



**AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS DE AÇO  
CONSIDERANDO APOIOS TEÓRICOS E INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**  
**Second-order analysis in Steel Buildings Considering theoretical supports  
and the Soil-Structure Interaction**

Dayene Cardoso de Siqueira (1); Renata Gomes Lanna da Silva (2)(P); Thiago Luiz  
Coelho Morandini (3)

- (1) Engenheira Civil, Especialista em Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, Brasil, Especialista em Engenharia de Projetos Industriais, Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, Belo Horizonte – MG, Brasil  
(2) Dra. Profa., Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, Brasil.  
(3) Dr. Prof., Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, Brasil.  
Email para Correspondência: [rglanna.silva@gmail.com](mailto:rglanna.silva@gmail.com) (P) Apresentador

**Resumo:** Tradicionalmente, na análise estrutural, é adotada a hipótese de apoios indeslocáveis devido a sua simplicidade. Entretanto, a análise onde os apoios trabalham de forma independente da resposta da deformabilidade do solo pode conduzir a resultados físicos incompatíveis com a realidade. O objetivo principal do presente trabalho é analisar a influência de se considerar a interação solo-estrutura (ISE) sobre os elementos de estruturas de aço em análises de não linearidade geométrica. Para tal, o solo de fundação foi considerado segundo os modelos rígido, mola de Winkler e meio contínuo. As análises foram estudadas com o auxílio de software baseado no método dos elementos finitos (MEF). Os resultados mostraram que a consideração dos efeitos da interação solo-estrutura na análise estrutural de edificações tem influência significativa na distribuição dos esforços solicitantes, nos deslocamentos e no comportamento da estrutura.

*Palavras-chave:* Análise Estrutural; Interação Solo-Estrutura; Estruturas de aço.

**Abstract:** Traditionally, in structural analysis, the hypothesis of indescribable supports is adopted because of its simplicity. However, the analysis where the supports work independently of the soil deformability response can lead to physical results incompatible with reality. The main objective of this work is to analyze the influence of considering the soil-structure interaction (SSI) on the elements of steel structures in geometric non-linearity analysis. For this, the foundation soil was considered according to the rigid model, Winkler spring and continuous medium. The analyzes were studied with the aid of software based on the finite element method (FEM). The results showed that the consideration of the effects of soil-structure interaction on the structural analysis of buildings has a significant influence on the distribution of the requesting forces, on the displacements and on the behavior of the structure.

*Keywords:* Structural analysis; Soil-Structure interaction; Steel structures.



## 1 INTRODUÇÃO

Segundo Khouri (2001), análises estruturais que se aproximam mais da realidade, vem da atual e crescente exigência de concepções estruturais cada vez mais arrojadas, das obras de arte e edificações de forma geral, bem como a constante busca pela economia.

Na análise em teoria de 2ª ordem, o equilíbrio é formulado considerando a estrutura na sua posição deslocada. Neste caso, os deslocamentos afetam o equilíbrio da estrutura; entretanto esta análise pode ser feita tanto em regime de pequenos deslocamentos quanto de grandes deslocamentos. O estudo da estabilidade de qualquer estrutura só pode ser feito em teoria de 2ª ordem (Silva, 2004).

Com o grande avanço na capacidade de processamento dos computadores, vem se tornando cada vez mais viável a realização de modelagens capazes de considerar os diversos fenômenos envolvidos na análise de uma estrutura. Cabe agora aos projetistas estruturais se familiarizarem com as novas ferramentas e possibilidades de análise disponíveis.

O estudo da interação solo-estrutura (ISE) constitui-se da busca pela compreensão da forma de comportamento integrada entre a estrutura e o seu meio de suporte, no caso o solo. Ou seja, busca compreender como será a resposta do solo ao ser solicitado pelos carregamentos impostos pela estrutura e a forma como a deformação do solo alterará o equilíbrio da estrutura gerando uma redistribuição de esforços.

Estudos como Venanzi; Salciarini & Tamagnini (2014), Farouk & Farouk (2014), Mitropoulou et al. (2016) e Nikolaou; Georgiadis & Bisbos (2016) vêm sendo desenvolvidos a fim de se obter uma melhor compreensão da ISE nos edifícios, de forma a possibilitar a realização de modelos cada vez mais condizentes com o comportamento real destas estruturas.

Na análise de um edifício alto, submetido a cargas de vento e considerando-se a ISE, Venanzi; Salciarini & Tamagnini (2014) verificaram que a ISE tem impactos significativos no resultado dos momentos fletores e das forças cortantes. Uma diferença na ordem de 28% para o momento fletor, e de 22% para a força cortante na base do edifício foi verificada.

Nos estudos de Farouk & Farouk (2014) a ISE foi considerada de várias formas distintas para a análise de um pórtico plano de dois vãos. As respostas de força normal nos pilares obtidas do modelo simulando-se o solo pelo método dos elementos finitos apresentaram maiores diferenças em relação ao modelo considerando-se os apoios teóricos. O modelo utilizando-se molas apresentou resultados intermediários entre os dois modelos anteriormente analisados.

Mitropoulou et al. (2016) analisou a influência da ISE na resposta de edifícios de concreto armado e de aço, de diferentes alturas. O solo foi considerado tanto como “molas de Winkler” como com elementos finitos. Os autores observaram uma maior diferença de resposta entre os tipos de consideração do solo no edifício mais alto, o que



indica que o comportamento de estruturas mais altas é mais complexo e que estas são mais sensíveis ao modelo adotado para a consideração da ISE.

