

Análise da estabilidade de edifícios altos em lajes lisas e nervuradas com o efeito da interação solo-estrutura

Stability analysis of tall buildings with flat and waffle slabs with soil-structure interaction effect

Elcio Cassimiro Alves
Vinicius de Mello Passos

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. Dentre essas novas tecnologias, destacam-se as lajes lisas, lajes nervuradas e as lajes nervuradas com vigas faixa. Estas edificações carecem de um estudo de estabilidade para garantir sua segurança e desempenho. Nos projetos usuais de edifícios, onde não se considera o efeito da ação sísmica, comumente a estrutura é calculada pelo engenheiro de estruturas, o qual considera a estrutura sobre apoios indeslocáveis, resultando assim num conjunto de cargas que é passado para o engenheiro geotécnico. Entretanto, a hipótese de que o sistema de fundação apresenta comportamento rígido e indeslocável não se enquadra com a realidade geotécnica. Portanto, é necessário que o modelo de cálculo seja ajustado, ou seja, integrar o solo com as fundações e a superestrutura da edificação para uma melhor avaliação do comportamento estrutural. Chama-se esse processo de interação solo-estrutura, sendo este o mecanismo de influência mútua superestrutura-sistema de fundação. Através do coeficiente γ_z (Gama Z), busca-se avaliar a estabilidade global de edificações altas com sistema construtivo em lajes lisas, lajes nervuradas e lajes nervuradas com vigas faixa a partir da variação de parâmetros tais como: tipo de laje, espessura da laje, geometria dos pilares, coeficiente de redução de inércia dos elementos para considerar a não linearidade física. Não obstante, avaliar a influência da interação solo-estrutura na estabilidade global das edificações propostas. Para a modelagem e análise dos resultados será utilizado o programa comercial CAD/TQS.

Palavras-chave: Estabilidade global / Gama Z / Interação solo-estrutura

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. Among these new technologies, there are the flat slabs, waffle slabs and waffle slabs with band beams. These buildings lack a stability study to ensure their safety and performance. In the design of buildings, the structure is commonly calculated by the structural engineer, where the seismic action isn't considered, which considers the structure upon rigid supports, thereby resulting in a set of loads which is passed to the geotechnical engineering. However, the hypothesis that the foundation system features rigid behavior does not fit with the geotechnical reality. Therefore, it is necessary that the calculation model is adjusted, i.e., integrating the soil with foundations and the superstructure of the building for a better evaluation of the structural behavior. This process is called soil-structure interaction, which is the mechanism of mutual influence foundation-superstructure system. Through the coefficient γ_z (Gamma Z), seeks to assess the overall stability of high buildings with flat slabs, waffle slabs and waffle slabs with band beams from the variation of parameters such as: type of slab, the slab thickness, geometry of the pillars, inertia reduction coefficient of the elements to consider physical nonlinearity. However, evaluate the influence of soil-structure interaction in the overall stability of the buildings proposed. For modeling and analysis of the results will be used the commercial software CAD / TQS.

Keywords: Global stability / Gamma Z / Interaction soil-structure

Elcio Cassimiro Alves

Doutor em Engenharia e Tecnologias Espaciais
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES – Brasil
elcio.calves1@gmail.com

Vinicius de Mello Passos

Mestre em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES – Brasil
vmelopassos@gmail.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

ALVES, E. [et al.] – Análise da estabilidade de edifícios altos em lajes lisas e nervuradas com o efeito da interação solo-estrutura. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 85-100.

1 Introdução

A partir do desenvolvimento da engenharia estrutural ao longo das últimas décadas, houve grande modernização na execução de edificações, possibilitando estruturas mais altas e esbeltas. Entretanto este tipo de edificação se tornou menos rígido. A exemplo pode-se citar as edificações compostas por lajes lisas, lajes nervuradas e lajes nervuradas com vigas-faixa. Uma das características mais relevantes destes tipos 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.

Assim, uma análise da viabilidade da execução de edifícios altos e esbeltos no que tange a estabilidade global é importante quando são utilizados sistemas estruturais desprovidos de vigas altas.

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. Assim, a interação solo-estrutura é um fator importante no ajuste do modelo de cálculo das estruturas. A interação solo-estrutura implicará em efeitos na estabilidade global da estrutura, tendo em vista que haverá um aumento dos deslocamentos, pois a edificação estará sendo calculada em uma base flexível.

A partir da variação de parâmetros tais como: a espessura das lajes, seções dos pilares, coeficientes que simulam a não linearidade física dos elementos estruturais, altura do pavimento tipo e consideração dos efeitos da interação solo-estrutura, buscou-se avaliar a influência destes na estabilidade global da estrutura proposta.

O objetivo deste trabalho consiste no estudo da estabilidade global de edifícios com relação de esbeltez de um para seis, onde será variado o tipo de sistema construtivo da laje, a saber, lajes lisas, lajes nervuradas e lajes nervuradas com vigas-faixa. Para a análise dos parâmetros de instabilidade serão variadas a espessura das lajes, seções dos pilares, coeficientes que simulam a não linearidade física dos elementos estruturais, altura do pavimento tipo e também a consideração da interação solo-estrutura. Será utilizado o software comercial CAD/TQS versão 17.12.3.

Vale ressaltar que os modelos de laje lisa e laje nervurada serão reestudados a partir dos modelos propostos por [1]. Neste estudo não é considerado o efeito de sismos, os quais podem impactar nos resultados aqui apresentados.

2 Revisão da literatura

2.1 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 [2].

Este comportamento desproporcional é relevante em estruturas de concreto armado e deve ser sempre levado em consideração na etapa de análise da estrutura.

2.2 Não linearidade geométrica (NLG)

As estruturas podem apresentar comportamento não linear ao sofrer grandes deslocamentos mesmo sendo constituídas de materiais que apresentem relação de tensão-deformação linear. Os momentos fletores adicionais na estrutura, ora nomeados de momentos de segunda ordem, são oriundos da nova posição do esforço vertical devido a deformação da estrutura. Tal comportamento é nomeado de não linearidade geométrica por não apresentar relação linear entre esforços e efeitos.

