

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Global stability evaluation of reinforced concrete buildings considering soil-structure interaction

Lucas Herber Bortoli ¹



PALAVRAS CHAVE:

Estabilidade global;
Instabilidade;
Interação solo-estrutura;
Apoio elástico;
Concreto armado;

KEYWORDS:

Global stability;
Instability;
Soil-structure interaction;
Elastic support;
Reinforced concrete.

RESUMO: Este trabalho tem como objetivo estudar a influência das condições de apoio considerando interação solo-estrutura na avaliação da estabilidade global de edifícios de concreto armado. Para isso, elabora-se o modelo estrutural de um edifício a ser analisado sob diferentes hipóteses de ações e condições de contorno, onde determina-se os parâmetros de estabilidade global α e γz do edifício considerando condições de apoios engastados, fixos e elásticos com interação solo-estrutura. Os resultados indicam que o edifício classifica-se como nós fixos na condição engastada e como nós móveis nas demais. Contudo, na interação solo-estrutura, a instabilidade α e coeficiente γz aproximam-se mais da situação engastada para o tipo de fundação adotado – estacas –, embora haja necessidade de considerar efeitos de 2ª ordem. Com base nos estudos levantados ao longo do trabalho, conclui-se que a interação solo-estrutura pode representar com maior fidelidade o comportamento estrutural do edifício e atingir resultados mais precisos de estabilidade global, desde que a modelagem leve em conta fatores condizentes com as condições reais da estrutura.

ABSTRACT: This study aims to investigate the influence of soil-structure interaction on the global stability of reinforced concrete buildings. For this, a structural model of a building is analyzed under different hypotheses of actions and boundary conditions, where the parameters of global stability α and γz are determined considering pinned, fixed and elastic supports with soil-structure interaction. The results indicate that the building is classified as fixed nodes in the fixed condition and as mobile nodes in the others. However, at the soil-structure interaction, the instability α and coefficient γz are closer to the situation set for the type of foundation employed – piles –, but there it has to consider 2nd order effects. Based on the studies developed along this work, concludes that the soil-structure interaction can represent more appropriately the structural behavior of the building and reach more accurate results of global stability, considering that the modeling includes factors in accordance to the real conditions of the structure.

* Contato com os autores: :

Publicado em 31 de dezembro de 2023

¹ e-mail: lucashbortoli@gmail.com (L. H. BORTOLI)

Engenheiro Civil, bacharel, mestrando em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

1. INTRODUÇÃO

A estabilidade global consiste no estado da estrutura em relação a seu limite estável, baseado em sua esbelteza, rigidez, deslocamento lateral e ações atuantes. Em edifícios de concreto armado, a consideração da estabilidade global é obrigatória e pode ser medida por diferentes parâmetros, conforme estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de estruturas de concreto. Estudos recentes sobre estabilidade global vem sendo realizados, podendo destacar Feitosa e Alves (2015), Freitas et al. (2016), Viera et al. (2017), Barros et al. (2018), Diniz et al. (2019) e Alves e Feitosa (2020).

Os principais efeitos que afetam a estabilidade global de edifícios estão relacionados aos deslocamentos horizontais, sendo que as ações horizontais são relevantes não apenas na estabilidade global, mas também nas fundações. Ao mesmo tempo em que as solicitações atuantes no edifício afetam a fundação, as condições de contorno e características da fundação também influem no cálculo dos esforços e deslocamentos do edifício, tendo consequências na determinação dos parâmetros de estabilidade global. Por isso, modelos que calculam fundação e superestrutura de forma separada, tratam-se de simplificações, já que na prática todo o sistema estrutural solicita-se conjuntamente.

No geral, as estruturas são calculadas com apoios indeslocáveis, que contrariam o comportamento do solo, afirmam Figueiredo et al. (2017), pois os carregamentos que incidem sobre o solo causam deformação plástica com recalques e levantamentos, que modificam as condições iniciais das estruturas. Na prática, não existem apoios perfeitamente engastados, já que todo material, por mais rígido que seja, sempre sofrerá alguma deformação – mesmo que desprezível – e inevitavelmente mobilizará algum valor de esforço. O mesmo pode ser dito a respeito dos apoios fixos e móveis, já que forças inerciais de massa ou mesmo atrito, sempre apresentam algum grau de resistência a deslocamentos e rotações. Trata-se, portanto, de vinculações meramente teóricas, ao passo que modelos considerando interação solo-estrutura são os que mais se adequam à situações reais.

Até 2019, a norma que rege o projeto e execução de fundações (ABNT NBR 6122, 2010) somente introduzia a definição do termo interação solo-estrutura, sem apresentar critérios para sua consideração. Já a versão mais recente, NBR 6122 (ABNT, 2019), lista condições específicas onde deve-se levar em conta tal análise, além de generalizar para demais casos em que pode ser importante.

No caso de fundações profundas sujeitas a carregamentos horizontais, geralmente oriundos das ações devido ao vento nos edifícios, existem várias formas de se considerar a interação solo-estrutura. Velloso e Lopes (2012) citam o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o modelo de Winkler.