Em Nikolaou; Georgiadis & Bisbos (2016) foram realizadas análises em pórticos planos de aço, levando em consideração a interação solo estrutura. Os autores verificaram que a carga de colapso da estrutura diminuiu significativamente quando a ISE é considerada, também evidenciaram que o modo de colapso da estrutura difere de forma considerável entre as análises realizadas.

Frente a grande influência do solo nos esforços solicitantes na estrutura, a ISE é um fator que não deve ser negligenciado.

## 2 METODOLOGIA

Para compreender a influência da deformabilidade do material de suporte da estrutura foram realizadas considerações distintas para a representação do maciço geotécnico, estudadas com o auxílio do software SAP2000 (versão 15) baseado no método dos elementos finitos (MEF).

A primeira consideração assumida foi a hipótese de Winkler (1867), onde a deformabilidade do solo é representada por meio de um coeficiente de recalque, vulgarmente conhecido como “molas de Winkler”. Entretanto, na teoria clássica de Winkler, a continuidade do maciço geotécnico não é levada em conta, o que pode vir a prejudicar a resposta deste modelo.

Desta forma, em uma segunda consideração, o solo foi modelado com elementos sólidos cujas propriedades atribuídas ao material representam as camadas de solo, permitindo assim simular um maciço contínuo.

Análises comparativas entre os modelos foram realizadas, e também em relação às respostas da análise tradicional, onde os apoios são assumidos com rigidez infinita.

Para tal, foram realizadas modelagens de análise estrutural de um pórtico de aço considerando três hipóteses de cálculo no software de elementos finitos SAP2000 (versão 15) conforme descrito abaixo:

1º Modelo – Pórtico modelado utilizando elementos finitos de barra (frame) com apoios do tipo engaste perfeito, cuja rigidez é infinita e os deslocamentos verticais e horizontais no apoio iguais a zero.

2º Modelo – Pórtico apoiado em sapatas. As sapatas foram modeladas utilizando elementos finitos de área (shell), sob as quais foram aplicadas molas (springs) na direção horizontal e vertical com a condição de resistirem apenas aos esforços de compressão, ou seja, caso apresentem esforços de tração, as molas se soltam iterativamente até atingir o equilíbrio por meio da análise não linear.

3º Modelo – Pórtico apoiado sobre meio contínuo, com as sapatas modeladas utilizando elementos de placa (shell) sob as quais foram considerados elementos sólidos representando as camadas de solo, de forma a simular o meio contínuo. Na camada de solo mais profunda, os nós foram restritos em todas as direções simulando a camada

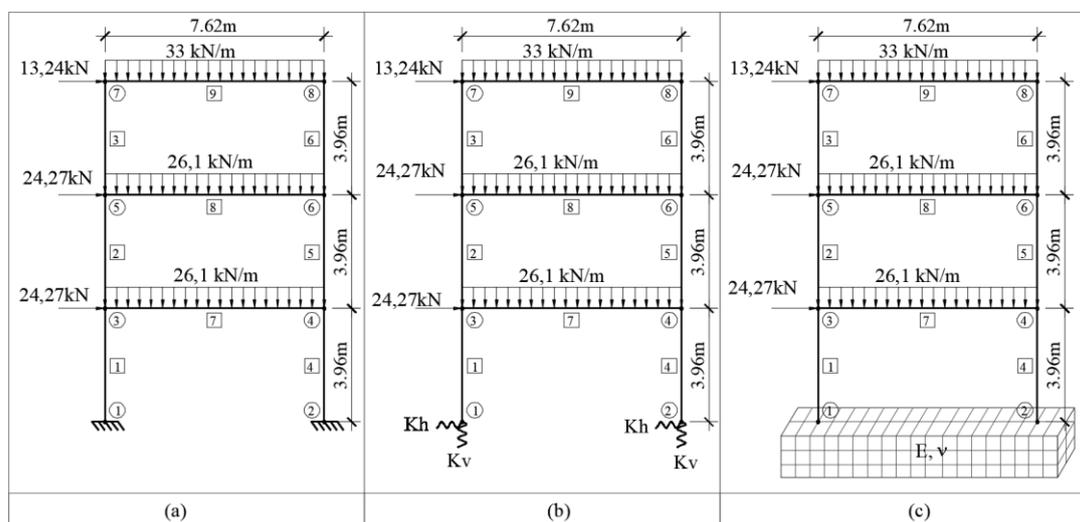
indeslocável. A conexão do elemento de shell com os elementos sólidos foi feita por meio de elementos de Link do tipo Gap, que transmitem apenas forças de compressão ao solo, de modo a liberar a possibilidade de levantamento da sapata sem resistência do solo a forças de tração feita de forma iterativa utilizando análise não linear.

A análise de segunda ordem utilizando o parâmetro da não linearidade geométrica P-Delta foi realizada para todos os três modelos de cálculo. Na opção P-Delta do SAP2000, as equações de equilíbrio levam em consideração a configuração deformada da estrutura SAP2000 (2011). Para determinar as forças axiais decorrentes do efeito P-Delta nas estruturas reticuladas, o software realiza uma análise iterativa até que ocorra a convergência das forças axiais e as deflexões laterais. O procedimento de análise é baseado no uso da matriz de rigidez geométrica (Iglesia, 2016).