A norma brasileira de concreto de 2014 [3] considera a não linearidade geométrica através de uma formulação de segurança para a combinação de ações, sendo estas ações majoradas pelo fator γ_f / γ_{f3} , e em seguida, os esforços solicitantes são majorados pelo fator γ_{f3} , sendo este fator igual a 1,1.

2.3 Não linearidade física (NLF)

Por ser constituído de materiais com propriedades físicas variadas, o concreto armado apresenta comportamento não linear, sendo este comportamento caracterizado como não linearidade física. Ademais, a grande diferença na resistência a esforços de tração e compressão leva a formação de fissuras por tração.

Para considerar a não linearidade física do concreto armado, a norma brasileira de concreto de 2014 [3] utiliza coeficientes de redução no cálculo da rigidez para cada tipo de elemento (lajes, vigas e pilares), sendo esta rigidez chamada de rigidez efetiva ou rigidez secante.

É obrigatória a consideração da não linearidade física na análise das estruturas de concreto armado. A norma supracitada indica os valores a serem adotados para redução da rigidez dos elementos estruturais, como mostrado abaixo:

Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} I_c$$

Vigas:

$$(EI)_{sec} = E_{ci} I_c \text{ para } A_s' \neq A_s$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c \text{ para } A_s' = A_s$$

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.

Na norma brasileira de concreto de 2007 [4] a rigidez efetiva de pilares e vigas pode ser reduzida pelo coeficiente de redução com o valor de 0,7, conforme observado por [1]. Propõem também a possibilidade de utilizar este coeficiente de redução para as lajes lisas, quando estas forem protendidas devido a menor fissuração.

2.4 Estabilidade global

Define-se estabilidade global de uma estrutura como sendo sua sensibilidade aos efeitos de 2.^a ordem, onde esta relação é inversamente proporcional, ou seja, a estrutura é menos estável quanto mais sensível esta for aos efeitos de 2.^a ordem.

Os efeitos de 2.^a ordem são provenientes da deformação da estrutura, ou seja, a partir da consideração da configuração geométrica deformada da estrutura, surgem solicitações adicionais no sistema estrutural, sendo estes efeitos adicionais à estrutura.

A norma brasileira de concreto de 2014 [3] dispensa a consideração das solicitações de 2.^a ordem se estas não forem em intensidade maiores que 10% das solicitações de 1.^a ordem. Assim, é sempre necessária à realização da análise 2.^a ordem, independente se estes efeitos serão, ou não, utilizados para dimensionar a estrutura. A norma prevê o coeficiente γ_z (Gama Z) e o parâmetro α (alfa) para auxiliar na decisão de se considerar os efeitos de 2.^a ordem.

O coeficiente de instabilidade γ_z foi introduzido por [5], o qual mensura a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2.^a ordem, também podendo ser utilizado para majorar os efeitos de 1.^a ordem devido às cargas horizontais para obtenção de efeitos aproximados de 2.^a ordem. O coeficiente γ_z é definido por:

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

onde:

Δ_{Md} : 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 1.^a ordem;

M_{1d} : É o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos produzidos pelas forças horizontais em relação à base da estrutura.

O parâmetro α foi deduzido em 1967 por Hurbert Beck e GertKönig (apud [5]) sendo definido como parâmetro de instabilidade por [6]. Este parâmetro é um meio para avaliar a estabilidade global das estruturas de concreto, entretanto não é adequado para se estimar os efeitos de segunda ordem. Basicamente, a verificação da estabilidade das estruturas de concreto passa a ser a verificação de um pilar de rigidez equivalente.

A norma brasileira de concreto de 2014 [3] define α por:

$$\alpha = H_{tot} * \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} * I_c)}} \quad (2)$$

onde:

H_{tot} É a altura da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k É o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico.

$E_{cs} I_c$ É o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

2.4.1 Principais fatores que influenciam na estabilidade global

Podem-se destacar como principais fatores que influenciam a estabilidade global de edifícios os carregamentos verticais aos quais a estrutura está submetida e a rigidez da estrutura.

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 1.ª ordem e 2.ª ordem aumentam na mesma proporção, ou seja, $\Delta M_d / M_{1d}$ permanece constante.

Quanto à rigidez da estrutura, quanto mais rígida esta for, menores serão seus deslocamentos, e consequentemente menores serão os momentos de 2.ª ordem, resultando na diminuição do coeficiente γ_z . A presença de elementos que colaborem com o aumento de rigidez da estrutura impacta de forma a reduzir os valores do coeficiente γ_z , logo, melhoram a estabilidade conforme observado por [7].

2.5 Interação solo-estrutura (ISE)

A interação solo-estrutura consiste no mecanismo que integra a superestrutura da edificação (lajes, vigas e pilares), a estrutura de fundação (sapatas, blocos e estacas) 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 garanta 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. Esta simplificação leva a um subdimensionamento dos elementos estruturais isolados e também subestima os deslocamentos da edificação provenientes da deformação dos apoios.

Ao ser considerada a ISE em edificações de concreto armado, verifica-se uma tendência à uniformização dos esforços horizontais [8]. Nos pilares mais rígidos, observa-se uma importante redistribuição das reações horizontais, considerando a direção da ação do vento. Verifica-se a mesma tendência à uniformização para os deslocamentos horizontais. Delalibera *et al.* (2005) *apud* [9] e [8], concluem que a interação solo-estrutura influencia na estabilidade global da estrutura, uma vez que, com a subtração da simplificação do engastamento da superestrutura na fundação, os deslocamentos horizontais da estrutura são maiores, afetando diretamente os resultados obtidos a partir da análise de 2.ª ordem.

2.6 Interação solo-estrutura no CAD/TQS

O programa CAD/TQS possui um módulo de análise dedicado à análise da Interação Solo-Estrutura denominado SISE – Sistema de Interação Solo Estrutura. O SISE dispõe de rotinas de cálculo para a determinação da capacidade de carga do sistema estaca-solo, cálculo de recalques e cálculo dos coeficientes de reação vertical e horizontal do solo, isto é, de maneira simplificada, quando se utiliza o SISE, os pilares do pórtico espacial não estarão mais engastados na fundação, ao invés disso, estarão apoiados em molas cujas rigidezes serão exatamente os valores dos coeficientes de reação vertical e horizontal. A Figura 1 mostra uma representação esquemática do conceito.