Para desenvolver um modelo adequado de interação solo-estrutura, Poulos (2017) comenta que é indispensável avaliar o edifício de uma forma global, e não focar apenas em aspectos geotécnicos ou estruturais. O autor menciona que os parâmetros de solo a serem adotados nas fundações devem não apenas levar em conta a interação entre solo e elementos de fundação, mas também a interação entre o sistema estrutural e a superestrutura, chegando-se à tríade solo-fundação-estrutura. Além disso, diversos estudos recentes abordam a interação solo-estrutura sob diferentes óticas, seja com contribuições experimentais ou teóricas (FATAHI, 2014; CHRISTIAN e PUPPI, 2015; BERBERIAN, 2016; MARZOLA, 2016; FIGUEIREDO et al., 2017; ANDERSEN, 2018; ANSARI e JAMLE, 2019; ADA e AYVAZ, 2019)

Em vista disso, o presente trabalho apresenta um modelo estrutural de edifício de concreto armado, onde determina-se a estabilidade global considerando a interação solo-estrutura por meio da inserção de apoios elásticos ao longo do comprimento da fundação. Tal modelo é comparado com casos simplificados de apoios fixos e engastados.

1.1 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é verificar a influência das condições de apoio considerando interação solo-estrutura na avaliação da estabilidade global de edifícios de concreto armado.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Um dos principais aspectos da verificação de estabilidade global em estruturas de concreto armado segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) é a classificação da estrutura como nós fixos ou nós móveis. As estruturas são consideradas de nós fixos quando os efeitos globais de segunda ordem são inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem. Apesar de tais estruturas serem deslocáveis, seus deslocamentos laterais são pequenos e podem ser desprezados. Quanto às estruturas de nós móveis, os efeitos de segunda ordem passam a ser relevantes acima de 10% dos respectivos esforços de primeira ordem (BARROS et al., 2018).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que nas estruturas de nós fixos, cada elemento comprimido pode ser calculado de forma isolada, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais conectados, onde aplicam-se esforços obtidos pela análise da estrutura efetuada segundo a teoria de 1ª ordem. Já na análise estrutural de estruturas de nós móveis, é obrigatório considerar os efeitos de não linearidade geométrica e não linearidade física, enquanto que no dimensionamento devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos globais e locais de 2ª ordem.

Os coeficientes α e gama γ_z constituem os principais parâmetros de classificação da estrutura quanto à sua estabilidade global. O coeficiente de instabilidade α foi desenvolvido em 1967 por Hubert Beck e Gert Koning (DINIZ et al., 2019). Este coeficiente classifica a estrutura como de nós fixos ou móveis, avaliando a necessidade de consideração dos esforços de segunda ordem, caso seja de nós móveis. Tal classificação é feita comparando-se se o parâmetro de instabilidade α com o parâmetro α_1 . Caso $\alpha < \alpha_1$, a estrutura classifica-se como nós fixos e os efeitos de 2ª ordem podem ser dispensados.

O cálculo dos parâmetros de instabilidade são dados pelas Equações 1 e 2, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \quad \text{Eq. [1]}$$

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,2 + 0,1n & \text{se } n \leq 3 \text{ ou} \\ \alpha_1 &= 0,6 & \text{se } n \geq 4 \end{aligned} \quad \text{Eq. [2]}$$

Sendo que:

n é o número de pavimentos acima da fundação;

H_{tot} a altura total da estrutura;

N_k o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;

$E_{cs} I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

Moncayo (2011) afirma que na dedução de α_1 foi levado em conta uma carga vertical de cálculo $N_d = 1,4 N_k$ e a rigidez reduzida a $0,7 E_{cs} I_c$. Por isso que no cálculo do parâmetro α é utilizado os esforços característicos e a rigidez integral da seção. Menciona-se ainda, que o parâmetro de instabilidade α aplica-

se somente a estruturas reticuladas simétricas, não podendo ser usado para estimar esforços de segunda ordem na obtenção dos esforços globais finais, diferente do que ocorre com o coeficiente γ_z .

Segundo Vieira (2017), o coeficiente γ_z é um parâmetro desenvolvido por Franco e Vasconcelos para avaliar a importância dos efeitos globais de 2ª ordem em estruturas reticuladas a partir de 4 pavimentos, fazendo-se uso de uma análise linear de 1ª ordem, o que torna sua utilização bastante conveniente nas análises estruturais.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o valor de γ_z para cada combinação de carregamento é calculado pela expressão da Equação 3.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Eq. [3]}$$

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

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

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se $\gamma_z < 1,1$. Acima deste valor, a NBR 6118 (ABNT, 2014) menciona que se pode considerar uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem), por meio da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$, válido apenas para $\gamma_z < 1,3$.

2.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Embora trate de um termo amplo e que pode se referir a diferentes tipos de estruturas na engenharia, Antoniazzi et al. (2010) mencionam que a interação solo-estrutura nos edifícios está relacionada ao comportamento conjunto entre o sistema estrutural como um todo e o maciço de solo, considerando tanto a superestrutura quanto as fundações. Os autores comentam que a consideração da interação solo-estrutura representa o comportamento da estrutura com mais fidelidade, uma vez que as deformações ocorridas no solo afetam a distribuição dos esforços no sistema estrutural e dependem da rigidez dos elementos que o compõem.