## 2.1 Definição do Pórtico Plano de Aço

O pórtico analisado, de três pavimentos e um vão, não contraventado, é apresentado na Figura 1. O pórtico foi analisado por Silva (2004) considerando diversos métodos de análise elástica em teoria de 2ª ordem, aproximados e rigoroso, utilizando o software PPLANLEP desenvolvido por Lavall (1996).

No presente trabalho, esse pórtico foi remodelado utilizando o software SAP2000 (versão 15), considerando-se apoios teóricos (Figura 1-a), apoios com molas de Winkler (Figura 1-b) e apoios em meio contínuo (Figura 1-c), para a análise elástica de segunda ordem, utilizando o parâmetro P-Delta.



**Figura 1. Pórtico Plano de três andares e um vão com (a) apoios teóricos, (b) apoios com molas de Winkler, (c) apoios em meio contínuo**

**Fonte: (Adaptado de SILVA, 2004)**

As cargas indicadas no pórtico consideram os coeficientes de majoração previstos na Norma ABNT NBR-8800: 2008. Para as cargas verticais:  $F_{dv} = 1,4 \times CP + 1,5 \times SC$  e para as cargas horizontais:  $F_{dh} = 0,6 \times 1,4 \times V$ .



Os pilares do primeiro andar são constituídos de perfil W 200x71,0 (barras 1 e 4) e os pilares do segundo e terceiro andares (barras 2, 3, 5 e 6) de perfil W 200x52,0. As vigas do primeiro e segundo pisos (barras 7 e 8) são constituídas de perfil W 530x66,0 e a viga de cobertura (barra 9) de perfil W 360x44,0. Os pilares possuem 3,96 m de comprimento e as vigas 7,62 m de vão.

## 2.2 Definição dos Parâmetros do Solo e Fundação

Os parâmetros do solo foram extraídos de sondagens do tipo SPT (standard penetration test) realizadas na localidade do estado do Pará e trata-se de um solo residual do tipo silte argiloso com resistência crescente, em função da profundidade, cuja média dos valores estão apresentados na Tabela 1. O nível d'água foi verificado a uma profundidade de 14 metros.

O módulo de elasticidade do solo ( $E$ ) pode ser relacionado ao resultado de sondagem à percussão ( $N_{SPT}$ ) a partir de correlações empíricas. Teixeira & Godoy (1996), dentre outros, salientam que o uso de correlações desse tipo deve estar referenciado ao local de estudo e ao tipo de solo em análise, para dessa forma, minimizar os erros envolvidos no processo.

Uma forma de estimar o valor de ( $E$ ) é apresentado por Teixeira & Godoy (1996) na Eq. (1).

$$E = N_{SPT} \times \alpha \times K \quad (1)$$

onde o  $N_{SPT}$  é o resultado do ensaio da sondagem à percussão obtido nos boletins de sondagem,  $\alpha$  e  $K$  (MPa) são coeficientes que variam em função do tipo de solo cujos valores são, respectivamente, 5 e 0,25 para a sondagem de referência.

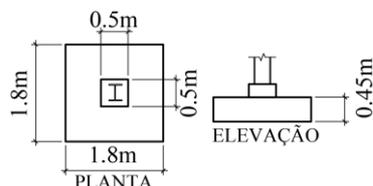
Para o coeficiente de Poisson, que mede a deformação transversal do material mediante deformação na direção longitudinal, foi adotado o valor apresentado por Bowles (1988) igual 0,3 para silte. Já para tensão admissível no solo, foi utilizada a relação apresentada por Moraes (1976) em que, para o solo em questão, a tensão admissível é igual ao  $N_{SPT}$  dividido por 5 dado em  $\text{kgf/cm}^2$ .

Para a estrutura proposta foi adotada fundação direta do tipo sapata isolada assentada no nível do terreno, considerando a tensão admissível,  $\sigma_{adm}$ , igual a 0,25MPa.

As dimensões das sapatas foram definidas a partir da modelagem dos pórticos com apoios teóricos e, com as reações de apoio fez-se a verificação da estabilidade das sapatas, ou seja, se a porcentagem de área comprimida foi  $\geq 2/3$ , reviramento e deslizamento  $\geq 1,5$  e tensão atuante  $\leq$  tensão admissível, conforme a ABNT NBR-6122 (2010).

Para ser considerada sapata rígida, atendeu-se ao critério estabelecido na norma ABNT NBR-6118 (2014) em que  $h \geq (a - a_p) / 3$ , sendo  $h$  a altura da sapata,  $a$  é a dimensão da sapata em uma determinada direção e  $a_p$  é a dimensão do pilar na mesma direção, cujas dimensões adotadas com base nesses critérios foi de 1,8m x 1,8m x 0,45m,

considerando pilar de apoio para a estrutura metálica com dimensões de 0,5m x 0,5m conforme mostra a Figura 2.



**Figura 2. Dimensões das sapatas de fundação**

Fonte: (Autor, 2018)

Na Tabela 1 estão apresentados os valores calculados para  $N_{SPT}$ ,  $\alpha$ ,  $K$ ,  $E$ ,  $\nu$  e  $\sigma_{adm}$ .