Os métodos para a determinação da capacidade de carga do sistema Estaca-Solo implementados no SISE são mostrados na

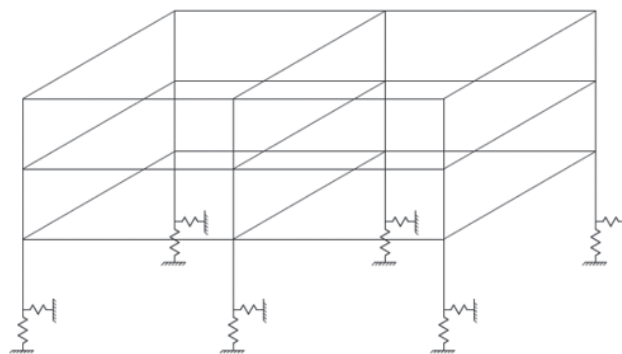


Figura 1 Modelo esquemático – Pórtico espacial apoiado em molas

Figura 2. Dentre estes, foram utilizados nos modelos, os métodos de Aoki e Velloso de 1975 propostos em [10] e o de Alonso de 1996 proposto em [11], sendo estes adequados para estacas cravadas e estaca hélice contínua respectivamente.

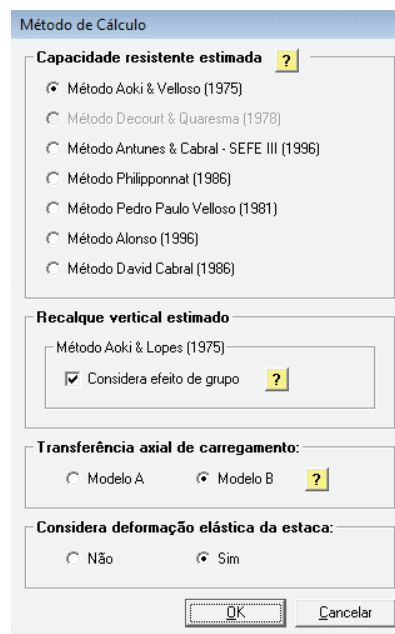


Figura 2 Métodos para determinação da capacidade de carga; Cálculo de recalque vertical e transferência axial de carregamento estaca-solo. Fonte: Manual TQS (2013)

O método para a transferência de carga axial estaca-solo é o proposto por Aoki em 1979 *apud* Manual TQS (2013) [12] como mostrado na Figura 3. O programa ainda permite ao usuário definir o modelo de diagrama a ser adotado: o Modelo A que admite uma distribuição parcial da carga à medida que vai vencendo a resistência lateral máxima ao longo do fuste, e o Modelo B onde se admite que a distribuição se manifeste ao longo do fuste da estaca, redistribuindo as cargas, como mostrado na Figura 4. Em todos os edifícios processados com o módulo do SISE, o Modelo B foi o adotado, sendo esta a opção padrão do programa.

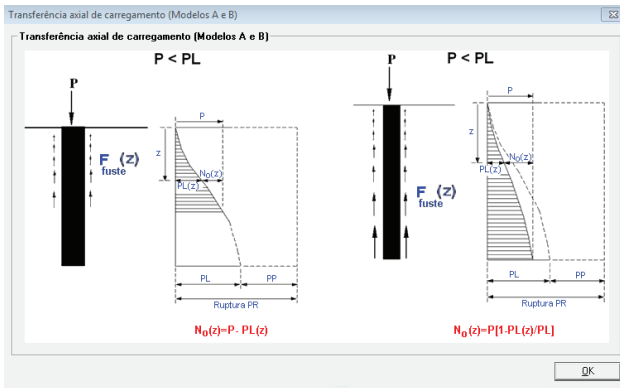


Figura 3 Modelos para o diagrama de força normal da estaca em função da profundidade. Fonte: Manual TQS (2013)

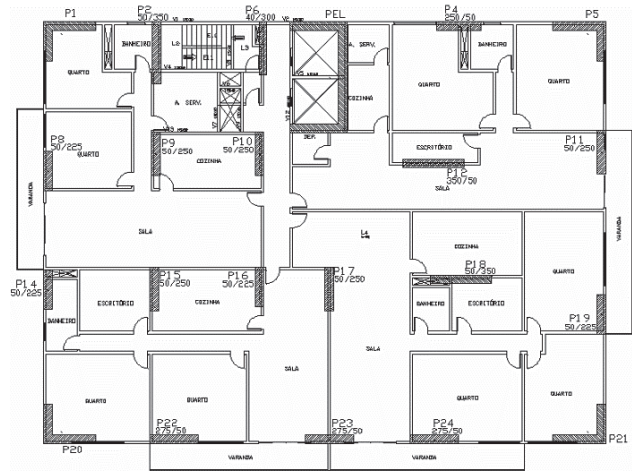


Figura 5 Arquitetura x Estrutura – Pavimento tipo – Laje lisa – Modelo 01/01

Método de cálculo	
Método de cálculo para estacas	Aoki & Velloso
Alfa e Beta	
Limites mínimos e máximos de SPT	
Antunes & Cabral (SEFE III - 1996)	
B1 (%) e B2 (kgf/cm ²)	
Philipponnat (1986)	
Alfa f	
Alfa s	
Alfa p	
Limite inferior de bulbo	0
Limite superior de bulbo	0
Pedro Paulo Velloso (1981)	
a - b - a' - b'	
Limite inferior de bulbo	8
Limite superior de bulbo	8
Alonso (1996)	
Limite máximo de Torque (Kgf.m)	40
Limite inferior de bulbo	8
Limite superior de bulbo	8
R limite (kPa)	250
Alfa AL	0,6
Beta AL -> Areia = 250 Argila = 150 Outros = 200	
David Cabral (1986)	
B1 e B2 - Estaca Raiz	
Coeficiente de segurança	
Capacidade de carga de estacas	2
Majoração de cargas / Recalque	
Majoração de cargas admissíveis (Combinação de carregamento)	30
Recalques totais limites	

Figura 4 Métodos para a determinação da capacidade de carga do sistema estaca-solo. Fonte: Manual TQS (2013)

3 Modelos e discussões

Os modelos da edificação são 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. A edificação possui largura de 24 metros medida pela extremidade dos pilares de canto e altura de 144 metros (Figura 5), ou seja, adotou-se relação de esbeltez de um para seis (Figura 6). Ressalta-se que esta relação de esbeltez retrata a geometria da torre, não incluindo o embasamento da edificação modelo.