A mais recente Norma brasileira de fundações substituiu o termo “interação solo-estrutura”, usado na NBR 6122 (ABNT, 2010), por “interação fundação-estrutura”, definido como “processos de análise estrutural que consideram conjuntamente as deformabilidades das fundações e da superestrutura” (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 5). Os principais fatores que contemplam esse mecanismo variam para diferentes tipos de fundações.

Nos casos de estacas sob cargas puramente axiais, o cálculo da estaca pode ser solucionado por meio das equações de equilíbrio estático. Entretanto, quando as cargas atuam horizontalmente, a solução requer equações diferenciais não lineares. Adicionalmente, a resposta do solo ao longo do comprimento da estaca depende dos deslocamentos da mesma, ao passo que as alterações de solo influem sobre todo o conjunto da estaca. Em vista disso, a interação solo-estrutura é classificada pelo *Eurocode 7* como um dos principais problemas da geotecnia (REESE e VAN IMPE, 2014).

Um dos métodos que analisa as condições de trabalho e fornecem os deslocamentos horizontais e esforços internos em estacas sob cargas horizontais é, segundo Velloso e Lopes (2012) a analogia à Hipótese de Winkler, onde o solo é substituído por molas horizontais. Milani (2012) aponta que a Hipótese

de Winkler é a mais difundida no meio geotécnico, embora trate de uma solução simplificadora, pois considera o modelo como linear de tensão-deformação e não leva em conta a área de influência.

O modelo de Winkler refere-se a vigas semi infinitas sob apoios elásticos. Para isso, Araújo (2013) descreve que o solo é substituído por uma série de molas horizontais, independentes entre si, igualmente espaçadas e de comportamento elástico linear. Dentre os modelos apresentados por Winkler, o de viga em fundação continuamente elástica com carga concentrada transversal e/ou momento fletor na extremidade, embasa o comportamento de estacas sujeitas a forças horizontais e momentos em seu topo. A Figura 1 ilustra este modelo.

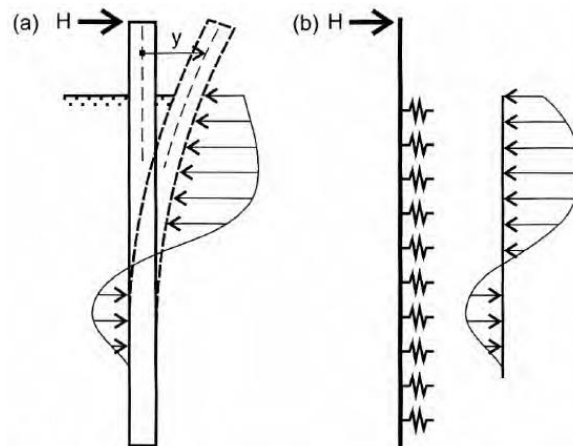


FIGURA 1: Estaca submetida a força horizontal: (a) real e (b) modelada pela Hipótese de Winkler.

FONTE: VELLOSO E LOPES (2012).

Para fazer uma análise de estacas submetidas a carregamentos horizontais, deve ser considerada a rigidez à flexão da estaca, EI , e a rigidez horizontal do solo (E_s , G_s ou k_h), segundo Cintra (2002). A Hipótese de Winkler supõe que a reação do solo é proporcional ao deslocamento horizontal da estaca, conforme Equação 4.

$$EI \left(\frac{d^4 y}{dz^4} \right) = p = k_h y \quad \text{Eq. [4]}$$

Onde:

z = profundidade a partir da superfície;

p = tensão normal horizontal atuando na faixa de largura ou diâmetro D da estaca;

k_h = coeficiente de reação horizontal (F/L^3);

y = deslocamento horizontal.

Velloso e Lopes (2012) afirmam que além do coeficiente de reação horizontal k_h da Equação 9, expresso em força por unidade de volume (F/L^3), há também o coeficiente de reação que incorpora a dimensão transversal D da estaca, $K_H = k_h \Delta L$, expresso em força por unidade de área (F/L^2), e ainda, o coeficiente de rigidez da mola que depende do espaçamento entre molas ao longo do comprimento da estaca, $K = K_H \Delta L$, sendo indicado em força por unidade linear (F/L).

Ao longo dos anos, diversas abordagens foram propostas por vários autores para estimar os coeficientes de reação horizontal do solo. Para o propósito deste trabalho, emprega-se a indicação de Velloso e Lopes (2012), de adotar coeficientes em função da camada de solo. Para tanto, adota-se a correlação de Lopes et al. (1994, apud Velloso e Lopes, 2012) com base no SPT, dado pela Equação 2.

$$k_h = \frac{2 \cdot NSPT}{D} \quad \text{Eq. [5]}$$

Segundo Berberian (2010), os coeficientes, tanto verticais quanto horizontais, dependem de fatores não contemplados pelas estimativas, em especial, dos efeitos gerados no processo de execução da estaca. O autor recomenda sempre que possível execução de vários ensaios de placa em profundidade, e em demais casos, comparar os coeficientes determinados por diferentes estimativas e descartar os que situam-se mais afastados da média, ou cujo resultado não condiz à situação, podendo apresentar riscos à integridade da estrutura.