**Tabela 1. Definição dos Parâmetros do solo para cada camada**

Prof. (m)	Tipo de Solo	$N_{SPT}$	$\alpha$	$K$ (MPa)	$E$ (MPa)	$\nu$	$\sigma_{adm}$ MPa
1	Silte Argiloso	12	5	0,25	15,0	0,3	0,24
2	Silte Argiloso	13	5	0,25	16,3	0,3	0,26
3	Silte Argiloso	11	5	0,25	13,8	0,3	0,22
4	Silte Argiloso	13	5	0,25	16,3	0,3	0,26
5	Silte Argiloso	10	5	0,25	12,5	0,3	0,2
6	Silte Argiloso	14	5	0,25	17,5	0,3	0,28
7	Silte Argiloso	17	5	0,25	21,3	0,3	0,34
8	Silte Argiloso	21	5	0,25	26,3	0,3	0,42
9	Silte Argiloso	23	5	0,25	28,8	0,3	0,46
10	Silte Argiloso	26	5	0,25	32,5	0,3	0,52
11	Silte Argiloso	26	5	0,25	32,5	0,3	0,52
12	Silte Argiloso	29	5	0,25	36,3	0,3	0,58
13	Silte Argiloso	38	5	0,25	47,5	0,3	0,76
14	Silte Argiloso	43	5	0,25	53,8	0,3	0,86

### 2.3 Parâmetros para Modelagem do Solo

Os parâmetros utilizados para a modelagem do meio contínuo são os valores de  $E$  e  $\nu$  do solo já definidos anteriormente e indicados na Tabela 1.

Para a definição dos valores para as molas verticais ( $K_v$ ), foram utilizadas as correlações propostas por Perloff (1975) apud Souza & Reis (2008) conforme a Eq. (2).

$$K_v = \frac{1}{B} \times \frac{E}{1-\nu^2} \times \frac{1}{I_w} \quad (2)$$

onde  $K_v$  é o coeficiente de recalque vertical ou mola vertical,  $B$  é a menor largura da sapata,  $I_w$  é o fator de forma que, para sapatas quadradas e rígidas assume o valor de 0,82,  $E$  é o módulo de elasticidade do solo e  $\nu$  é o coeficiente de Poisson do solo. Os valores dos respectivos parâmetros são apresentados na Tabela 2.

Para que a estrutura seja estável do ponto de vista estrutural, é necessário também definir restrições na horizontal. Para tal restrição adotou-se molas horizontais definidas por Barkan (1962) como coeficiente de reação horizontal que leva em consideração, dentre outros fatores, a teoria de Winkler (1867).

De acordo com Barkan (1962) o coeficiente de reação horizontal do solo, para sapatas, é dado pela Eq. (3).

$$K_h = \frac{K_\tau \times C}{\sqrt{A}} \quad (3)$$

onde  $K_h$  é o coeficiente de reação horizontal do solo,  $K_\tau$  é um fator que correlaciona a razão das dimensões da sapata ( $B/L$ ), sendo  $B$  a largura e  $L$  o comprimento de valor igual 0,868 para as dimensões adotadas para a sapata do presente estudo.  $A$  é a área em planta da sapata igual a  $B \times L$  e  $C$  é um fator definido pela Eq. (4), cujas variáveis já foram definidas anteriormente.

$$C = \frac{\pi \times E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (4)$$

Na Tabela 2 estão apresentados os valores calculados para  $K_v$  e  $K_h$ .

**Tabela 2. Definição das molas verticais e horizontais**

Prof.	L	B	E	$\nu$	$I_w$	$K_v$	C	$K_\tau$	$K_h$
(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )			(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
1	1,8	1,8	15000	0,3	0,82	11168	18125	0,868	4370
2	1,8	1,8	16250	0,3	0,82	12098	19635	0,868	4734
3	1,8	1,8	13750	0,3	0,82	10237	16614	0,868	4006
4	1,8	1,8	16250	0,3	0,82	12098	19635	0,868	4734
5	1,8	1,8	12500	0,3	0,82	9306	15104	0,868	3642
6	1,8	1,8	17500	0,3	0,82	13029	21145	0,868	5098
7	1,8	1,8	21250	0,3	0,82	15821	25676	0,868	6191
8	1,8	1,8	26250	0,3	0,82	19543	31718	0,868	7648
9	1,8	1,8	28750	0,3	0,82	21405	34739	0,868	8376
10	1,8	1,8	32500	0,3	0,82	24197	39270	0,868	9468
11	1,8	1,8	32500	0,3	0,82	24197	39270	0,868	9468
12	1,8	1,8	36250	0,3	0,82	26989	43801	0,868	10561
13	1,8	1,8	47500	0,3	0,82	35364	57394	0,868	13838
14	1,8	1,8	53750	0,3	0,82	40018	64946	0,868	15659