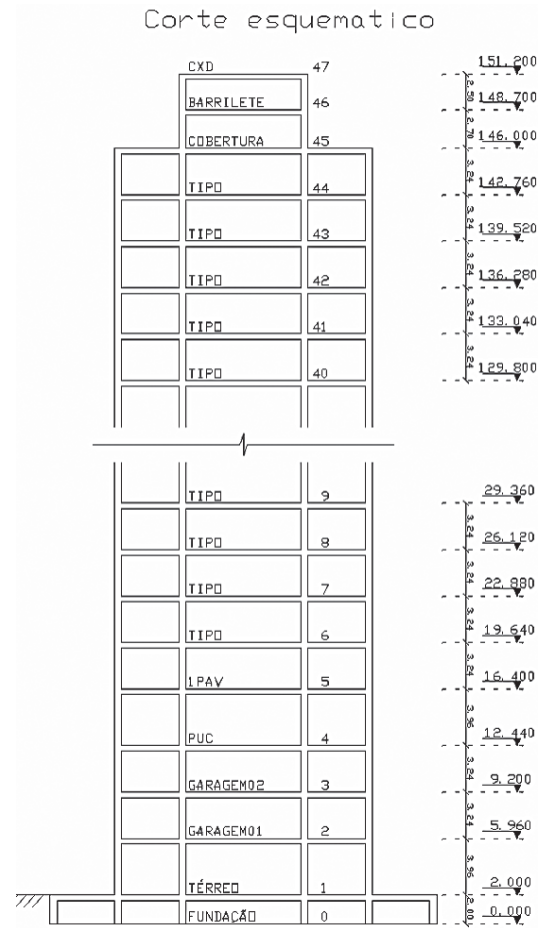
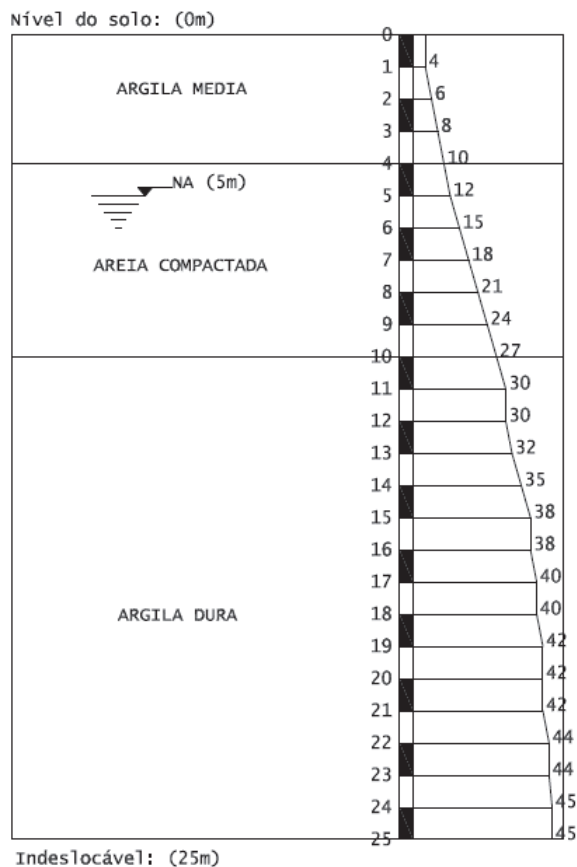


Figura 6 Corte esquemático

SONDAGEM 1



SONDAGEM 2

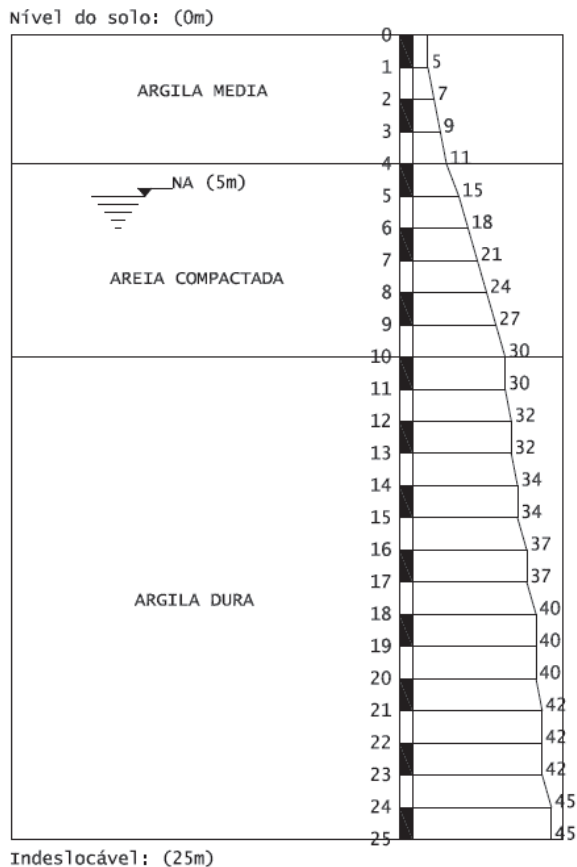


Figura 7 Perfis de sondagem

A modelagem dos edifícios foi feita no software CAD/TQS versão 17.12.3 e buscou-se avaliar através das variações propostas nos modelos a influência no resultado do coeficiente de instabilidade γ_z . Tendo em vista que as variações propostas são para melhorar a estabilidade global da estrutura, foi feita a redução na seção transversal dos pilares, quando conveniente, reduzindo a maior dimensão dos pilares. Para consideração do efeito da interação solo-estrutura, são propostos dois perfis de sondagem para a edificação em questão conforme Figura 7.

Além do módulo do Sistema de Interação Solo-Estrutura, a TQS Informática LTDA desenvolveu um coeficiente, o qual foi nomeado RM2M1, com a finalidade de representar a intensidade dos esforços de 2.ª ordem em relação aos esforços de 1.ª ordem. Para tanto, são considerados os esforços de 2.ª ordem oriundos do método iterativo P-Delta. O parâmetro RM2M1 é dado por:

$$RM2M1 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (3)$$

onde:

M_1 É o momento das forças horizontais em relação à base do edifício;

M_2 É o somatório 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, TQS Informática LTDA (2013).