É importante ressaltar que o modelo de Winkler, utilizado neste artigo, trata-se de uma estimativa a partir das propriedades do solo considerando a deslocabilidade das fundações, porém não abrange a interação entre as fundações de uma mesma edificação. Cada fundação influencia o recalque de todas as outras fundações adjacentes. Portanto, o recalque de um apoio não depende apenas da carga e do tipo de solo, mas também da geometria do projeto de fundações como um todo. A utilização do coeficiente de mola em um elemento seria suficientemente apropriada somente se o recalque de toda a fundação tivesse sido determinado levando em conta o processo de interação entre as fundações.

3. MATERIAL E MÉTODOS

Para estudar a influência da interação solo-estrutura na estabilidade global de edifícios de concreto armado, é determinado os coeficientes α e gama γ para um edifício fictício, considerando três situações distintas de fundações:

1. Apoios fixos – 2º gênero;
2. Apoios engastados – 3º gênero;
3. Apoios elásticos considerando interação solo-estrutura;

Com isso, verifica-se se o edifício classifica-se como nós fixos ou nós móveis, de acordo com o tipo de apoio adotado, observando-se a necessidade ou não de considerar efeitos de 2ª ordem. Deste modo, torna-se possível comparar a influência do tipo de apoio adotado durante a modelagem na determinação da estabilidade global do edifício.

3.1 EDIFÍCIO EM ESTUDO

O edifício de concreto armado a ser analisado trata-se de uma edificação residencial localizada na região central de Curitiba – PR. Possui dimensões em planta de 15 x 28 m e 30 m de altura. É composto por 4 pórticos espaçados 5 m entre si em uma direção, e 5 pórticos espaçados a cada 7 m, na outra direção, como pode ser visto na Figura 2.

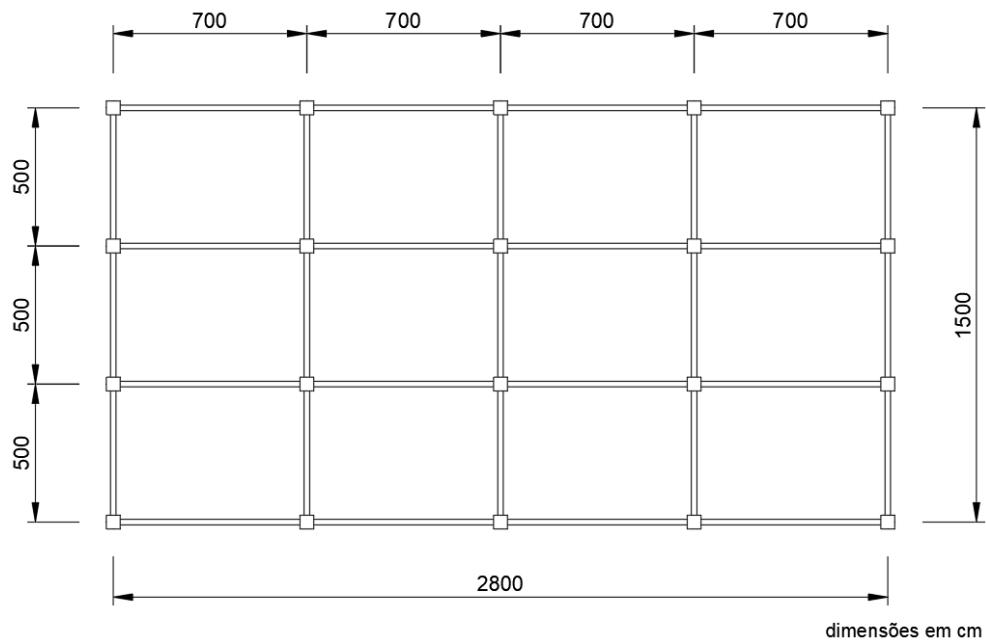


FIGURA 2: Planta da estrutura do edifício.

FONTE: Autoria Própria.

As dimensões dos elementos estruturais são: pilares 50 x 50 cm; vigas 20 x 60 cm; laje maciça de concreto armado com altura 15 cm; concreto C35.

Ressalta-se que as configurações de dimensões e disposição dos elementos estruturais não foram feitas com base em critérios de otimização da estrutura, pois a finalidade deste estudo não é o dimensionamento, mas avaliar a influência dos parâmetros levantados nos capítulos anteriores. Neste sentido, avalia-se a estabilidade global do edifício na direção y , de maior incidência do vento e menor rigidez.

3.2 SOLICITAÇÕES

Os carregamentos verticais atuantes nos pavimentos são determinados em função do peso próprio e sobrecarga das estruturas. Portanto, estima-se segundo a NBR 6120 (ABNT, 2019) – Ações para o cálculo de estruturas de edificações, uma carga distribuída de alvenaria nas vigas, e carga permanente de piso, contrapiso e revestimento nas lajes. Adiciona-se ainda, uma carga variável acidental na laje, estabelecido pela Norma.