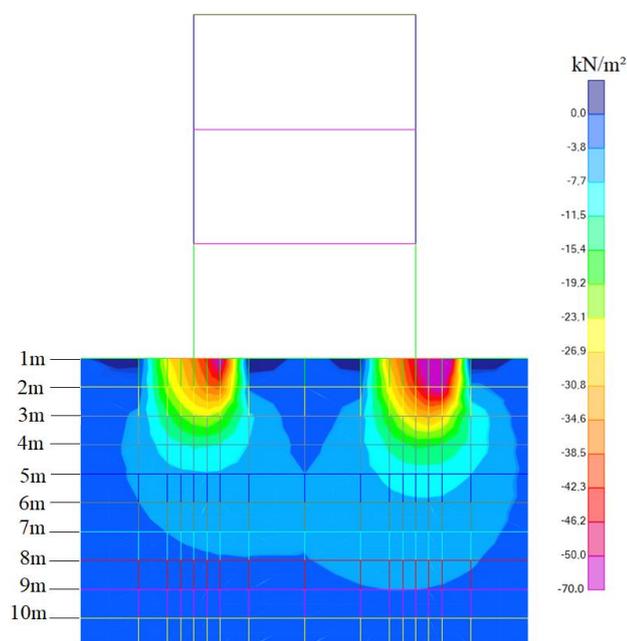
### 3 RESULTADOS

#### 3.1 Bulbo de Tensões

Para a validação do modelo de meio contínuo, a primeira análise feita considera a relação ao bulbo de tensões, Newmark (1942) apud Das (2006) apresenta um gráfico de influência da pressão vertical desenvolvida no solo devido a uma área quadrada uniformemente carregada. A influência dessa carga é quase totalmente absorvida até a profundidade de aproximadamente duas vezes o tamanho da área carregada.

Na Figura 3 é apresentado o resultado, utilizando-se o programa computacional SAP2000, da distribuição de tensões no solo pelo pórtico através das sapatas. As dimensões da malha de elementos sólidos foi modelada com valor superior a seis vezes o tamanho das sapatas, em cada direção. Dimensão para a qual Farouk & Farouk (2014) perceberam que as condições de contorno não influenciam na resposta do modelo.

A Figura 3 mostra o bulbo de tensões para a combinação de carregamentos verticais e horizontais atuantes na estrutura. Para este carregamento, o bulbo de tensões não apresenta uma simetria, uma vez que a sapata da direita é mais solicitada à compressão, conforme esperado, devido à ação do vento. É possível perceber que as tensões aplicadas ao solo alcançam, com valores significativos, uma profundidade na ordem de duas vezes a largura da sapata.

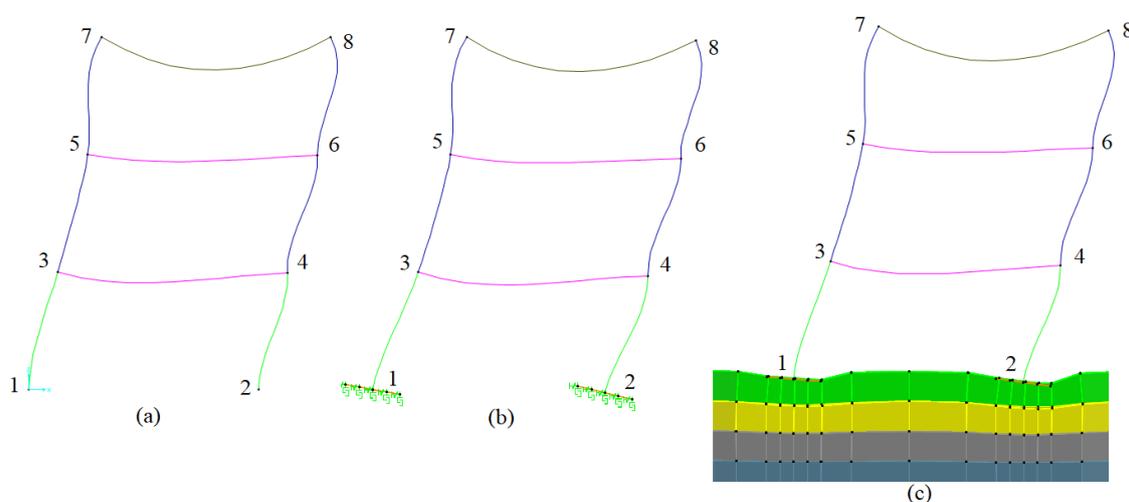


**Figura 3. Bulbo de Tensões no meio contínuo**

Fonte: (Autor, 2018)

### 3.2 Comparação dos Deslocamentos entre os Três Modelos

Na Figura 4 é apresentada a forma deformada para os modelos, (a) com apoios teóricos, (b) com molas e (c) em meio contínuo, resultante do carregamento no pórtico, em escala majorada de forma a melhorar a visualização e entedimento do comportamento de cada estrutura. Nas Tabelas 3 e 4 são apresentados os resultados dos deslocamentos horizontais e verticais, respectivamente, para os nós, conforme mostrado na Figura 4.



**Figura 4.** Estrutura deformada considerando (a) apoios teóricos, (b) apoios com molas de Winkler, (c) apoios em meio contínuo.

Fonte: (Autor, 2018)

Analisando os deslocamentos horizontais indicados na Tabela 3, observa-se que os modelos de cálculo que consideram a ISE apresentaram um deslocamento horizontal maior quando comparados com os deslocamentos obtidos pelo modelo com apoios teóricos, o que já era esperado, tendo em vista o fato de que na ISE os apoios são deslocáveis.