3.1 Descrição dos modelos

O primeiro modelo, nomeado 01/01, teve como base a edificação proposta na Figura 5, sendo esta composta por laje lisa. Variou-se a seção transversal dos pilares a fim de atingir um valor próximo do limite do coeficiente γ_z preconizado por [3]. Este modelo foi a base dos modelos subsequentes e o valor do γ_z encontrado foi de 1,301 (vento 90°-270°). Os dados dos modelos com laje lisa seguem na Tabela 1.

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 à rigidez à flexão transversal da mesma ser considerada no pórtico. Assim, as lajes passam a contribuir na resistência aos esforços horizontais. Deste modo, o aumento da espessura da laje significaria

um aumento na rigidez do sistema de contraventamento. O acréscimo de peso decorrente do aumento da espessura da laje seria compensado pelo aumento da rigidez da mesma, conforme foi observado nos trabalhos de [1] e [13].

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

Em elementos protendidos o nível de fissuração é menor que no concreto armado [1]. 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 dos pilares e avaliar a redução de consumo de concreto dos pilares em relação ao consumo total.

Finalmente, tomando como base o Modelo 01/06, inseriu-se a interação solo-estrutura para avaliar o comportamento da estrutura em relação à sua estabilidade. O novo modelo foi chamado de Modelo 01/07.

Tomando como base o Modelo 01/01, alterou-se o método construtivo para lajes nervuradas conforme apresentado na Figura 8 (Modelo 02/01), sendo a altura das formas de dezesseis centímetros e capa de cinco centímetros. Variou-se a seção transversal dos pilares e o valor de γ_z encontrado foi de 1,298 (vento 90°-270°). Os dados dos modelos com laje nervurada seguem na Tabela 2.

Nos Modelos 02/02, 02/03 e 02/04, as alterações foram as mesmas efetuadas anteriormente para os modelos de laje lisa. Não foi implementada a alteração dos coeficientes que levam em consideração a não linearidade física, dada a ausência de elementos protendidos nos Modelos 02 (Figura 8).

No Modelo 02/01, buscou-se reduzir ao máximo as seções transversais dos pilares mantendo o coeficiente γ_z abaixo do limite preconizado por [3]. Neste modelo, inseriu-se a interação solo-estrutura para avaliar o comportamento da estrutura em relação à sua estabilidade. O novo modelo foi chamado de Modelo 02/06.

Tomando como base o Modelo 01/06, alterou-se o método construtivo para lajes nervuradas com vigas-faixa conforme apresentado na Figura 8 (Modelo 03/01). Variou-se a seção

Tabela 1 Dados dos modelos de laje lisa

Modelo	Espessura pilar elevador [cm]	Coeficiente não linearidade		Espessura Laje [cm]	f_{ck} [MPa]			Pé-direito Pavimento tipo [m]	Interação Solo-estrutura
		Lajes	Vigas		Lajes	Vigas	Pilares		
01/01	40	0,3	0,4	18	30	30	40	3,24	Não
01/02	50	0,3	0,4	18	30	30	40	3,24	Não
01/03	40	0,3	0,4	20	30	30	40	3,24	Não
01/04	40	0,3	0,4	18	30	30	40	2,88	Não
01/05	40	0,7	0,7	18	30	30	40	3,24	Não
01/06	50	0,7	0,7	20	30	30	40	2,88	Não
01/07	50	0,7	0,7	20	30	30	40	2,88	Sim

Tabela 2 Dados dos modelos de laje nervurada

Modelo	Espessura pilar elevador [cm]	Coeficiente não linearidade		Altura Laje [cm]	f_{ck} [MPa]			Pé-direito Pavimento tipo [m]	Interação Solo-estrutura
		Lajes	Vigas		Lajes	Vigas	Pilares		
02/01	40	0,3	0,4	21	30	30	40	3,24	Não
02/02	50	0,3	0,4	21	30	30	40	3,24	Não
02/03	40	0,3	0,4	23,5	30	30	40	3,24	Não
02/04	40	0,3	0,4	21	30	30	40	2,88	Não
02/05	50	0,3	0,4	23,5	30	30	40	2,88	Não
02/06	50	0,3	0,4	23,5	30	30	40	2,88	Sim

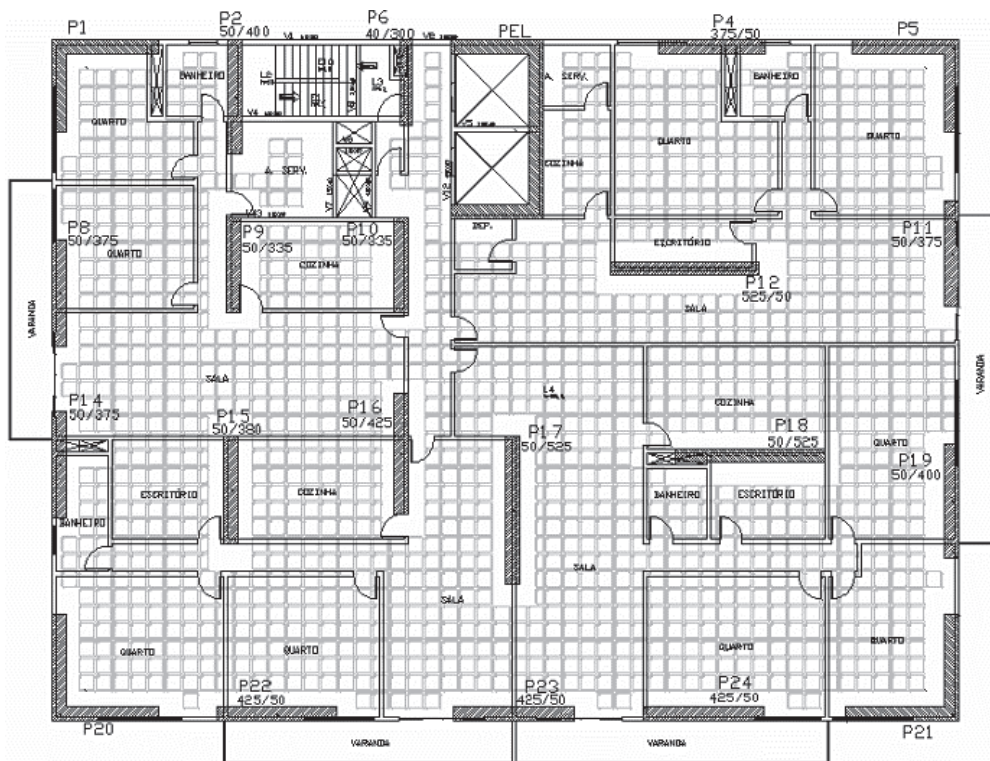


Figura 8 Arquitetura x Estrutura – Pavimento tipo – Laje nervurada – Modelo 02/01