O peso próprio é calculado com base na seção transversal dos elementos estruturais, considerando peso específico do concreto armado de 25 kN/m^3 . As cargas permanentes, estimadas em consonância à NBR 6120 (ABNT, 2019), simulando para a viga, uma alvenaria com blocos cerâmicos de 14 cm de largura e 2,5 m de altura, com revestimento de 2 cm. Já no caso da carga acidental da laje, é atribuído uma carga de 3 kN/m^2 referente a áreas de uso comum de edifícios residenciais. Quanto ao pilar, considera-se a carga de peso próprio aplicada por pavimento, com sua altura de 3 m.

A força atuante do vento na estrutura é determinada segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), onde atribui-se os seguintes parâmetros, baseados nas características da estrutura: velocidade básica do vento, $V_0 = 45 \text{ m/s}$; terreno plano, fator $S_1 = 1$; categoria V, classe B – Fator S_2 variável em função da altura; edificação residencial, fator estatístico $S_2 = 1$; vento baixa turbulência, coeficiente de arrasto $C_a = 1,28$. Assim, calcula-se a pressão dinâmica e a força de arrasto em cada pavimento, na direção y da estrutura.

Baseado nas cargas permanentes e variáveis que atuam na estrutura do edifício, aplica-se os critérios de combinações últimas, obedecendo a NBR 8681 (ABNT, 2003) – Ações e segurança nas estruturas. As combinações últimas normais são dadas pela Equação 6.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gj} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad \text{Eq. [6]}$$

Onde F_d representa os valores de cálculo das ações; γ_{gj} é o coeficiente de ponderação das ações permanentes; $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes; γ_q é o coeficiente de ponderação das ações variáveis; $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação; $\psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Sendo assim, assume-se duas hipóteses de cálculo:

- 1ª Hipótese: carga acidental como principal e vento secundária;
- 2ª Hipótese: ação do vento principal e carga acidental secundária.

3.3 MODELAGEM

Para determinar os deslocamentos horizontais do edifício é utilizado o Ftool 4.0. São modelados os pórticos da direção y com as ações horizontais e verticais calculadas. Todas as modelagens são realizadas no regime linear-elástico.

Gutierrez (2016) afirma que lajes de pavimentos funcionam como elementos de distribuição das cargas horizontais aos elementos de contraventamento. Em pórticos planos associados a modelagem é feita simulando as lajes como diafragmas rígidos, isto é, barras de rigidez axial infinita. Com base nisso, atribui-se elementos de barra rígidos, indeformáveis, de inércia na ordem de 10^6 vezes superior à inércia das vigas.

Na determinação da instabilidade α aplica-se uma carga unitária no topo do edifício e computa-se o deslocamento horizontal no topo do pórtico intermediário. Na sequência, calcula-se a rigidez de um pilar equivalente de seção retangular constante, engastado na base e livre no topo, com 30 m de altura, com deslocamento no topo equivalente ao obtido no conjunto de pórticos, estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Já para o coeficiente γ_z , computa-se a média dos deslocamentos do pórtico intermediário, em cada pavimento, sob ação das forças de vento e carregamentos da estrutura.

Para o modelo considerando a fundação em meio elástico, adotam-se os critérios apresentados no item 2.2. Neste caso, nos pontos de apoio do edifício é inserido barras cuja escolha das dimensões baseia-se na máxima reação vertical do edifício e na capacidade de carga do solo. Para tanto, atribui-se um ensaio fictício de sondagem à percussão – SPT. A fim de simular a rigidez horizontal do solo, aplicam-se apoios elásticos horizontais em cada metro da estaca, cujo coeficiente de reação horizontal é estimado por camadas, baseado no NSPT médio. As designações das camadas de solo são atribuídas em conformidade à NBR 6484 (ABNT, 2001) – Sondagens de simples reconhecimento com SPT. A Tabela 1 apresenta a caracterização do solo e coeficientes elásticos estimados (k).

TABELA 1: Coeficientes elásticos em função da profundidade				
Solo	Prof. (m)	NSPT	Média	k (kN/m)
Argila siltosa (média)	1	8	9	12857
	2	9		12857
	3	10		12857
Silte argiloso (rijo a duro)	4	14	17	24286
	5	15		24286
	6	18		24286
	7	21		24286
Argila arenosiltosa (dura)	8	25	29	41429
	9	28		41429
	10	28		41429
	11	31		41429
	12	33		41429
Areia fina siltosa (muito compacta)	13	39	48	68571
	14	45		68571
	15	60		68571

FONTE: Autoria Própria.

A Figura 3 mostra o modelo de pórticos de contraventamento com a consideração de interação solo-estrutura.