Analisando os modelos de ISE (com molas e meio contínuo), observa-se que os deslocamentos horizontais no modelo utilizando molas foram muito superiores se comparado ao modelo de meio contínuo para os nós 1 e 2 de ligação da estrutura com a fundação. Essa diferença nos resultados deve-se ao fato de que os elementos sólidos que representam o meio contínuo trabalham em conjunto, atribuindo ao modelo maior resistência ao deslocamento horizontal na interface da estrutura com o solo do que as molas horizontais que trabalham de forma isolada.

Observa-se ainda que, essa diferença no valor dos deslocamentos horizontais reduz de forma significativa nos pavimentos superiores a medida que se afastam da fundação, ou seja, os andares superiores são menos sensíveis aos deslocamentos na ISE do que o pavimento que está ligado diretamente na fundação.

**Tabela 3. Deslocamentos Horizontais dos Pórticos Analisados**

Nó	Deslocamentos Horizontais (mm)			Diferença Percentual (%)		
	Apoio Teórico (AT)	Mola (M)	Meio Contínuo (MC)	(M-AT)/AT x100	(MC-AT)/AT x100	(M-MC)/MC x100
1	0	1,47	0,15			880,0
2	0	3,06	0,10			2960,0
3	19,05	31,52	24,63	65,5	29,3	28,0
4	18,99	31,49	24,59	65,8	29,5	28,1
5	38,94	53,18	46,06	36,6	18,3	15,5
6	39,01	53,24	46,13	36,5	18,3	15,4
7	48,26	63,62	56,61	31,8	17,3	12,4
8	47,85	63,22	56,21	32,1	17,5	12,5

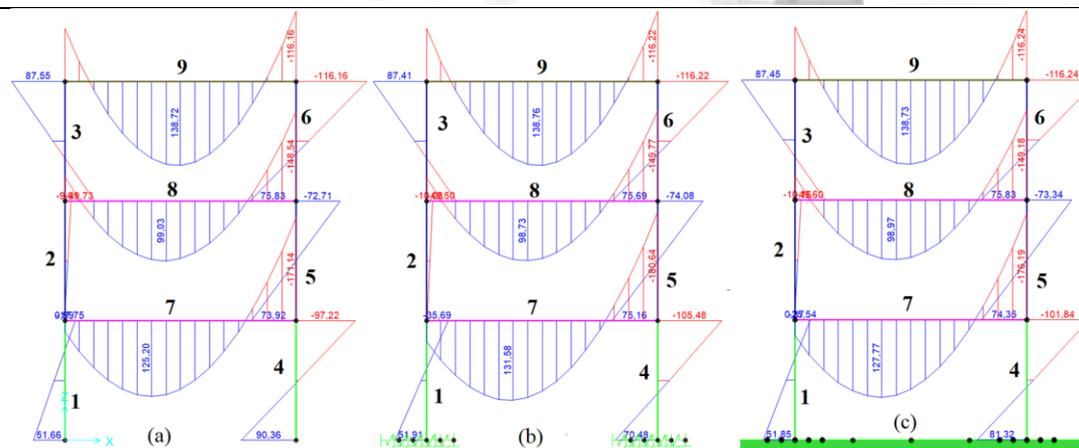
Analisando os deslocamentos verticais indicados na Tabela 4, nota-se que no modelo com apoio teórico, os deslocamentos nos nós 1 e 2 são nulos. Para os modelos que consideram a ISE, observa-se uma diferença nos valores relativamente pequena, na ordem de 13% em média, o que era esperado, tendo em vista que os parâmetros do solo para a definição dos valores de coeficiente de recalque vertical e do meio contínuo foram iguais, validando, portanto, as correlações adotadas.

**Tabela 4. Deslocamentos Verticais dos Pórticos Analisados**

Nó	Deslocamentos Verticais (mm)			Diferença Percentual (%)		
	Apoio Teórico (AT)	Mola (M)	Meio Contínuo (MC)	(M-AT)/AT x100	(MC-AT)/AT x100	(M-MC)/MC x100
1	0	-6,04	-7,13			-15,29
2	0	-8,06	-9,37			-13,98
3	-0,77	-6,79	-7,89	781,82	924,68	-13,94
4	-1	-9,07	-10,37	807,00	937,00	-12,54
5	-1,54	-7,56	-8,66	390,91	462,34	-12,70
6	-1,9	-9,97	-11,28	424,74	493,68	-11,61
7	-1,99	-8,02	-9,12	303,02	358,29	-12,06
8	-2,39	-10,5	-11,76	339,33	392,05	-10,71

### 3.3 Comparação dos Esforços Solicitantes entre os Três Modelos

Na Figura 5 e Tabela 5, estão apresentados os diagramas de momento fletor nas barras para os três pórticos analisados, (a) com apoios teóricos, (b) com molas e (c) meio contínuo.