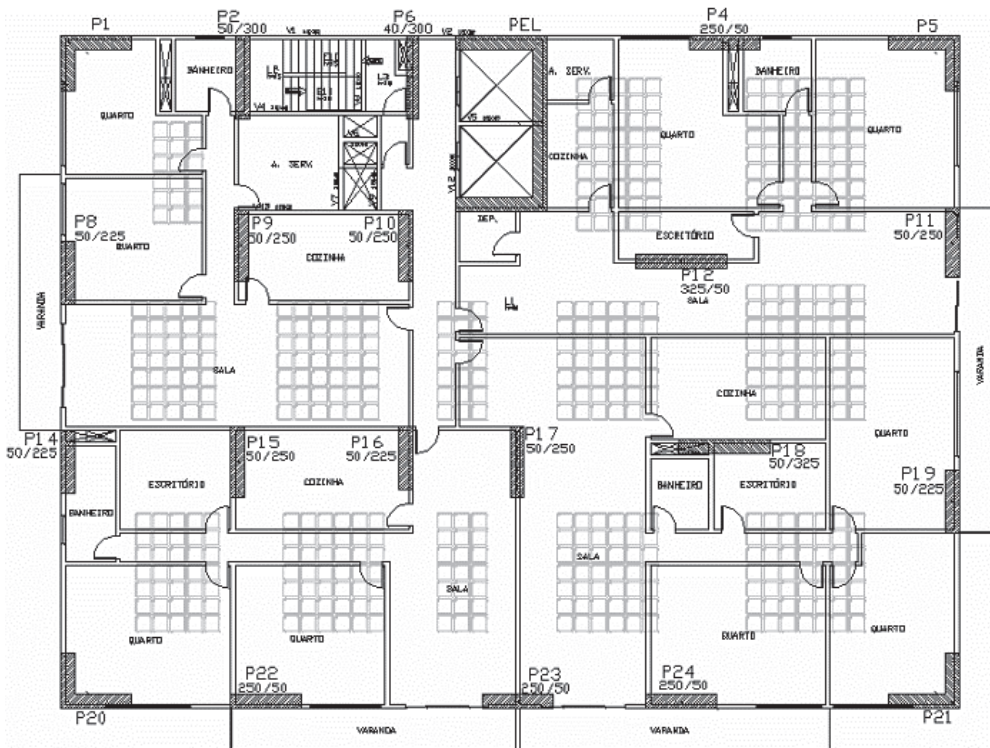


Figura 9 Arquitetura x Estrutura – Pavimento tipo – Laje nervurada com vigas-faixa – Modelo 03/01

Tabela 3 Dados dos modelos de laje nervurada com vigas-faixa

Modelo	Espessura pilar elevador [cm]	Coeficiente não linearidade		Altura Laje [cm]	f_{ck} [MPa]			Pé direito Pavimento tipo [m]	Interação Solo-estrutura
		Lajes	Vigas		Lajes	Vigas	Pilares		
03/01	50	0,7	0,7	21	30	30	40	2,88	Não
03/02	50	0,5	0,7	21	30	30	40	2,88	Não
03/03	50	0,5	0,7	21	30	30	40	2,88	Não
03/04	50	0,5	0,7	21	30	30	40	2,88	Sim

transversal dos pilares e o valor de γ_z encontrado foi de 1,295 (vento 0°-180°). Os dados dos modelos com lajes nervuradas com vigas faixas seguem na Tabela 3.

O coeficiente de não linearidade física das lajes foi reduzido de 0,7 para 0,5 nos modelos 03/02, 03/03 e 03/04 tendo em vista que somente as vigas-faixa seriam protendidas. Assim, o Modelo 03/01 foi criado para avaliar o impacto que esta redução tem sobre o coeficiente γ_z (Figura 9).

No Modelo 03/03, alterou-se as seções transversais dos pilares para atingir um valor próximo do limite do coeficiente γ_z preconizado por [3]. Finalmente, introduziu-se a interação solo-estrutura neste modelo para avaliar o comportamento da estrutura em relação à sua estabilidade. O novo modelo foi chamado de Modelo 03/04.

3.1 Resultados dos modelos 01/01 a 01/07

A partir do projeto proposto na Figura 5 e dos modelos descritos, analisaram-se os resultados obtidos que seguem concatenados na Tabela 4, Tabela 5, Tabela 6 e Tabela 7.

Observa-se que o aumento de espessura do pilar do elevador (núcleo rígido) no Modelo 01/02, não gerou uma redução significativa no coeficiente γ_z , sendo esta redução de aproximadamente 0,615% (vento 90°-270°) e 0% (vento 0°-180°).

O aumento de espessura da laje considerado no Modelo 01/03 teve relevância na redução do coeficiente de instabilidade γ_z , sendo esta redução de aproximadamente 4,535% (vento 90°-270°) e 4,013% (vento 0°-180°). Esta redução demonstra a importância de se considerar a rigidez transversal da laje para a estabilidade global da estrutura.

A partir da redução do pé direito dos pavimentos no Modelo 01/04, obteve-se uma redução aproximada no γ_z de 1,998% (vento 90°-270°) e 2,203% (vento 0°-180°).