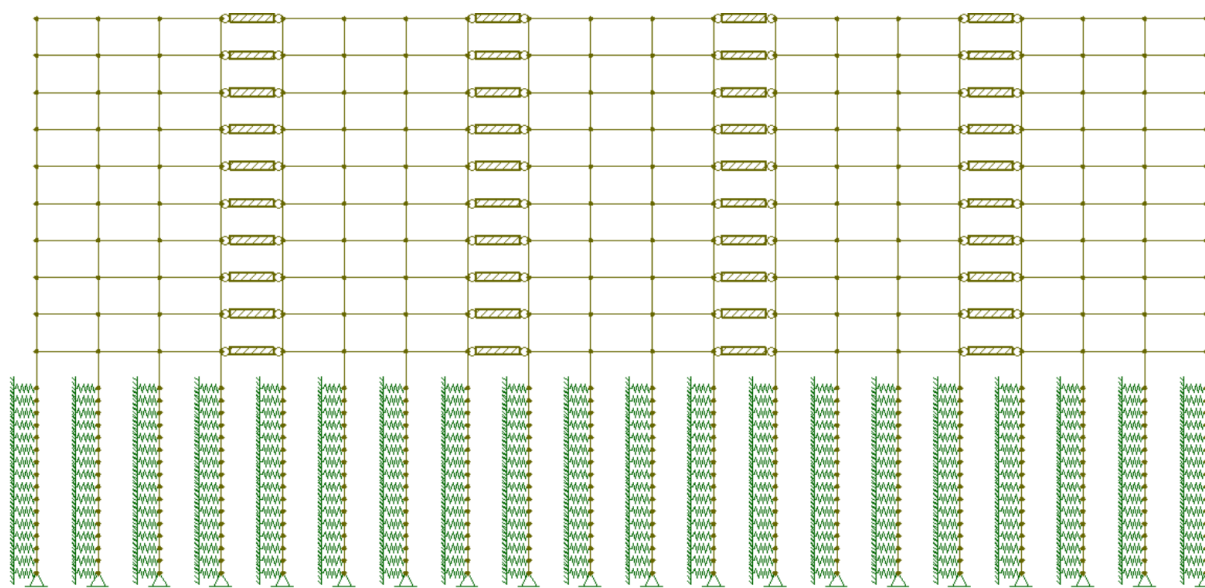


FIGURA 2: Modelo de pórticos associados sob apoios elásticos.

FONTE: Autoria Própria.

A fundação em questão trata-se de estacas escavadas de concreto moldado *in loco*. As características das barras que simulam a fundação são: comprimento 15 m; diâmetro 140 cm; concreto C25.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Baseado nos critérios de análise e modelagem do edifício definidos no capítulo 3, este capítulo apresenta os resultados determinados, assim como a interpretação dos mesmos, de forma a compará-los e avaliar os fatores das diferentes situações em questão.

4.1 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE ALFA

Para o cálculo do coeficiente α , tem-se as seguintes propriedades: altura total do edifício, $H_{tot} = 30\text{m}$; somatório de cargas verticais atuantes, $N_k = 53360 \text{ kN}$; módulo de elasticidade secante, $E_{cs} = 32343 \text{ MPa}$. Os resultados para cada caso de fundação são dados pela Tabela 2.

TABELA 2: Parâmetros de instabilidade alfa e classificação da estrutura				
Vinculação	δ_H (mm)	I_{eq} (m ⁴)	α	Classificação
Engastes	$6,45 \cdot 10^{-2}$	4,33	0,59	Nós fixos
Apoios Fixos	$7,70 \cdot 10^{-2}$	3,60	0,64	Nós móveis
Apoios Elásticos	$6,79 \cdot 10^{-2}$	4,06	0,61	Nós móveis

FONTE: Autoria Própria.

Onde δ_H é o deslocamento horizontal no topo do pórtico intermediário e I_{eq} refere-se ao momento de inércia do pilar equivalente.

Para a estrutura sob apoios engastados, a instabilidade é de $\alpha < 0,6$ e classifica-se como nós fixos. Quanto à estrutura sob apoios fixos, $\alpha > 0,6$ e classifica-se como nós móveis, não podendo ser desprezado efeitos de 2ª ordem.

O modelo de apoios elásticos, como esperado, resulta em um parâmetro de instabilidade intermediário entre os apoios fixos e engastados, aproximando-se mais deste último. Apesar disso, a estrutura para este caso classifica-se como nós móveis, pois $\alpha > 0,60$.

4.2 COEFICIENTE GAMA Z

Para confirmar a possibilidade de desprezar efeitos de não linearidade física e geométrica na análise estrutural, além dos efeitos globais e locais de 2ª ordem no dimensionamento, é necessário que a estrutura caracterize-se como nós fixos não apenas na instabilidade α , mas também no coeficiente γ_z . Desta forma, a presente seção apresenta os resultados de γ_z para cada caso de fundação considerada nas análises.

A 1ª hipótese de combinação de cargas resultou em maior valor de γ_z . Na 2ª hipótese de cálculo, os deslocamentos são mais elevados devido à maior majoração da ação do vento como ação principal. Em decorrência disso, obtém-se maiores momentos de tombamento e ΔM . Todavia, o coeficiente γ_z resulta em valor inferior, já que o momento de tombamento aumentou em proporções maiores ao ΔM , e o momento de tombamento é inversamente proporcional ao γ_z . Por este motivo, apresenta-se os resultados somente para a 1ª hipótese de combinação de cargas.

No modelo de pórtico com apoios engastados, a Tabela 3 lista os respectivos momentos necessários para determinação do coeficiente γ_z .