**Figura 5. Diagrama de Momento Fletor (kNm) para pórtico com (a) apoios teóricos, (b) apoios com molas de Winkler, (c) apoios em meio contínuo**

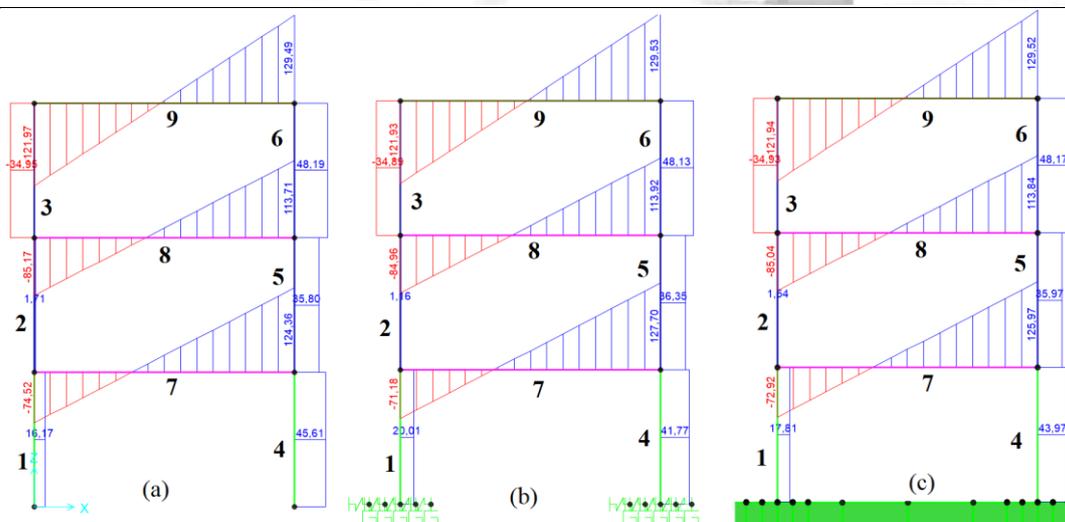
Fonte: (Autor, 2018)

**Tabela 5. Momento Fletor nas Barras dos Pórticos Analisados**

Barra	Momento Fletor (kNm)			Diferença Percentual (%)		
	Apoio Teórico (AT)	Mola (M)	Meio Contínuo (MC)	(M-AT)/AT x100	(MC-AT)/AT x100	(M-MC)/MC x100
1 (Nó 1)	51,7	51,9	51,9	0,39	0,39	0,00
1 (Nó 3)	-17,7	-35,7	-25,5	101,69	44,07	40,00
2 (Nó 5)	-9,9	-10,1	-10,2	2,02	3,03	-0,98
3 (Nó 7)	87,6	87,4	87,5	-0,23	-0,11	-0,11
4 (Nó 2)	90,4	70,5	81,3	-22,01	-10,07	-13,28
4 (Nó 4)	-97,2	-105,5	-101,8	8,54	4,73	3,63
5 (Nó 4)	73,9	75,2	74,4	1,76	0,68	1,08
6 (Nó 8)	-116,2	-116,2	-116,2	0,00	0,00	0,00
7 (Nó 4)	-171,4	-180,6	-176,2	5,37	2,80	2,50
8 (Nó 6)	-148,5	-149,8	-149,2	0,88	0,47	0,40
9 (Máx)	138,7	138,8	138,7	0,07	0,00	0,07

Analisando os valores de momento fletor solicitante nas barras apresentados na Figura 5 e Tabela 5, observa-se uma variação maior quando se compara o modelo com apoio teórico aos modelos ISE e uma variação menor quando essa comparação é feita entre os modelos ISE. Observa-se também que essa variação reduz significativamente nas barras dos andares superiores, ou seja, mais afastadas do apoio, assim como observado nos deslocamentos horizontais.

Na Figura 6 e Tabela 6 são mostrados os diagramas da força cortante nas barras para os três pórticos analisados, (a) com apoios teóricos, (b) com molas e (c) meio contínuo.



**Figura 6. Diagrama de Força Cortante (kN) para pórtico com (a) apoios teóricos, (b) apoios com molas de Winkler, (c) apoios em meio contínuo**

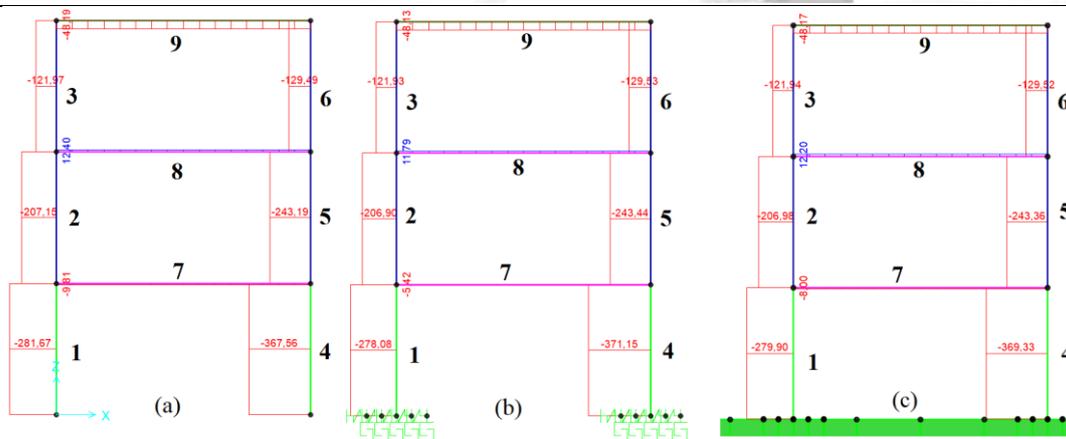
Fonte: (Autor, 2018)