Observa-se que a maior redução no coeficiente de instabilidade γ_z foi no Modelo 01/05 que considera coeficientes de não linearidade física maiores, sendo a redução de aproximadamente 9,762% na direção do vento 90°-270° e de 8,025% na direção do vento 0°-180°. Este resultado corrobora com a hipótese de se estender às lajes lisas quando protendidas, o aumento no coeficiente de não linearidade física quando esta atuar no sistema de contraventamento da estrutura através da consideração de sua rigidez transversal.

No Modelo 01/06 conseguiu-se reduzir as seções dos pilares mantendo o coeficiente γ_z abaixo do limite do coeficiente γ_z . 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.

Finalmente, no modelo 01/07 houve um aumento no coeficiente γ_z de 58,88% (vento 90°-270°) e 40,52% (vento 0°-180°) comparado ao Modelo 01/06 devido à consideração da interação solo-estrutura. Tal fato demonstra a grande importância de se considerar esta interação ajustando o modelo de cálculo.

3.2 Resultados dos modelos 02/01 a 02/06

A partir do projeto proposto na Figura 3 e dos modelos descritos, analisaram-se os resultados obtidos que seguem concatenados na Tabela 8, Tabela 9 e Tabela 10.

Assim como no modelo de lajes lisas, observa-se que no modelo de lajes nervuradas (Modelo 02/02) o aumento de espessura do pilar do elevador (núcleo rígido), não gerou uma redução significativa no coeficiente γ_z , sendo esta redução de aproximadamente 0,694% (vento 90°-270°) e 0% (vento 0°-180°).

O aumento da capa da laje no Modelo 02/03 resultou numa redução do coeficiente γ_z de aproximadamente 3,392% (vento 90°-270°) e 3,014% (vento 0°-180°). Nota-se que o acréscimo de peso decorrente do aumento da capa da laje foi compensado pelo aumento da rigidez da mesma.

Com a redução do pé direito dos pavimentos no Modelo 02/04, obteve-se uma redução aproximada no γ_z de 4,086% (vento 90°-270°) e 3,632% (vento 0°-180°).

Comparando com o Modelo 02/01, com a redução dos pilares no Modelo 02/05 obteve-se uma redução de aproximadamente 10,5% no volume de concreto utilizado nos pilares e uma redução de aproximadamente 6,22% nas formas utilizadas nos pilares. Vale ressaltar que o coeficiente Gama Z do Modelo 02/05 também está abaixo do limite do coeficiente γ_z preconizado por [3].

Por fim, no modelo 02/06 houve um aumento no coeficiente γ_z de 127,50% (vento 90°-270°) e 81,79% (vento 0°-180°) comparado ao Modelo 02/05 devido à consideração da interação solo-estrutura.

Tabela 4 Resultados dos modelos 01/01 e 01/02

Modelo 01/01					Modelo 01/02				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,301	1,271	0,06 (3861)	2,89 (5230)	90°-270°	1,293	1,262	0,12 (2142)	2,84 (5324)
0°-180°	1,271	1,201	0,05 (6286)	1,83 (8262)	0°-180°	1,271	1,202	0,09 (2695)	1,82 (8322)
RM2M1 - 1,336					RM2M1 - 1,330				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m ³]		Área de formas [m ²]		Volume de concreto [m ³]		Área de formas [m ²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
8415,9	14974,5	35918,6	73769,7	8579,5	15136,9	35888,8	73726,9		
Taxa volume de concreto		Taxa área de formas		Taxa volume de concreto		Taxa área de formas			
56,20%		48,69%		56,68%		48,68%			

Tabela 5 Resultados dos modelos 01/03 e 01/04

Modelo 01/03					Modelo 01/04				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,242	1,147	0,12 (2662)	2,21 (6827)	90°-270°	1,275	1,224	0,05 (4730)	2,36 (6306)
0°-180°	1,220	1,089	0,07 (3452)	1,38 (10920)	0°-180°	1,243	1,143	0,04 (7662)	1,43 (10442)
RM2M1 - 1,282					RM2M1 - 1,324				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m ³]		Área de formas [m ²]		Volume de concreto [m ³]		Área de formas [m ²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
8415,9	15593,7	35918,6	73753,8	8306,2	15568,9	35395,7	77290,2		
Taxa volume de concreto		Taxa área de formas		Taxa volume de concreto		Taxa área de formas			
53,97%		48,70%		53,35%		45,80%			

Tabela 6 Resultados dos modelos 01/05 e 01/06

Modelo 01/05					Modelo 01/06				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,174	0,982	0,06 (3861)	2,89 (5230)	90°-270°	1,280	1,185	0,12 (2160)	4,25 (3506)
0°-180°	1,169	0,977	0,05 (6286)	1,83 (8262)	0°-180°	1,293	1,135	0,16 (1517)	2,73 (5469)
RM2M1 - 1,194					RM2M1 - 1,373				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
8415,9	14974,5	35918,6	73769,7	5417,7	13463,9	25311,7	67762,7		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
56,20%		48,69%		40,24%		37,35%			

Tabela 7 Modelo 01/07

Modelo 01/05				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	2,067	1,754	0,28 (1165)	9,06 (1646)
0°-180°	1,786	1,556	0,16 (1552)	4,98 (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%		

Tabela 8 Resultados dos modelos 02/01 e 02/02

Modelo 01/05					Modelo 01/06				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,298	1,282	0,14 (1821)	3,35 (4510)	90°-270°	1,289	1,271	0,08 (3188)	3,28 (4603)
0°-180°	1,296	1,254	0,12 (2096)	2,18 (6930)	0°-180°	1,296	1,253	0,06 (5419)	2,17 (6975)
RM2M1 - 1,354					RM2M1 - 1,344				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
8598,8	13224,8	36650,3	39880,4	8762,4	13387,2	36620,5	39837,8		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
65,02%		91,90%		65,45%		91,92%			

Tabela 9 Resultados dos modelos 02/03 e 02/04

Modelo 02/03					Modelo 02/04				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,253	1,188	0,07 (3726)	2,72 (5551)	90°-270°	1,246	1,178	0,11 (2236)	4,90 (3042)
0°-180°	1,258	1,180	0,05 (6422)	1,80 (8417)	0°-180°	1,250	1,174	0,07 (3461)	3,15 (4731)
RM2M1 - 1,305					RM2M1 - 1,291				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
8598,8	14089,1	36650,3	39859,1	8488,2	13612,0	36123,4	39621,8		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
61,03%		91,95%		62,36%		91,17%			

