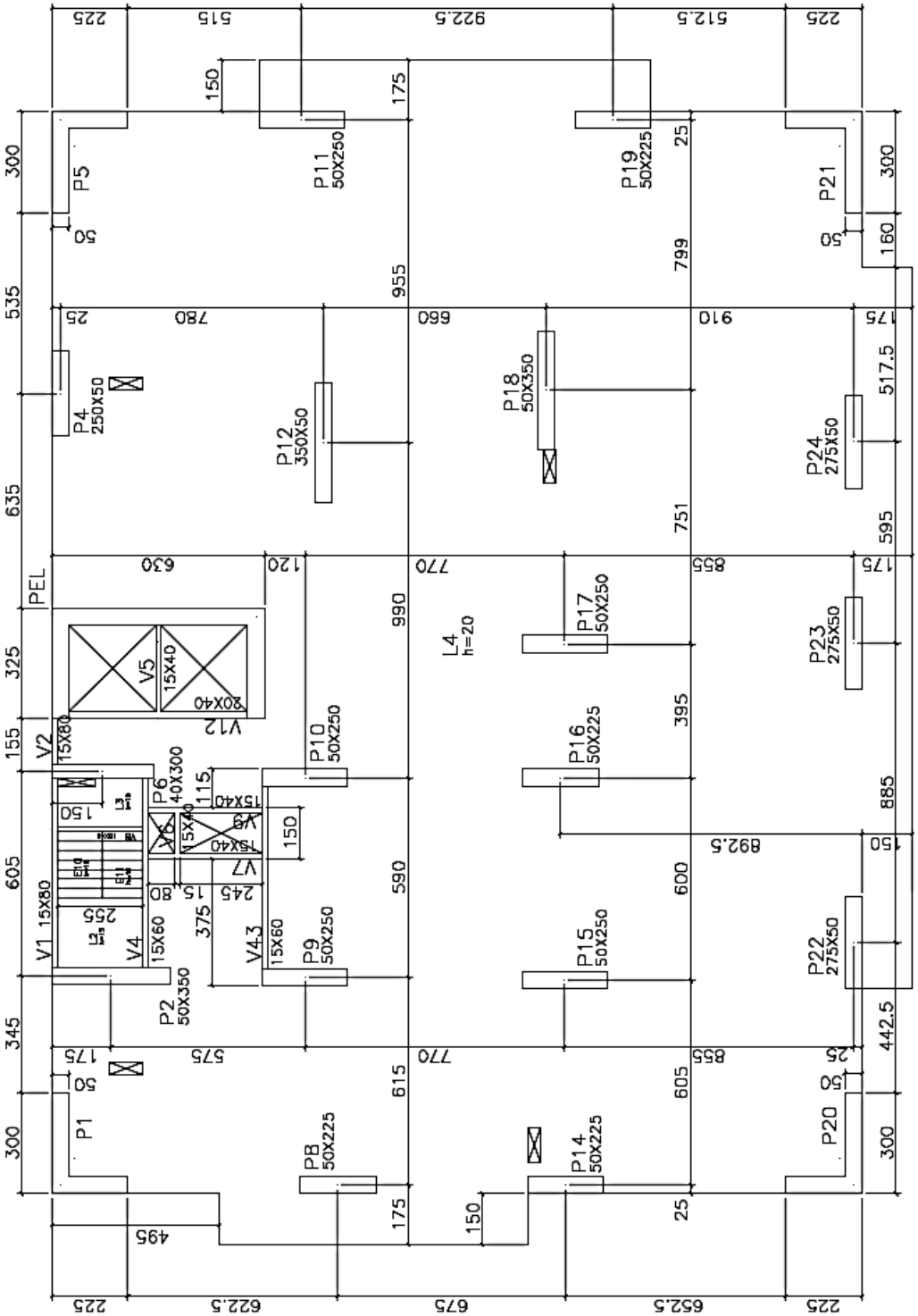
PAIXÃO, J.F.M., ALVES. .E.C. (2016). Análise de Estabilidade Global em Edifícios Altos. REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil, 2016. Aceito para publicação.

PASSOS, V.M.; FEITOSA, L.A; ALVES, E.C.; AZEVEDO, M.S.. Analysis of instability of tall buildings with prestressed and waffle slabs. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 9, n. 2, p. 244-262, 2016.

PINTO, R. S. (1997). Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

SOUZA, A. S. C.. Análise da estabilidade de edifícios de andares múltiplos de aço, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009.

TQS INFORMÁTICA LTDA (2013). MANUAL PÓRTICO E GRELHA-TQS. São Paulo, SP.

ANEXO A

Cotas para locação de pilares.