TABELA 3: Momentos de tombamento e ΔM para pórtico com apoios engastados					
Pav.	δ_H (mm)	ΔM_d (kNm)	$F_{H,d}$	z (m)	$M_{1,d}$ (kNm)
1	1,61	11,22	39,03	3	117,10
2	4,58	31,91	48,73	6	292,36
3	7,713	53,73	55,48	9	499,29
4	10,63	74,05	60,83	12	729,91
5	13,21	92,03	65,33	15	979,92
6	15,4	107,28	69,25	18	1246,56
7	17,16	119,54	72,75	21	1527,85
8	18,49	128,81	75,93	24	1822,35
9	19,42	135,29	78,85	27	2128,88
10	20,03	139,54	40,78	30	1223,27

FONTE: Autoria Própria.

Com isso, $\Delta M_{d,tot,d} = 839,39$ kNm; $M_{1,tot,d} = 10567,49$ kNm; e $\gamma_z = 1,09$. A estrutura classifica-se como nós fixos.

No modelo de pórtico com apoios fixos, a Tabela 4 lista os respectivos momentos necessários para determinação do coeficiente γ_z .

TABELA 4: Momentos de tombamento e ΔM para pórtico com apoios fixos					
Pav.	δ_H (mm)	ΔM_d (kNm)	$F_{H,d}$	z (m)	$M_{1,d}$ (kNm)
1	6,34	44,17	39,03	3	117,10
2	10,67	74,33	48,73	6	292,36
3	14,18	98,78	55,48	9	499,29
4	17,21	119,89	60,83	12	729,91
5	19,83	138,14	65,33	15	979,92
6	22,03	153,47	69,25	18	1246,56
7	23,8	165,80	72,75	21	1527,85
8	25,13	175,07	75,93	24	1822,35
9	26,07	181,61	78,85	27	2128,88
10	26,68	185,86	40,78	30	1223,27

FONTE: Autoria Própria.

Portanto, $\Delta M_{d,tot,d} = 1337,14$ kNm; $M_{1,tot,d} = 10567,49$ kNm; e $\gamma_z = 1,15$. A estrutura classifica-se como nós móveis.

No modelo de pórtico com apoios elásticos, a Tabela 5 lista os respectivos momentos necessários para determinação do coeficiente γ_z .

TABELA 5: Momentos de tombamento e ΔM para pórtico com apoios elásticos					
Pav.	δ_H (mm)	ΔM_d (kNm)	$F_{H,d}$	z (m)	$M_{1,d}$ (kNm)
1	3,14	21,88	39,03	3	117,10
2	6,27	43,68	48,73	6	292,36
3	9,46	65,90	55,48	9	499,29
4	12,41	86,45	60,83	12	729,91
5	15,01	104,57	65,33	15	979,92
6	17,22	119,96	69,25	18	1246,56
7	19,00	132,36	72,75	21	1527,85
8	20,36	141,84	75,93	24	1822,35
9	21,31	148,45	78,85	27	2128,88
10	21,94	152,84	40,78	30	1223,27

FONTE: Autoria Própria.

Logo, $\Delta M_{d,tot,d} = 1017,94$ kNm; $M_{1,tot,d} = 10567,49$ kNm; e $\gamma_z = 1,11$.

Os resultados da estrutura no modelo considerando a interação solo-estrutura aproximam-se do modelo engastado. Porém, sua classificação é de nós móveis, devido ao $\gamma_z > 1,1$ na primeira hipótese de combinações, tal qual ocorre na classificação quanto ao parâmetro de instabilidade α .

4.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

A Tabela 6 apresenta o resumo dos resultados de estabilidade global entre cada estrutura analisada.

TABELA 6: Resumo dos resultados			
Estrutura	Instabilidade α	Maior γ_z	Classificação
Engastada	0,59	1,09	Nós fixos
Apoios Fixos	0,64	1,15	Nós móveis
Apoios Elásticos	0,61	1,11	Nós móveis

FONTE: Autoria Própria.

A disparidade de valores entre o modelo estrutural sob apoios fixos em relação aos demais é nítida. Tal situação é esperada, visto que a liberdade à rotação nos apoios leva a maiores deslocamentos. Este modelo não se adequa a edifícios com fundação profunda, em que há restrições a momentos na base do edifício; trata-se, portanto, de uma consideração que leva ao desfavorecimento da superestrutura, que não redireciona os momentos fletores à fundação.

A análise do edifício engastado, por outro lado, também não representa com fidelidade a estrutura real, visto que o engastamento perfeito não ocorre na prática. Como mostra o capítulo 2, o solo está sujeito a deformações, e a adoção deste modelo simplificado pode distanciar os resultados da análise estrutural e posteriormente do dimensionamento.

Sendo assim, o modelo de apoio que mais se adequa à fundação do edifício é aquele que considera a interação solo-estrutura. No exemplo do edifício simulado, a diferença de $\alpha = 0,59$ para $\alpha = 0,61$ e $\gamma_z = 1,09$ para $\gamma_z = 1,11$ embora pequena, é suficiente para conduzir à consideração dos esforços globais de 2ª ordem. Neste caso, os esforços na estrutura sob apoios elásticos devem ser majorados por $0,95 \gamma_z$.