Tabela 10 Resultados dos modelos 02/05 e 02/06

Modelo 02/05					Modelo 02/06 - ok				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,284	1,249	0,07 (3705)	2,82 (5294)	90°-270°	2,953	2,045	0,13 (1499)	7,48 (1993)
0°-180°	1,296	1,228	0,05 (6226)	1,80 (8268)	0°-180°	2,356	1,869	0,09 (2306)	4,07 (3662)
RM2M1 - 1,362					RM2M1 - 3,174				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
7680,7	13764,4	34329,6	37798,9	7680,7	13764,4	34329,6	37798,9		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
55,80%		90,82%		55,80%		90,82%			

3.3 Resultados dos modelos 03/01 a 03/04

A partir do projeto proposto na Figura 9 e dos modelos descritos, analisaram-se os resultados obtidos que seguem concatenados na Tabela 11 e Tabela 12.

Comparando o Modelo 03/01 com o modelo base (01/06) nota-se que se conseguiu reduzir as seções dos pilares do Modelo 03/01 e manter o limite do coeficiente γ_z abaixo do valor preconizado por [3]. Assim, é notório que o sistema de laje nervurada com vigas-faixa é mais estável. A redução foi de aproximadamente 5,95% no volume de concreto utilizado nos pilares e uma redução de aproximadamente 5,11% nas formas utilizadas nos pilares.

No Modelo 03/02 onde foi reduzido o coeficiente de não linearidade física das lajes para 0,5 houve um aumento do coeficiente γ_z

comparado ao Modelo 03/01, sendo este aumento de 5,72% (vento 90°-270°) e 6,41% (vento 0°-180°). Assim, o coeficiente γ_z ficou maior que o limite preconizado por [3].

A fim de reduzir o coeficiente γ_z e atender ao limite da norma supracitada, aumentaram-se as seções dos pilares no Modelo 03/03. Com este aumento de seção transversal dos pilares houve um decréscimo no coeficiente γ_z de aproximadamente 4,00% (vento 90°-270°) e 6,25% (vento 0°-180°) comparado ao coeficiente γ_z do Modelo 03/02. Houve aumento de aproximadamente 12,95% no volume de concreto utilizado nos pilares e 12,77% nas formas utilizadas nos pilares comparados ao quantitativo do Modelo 03/02. Finalmente, no modelo 03/04 houve um aumento no coeficiente γ_z de 53,63% (vento 90°-270°) e 32,38% (vento 0°-180) comparado ao Modelo 03/03 devido à consideração da interação solo-estrutura.

Tabela 11 Resultados do modelo 03/01e 03/02

Modelo 03/01					Modelo 03/02				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,276	1,197	0,11	4,36	90°-270°	1,349	1,325	0,11 (1499)	4,36 (1993)
0°-180°	1,295	1,114	0,11	2,91(8268)	0°-180°	1,378	1,238	0,11 (2306)	2,91 (3662)
RM2M1 - 1,365					RM2M1 - 1,454				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
5095,3	12465,7	24017,4	55168,1	5095,3	12465,7	24017,4	55168,1		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
40,87%		43,53%		40,87%		43,53%			

Tabela 12 Resultados do modelo 03/03 e 03/04

Modelo 03/03					Modelo 03/04				
Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS		Coeficientes de instabilidade			Estado limite de serviço - ELS	
Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global	Vento	Gama Z	Alfa	Deslocamento local	Deslocamento global
90°-270°	1,298	1,245	0,09	3,72	90°-270°	2,799	1,995	0,29	9,07
0°-180°	1,297	1,159	0,07	2,28	0°-180°	1,918	1,644	0,10	4,42
RM2M1 - 1,375					RM2M1 - 3,294				
Quantitativo dos pilares				Quantitativo dos pilares					
Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]		Volume de concreto [m³]		Área de formas [m²]			
Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total	Pilar	Total		
7680,7	13185,9	27085,0	58221,1	58,53,1	13185,9	27085,0	58221,1		
Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas		Taxa Volume de Concreto		Taxa Área de Formas			
44,39%		46,52%		44,39%		46,52%			

4 Conclusões

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 transversal à flexão. Outros trabalhos apresentaram resultados semelhantes como os apresentados em [1], [13] e [14].

A redução do pé direito entre os pavimentos nos modelos de lajes protendidas e lajes nervuradas resultou no decréscimo do coeficiente 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 nas lajes protendidas resultou numa redução significativa do coeficiente γ_z , sendo essa redução a maior entre os modelos "01" e "02". 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 volume de concreto dos pilares mostra que no modelo 01/06 é menor aproximadamente 29,46%. Assim, percebe-se a grande influência da consideração de um valor maior do coeficiente de não linearidade física na laje 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 conseguiu-se reduzir as seções transversais dos pilares e atender ao limite do coeficiente γ_z preconizado por [3].

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.

Referências

- [1] 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.
- [2] Klimura, A. – *Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado*. Pini, 2007
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [5] Franco, M.; Vasconcelos, A.C.D. – Avaliação Prática dos Efeitos de 2.ª Ordem em Edifícios Altos Colóquium on the Rio CEB-FIP-Model Code 90, Rio de Janeiro, 1991.
- [6] Franco, M. – Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. In: Reunião Anual do IBRACON: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, São Paulo, 1985.
- [7] 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.
- [8] Jordão, D.R. – 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, 2003
- [9] Moncayo, W.J.Z. – 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, 2011
- [10] Aoki, N.; Velloso, D.A. – An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: *PAN AMERICAN CSMFE*, 5, 1975, Buenos Aires. Proceeding. Buenos Aires, v. 1, 1975
- [11] Alonso, U.R. (1996) – Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, 2: 141 151, 1996.
- [12] TQS INFORMÁTICA LTDA (2013) – MANUAL PÓRTICO E GRELHA – TQS. São Paulo, SP.
- [13] Feitosa L.A.; Alves, E.C. – Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 8, n. 2, p. 196-224, 2015.
- [14] Martins, C.H. – Análise Não Linear de Estruturas Tridimensionais de Edifícios de Andares Múltiplos com Núcleo Resistentes, considerando a Rigidez Transversal à Flexão das Lajes. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001