5. CONCLUSÕES

Os levantamentos realizados ao longo do trabalho e corroborados pelos resultados das análises estruturais efetuadas mostram alguns dos fatores que influenciam na determinação da estabilidade global de estruturas de concreto armado, inclusive a interação solo-estrutura, que é frequentemente desprezada.

Como visto, a análise considerando a interação solo-estrutura implica em resultados mais realistas, e haveria de aplicar as mesmas considerações dos efeitos de 2ª ordem adotadas no modelo estrutural com apoios fixos, mesmo que o modelo de interação solo-estrutura aproxima-se mais da estrutura engastada.

Tal situação poderia ser evitada adotando-se medidas simples de concepção que visam reduzir a estabilidade global. Cita-se como exemplo, a alteração das seções dos pilares ou suas disposições fazendo uso da direção de maior inércia. As vigas, que servem como elementos de travamento, assim como o alinhamento de pilares, que garante a formação de pórticos de contraventamento, também influem no deslocamento horizontal do edifício. Essas medidas dependem da distribuição estrutural como um todo, devendo haver durante a concepção, compatibilidades com a arquitetura da edificação.

A utilização de processos automatizados para análise e dimensionamento de estruturas, muitas vezes por meio de softwares, podem levar o engenheiro a não se atentar devidamente a parâmetros que afetam o dimensionamento, como é o caso da estabilidade global. Neste sentido, o presente trabalho evidencia a importância dos critérios de modelagem adotados na análise estrutural de edifícios, de forma que a representação do modelo físico seja compatível com a estrutura real e auxilie na tomada de decisões necessárias para um projeto estrutural coerente.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

_____. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

- ADA, M.; AYVAZ, Y. The Structure-Soil-Structure Interaction Effects on the Response of the Neighbouring Frame Structures. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 16, n. 8, 2019.
- ANSARI, T. A.; JAMLE, S. Performance Based Analysis of RC Buildings with Underground Storey Considering Soil-Structure Interaction. **International Journal of Advanced Engineering Research and Science**, v. 6, n. 6, p. 767-771, 2019.
- ANTONIAZZI, J. P.; ALVA, G. M. S.; SOARES, J. M. D. **Procedimento para a consideração da interação soloestrutura em edifícios com fundações em sapatas isoladas**. In: Anais do 52º Congresso Brasileiro do Congresso – 52CBC, Fortaleza, 2010.
- ARAÚJO, A. G. D. **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas hélice contínua e cravadas metálicas em areia**. 221p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013.
- BARROS, P. G. S. et al. **Influência dos elementos especiais de concreto armado na estabilidade global da estrutura**. In: Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia – CONTECC, Maceió, 2018.
- BERBERIAN, D. **Engenharia de Fundações**. Brasília: INFRASOLO/FUNDEX, 2010.
- BERBERIAN, D. **Estimativa do Coeficiente de Recalque Através de Correlações Semi-Empíricas e Provas de Placas**. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Belo Horizonte, 2016.
- CINTRA, J. C. A. **Carregamento Lateral em Estacas**. São Carlos: Oficina de Textos, Departamento de Geotecnia, 2002.
- CHRISTIAN, P.; PUPPI, R. F. K. Estudo da interação solo-estaca sob carregamento horizontal. **Geotecnia**, n. 133, p. 91-101, 2015
- DINIZ, C. W. S.; LAGES, E. N. BARBOZA, A. S. R. Estabilidade global de sistemas estruturais de edifícios considerando a ligação viga-pilar parede. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 12, n. 4, p. 705-737, 2019.
- FATAHI, B. et al. Performance of laterally loaded piles considering soil and interface parameters. **Geomechanics and Engineering**, v. 7, n. 5, 2014, p. 495-524.
- FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 8, n. 2, p. 196-224, 2015.
- FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R.; FERREIRA, W. G. Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 9, n. 2, p. 192-213, 2016.
- FIGUEIREDO, L. C. et al. **Determinação do Coeficiente de Reação Vertical (Kv) e Horizontal (Kh) de um solo Tropical em Cuiabá**. In: Anais do Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro Oeste – GEOCENTRO, Goiânia, 2017.
- GUTIERRE, S. M. **Estudo sobre a Contribuição das Lajes na Estabilidade Global de Edifícios**. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.
- MARZOLA, M. M. **Análise do comportamento de estaca escavada de pequeno diâmetro submetida a carregamento horizontal em solo não saturado**. 224 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2016.
- MILANI, A. S. **Análise de Torres Metálicas Trelaçadas de Linhas de Transmissão considerando a Interação Solo-estrutura**. 190p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.
- MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 221p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.
- POULOS, H. G. **Tall buildings foundation design**. Boca Raton: CRC Press, 2017.
- REESE, L. C.; VAN IMPE, W. F. **Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading**. Boca Raton: CRC Press, 2014.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- VIEIRA, V. V. S.; RODRIGUES FILHO, S. J.; VELOSO, L. A. C. M. Análise da estabilidade global de edifícios de concreto armado utilizando o coeficiente γ_z . **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 5, p. 1113-1140, 2017.