**Tabela 6. Força cortante nas Barras dos Pórticos Analisados**

Barra	Força Cortante (kN)			Diferença Percentual (%)		
	Apoio Teórico (AT)	Mola (M)	Meio Contínuo (MC)	(M-AT)/AT x100	(MC-AT)/AT x100	(M-MC)/MC x100
1	16,2	20,0	17,8	23,46	9,88	12,36
2	1,7	1,2	1,5	-29,41	-11,76	-20,00
3	-35,0	-34,9	-34,9	-0,29	-0,29	0,00
4	45,6	41,8	44,0	-8,33	-3,51	-5,00
5	35,8	36,4	36,0	1,68	0,56	1,11
6	48,2	48,2	48,2	0,00	0,00	0,00
7	124,4	127,7	126,0	2,65	1,29	1,35
8	113,7	113,9	113,8	0,18	0,09	0,09
9	129,5	129,5	129,5	0,00	0,00	0,00

Analisando os valores da força cortante solicitante nas barras apresentados na Figura 6 e Tabela 6, da mesma forma que ocorreu na análise do momento fletor, observa-se uma variação maior quando se compara o modelo com apoio teórico aos modelos ISE e uma variação menor quando essa comparação é feita entre os modelos ISE. Essa variação é reduzida significativamente nas barras dos andares superiores, ou seja, mais afastadas do apoio.

Por fim, na Figura 7 e Tabela 7 são mostrados os diagramas da força normal solicitante nas barras para os três pórticos analisados, (a) com apoios teóricos, (b) com molas e (c) meio contínuo.



**Figura 7. Diagrama de Força Normal (kN) para pórtico com (a) apoios teóricos, (b) apoios com molas de Winkler, (c) apoios em meio contínuo**

Fonte: (Autor, 2018)

**Tabela 7. Força Normal nas Barras dos Pórticos Analisados**

Barra	Força Normal (kN)			Diferença Percentual (%)		
	Apoio Teórico (AT)	Mola (M)	Meio Contínuo (MC)	(M-AT)/AT x100	(MC-AT)/AT x100	(M-MC)/MC x100
1	-281,7	-278,1	-279,9	-1,28	-0,64	-0,64
2	-207,2	-206,9	-207,0	-0,14	-0,10	-0,05
3	-122,0	-121,9	-121,9	-0,08	-0,08	0,00
4	-367,6	-371,2	-369,3	0,98	0,46	0,51
5	-243,2	-243,4	-243,4	0,08	0,08	0,00
6	-129,5	-129,5	-129,5	0,00	0,00	0,00
7	-9,8	-5,4	-8,0	-44,90	-18,37	-32,50
8	12,4	11,8	12,2	-4,84	-1,61	-3,28
9	-48,2	-48,1	-48,2	-0,21	0,00	-0,21

Analisando os valores da força normal solicitante nas barras, conforme apresentados na Figura 7 e Tabela 7, observa-se que a diferença entre os valores para os três modelos estudados é próxima de zero, exceto para as barras horizontais 7 e 8, podendo-se concluir que para esse pórtico, o esforço normal se mostrou menos sensível aos deslocamentos causados pela deformação do solo.

#### 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para os modelos de cálculo apresentados, observou-se uma variação nos esforços solicitantes e uma redistribuição desses esforços na estrutura quando se faz a comparação do modelo com apoios teóricos com relação aos modelos de ISE (mola e meio contínuo), sendo que, dentre os modelos de ISE, no modelo com molas a diferença



de valores se mostrou superior aos valores encontrados no modelo de meio contínuo. Dentre os esforços solicitantes, a força cortante e o momento fletor foram os que sofreram maiores influência do deslocamento do solo se comparado à força normal.

Dentre os modelos de ISE, o modelo de molas, apresentou maior variação nos valores dos esforços solicitantes. Dessa forma, pode-se concluir que a ligação da estrutura com os elementos de fundação influenciam diretamente nesses resultados. Pôde-se observar que a variação dos esforços solicitantes nos modelos não é uniforme e que sempre diminui nos pavimentos superiores, ou seja, nas barras mais afastadas da fundação. Com isso, pode-se concluir que não é possível aplicar um fator de majoração ou minoração para levar em consideração o efeito da ISE, pois há uma redistribuição que precisa ser analisada para cada estrutura e para cada pavimento.

Para essa análise que, após vários estudos, se mostra necessária, pode-se dizer que a modelagem utilizando o método dos elementos finitos é uma ferramenta de grande importância na análise estrutural de edifícios, principalmente quando se pretende aproximar o modelo teórico de cálculo ao da estrutura real, possibilitando a obtenção de respostas para problemas complexos como os propostos nesse trabalho. Mas saber definir de forma correta as condições de contorno dos problemas é ainda mais importante na engenharia e depende diretamente do usuário. Conforme observado nas análises realizadas, foram encontradas diferenças significativas nas respostas para uma mesma estrutura com os mesmos carregamentos, onde foi alterado apenas a condição de apoio.

Acredita-se que a modelagem em meio contínuo, dentre os três modelos apresentados, é o que mais se aproxima do comportamento real da estrutura, mas para que esse modelo seja utilizado, de forma correta e consciente, é necessário que os parâmetros do solo sejam bem definidos com base em ensaios e que esses parâmetros sejam traduzidos de forma correta na entrada de dados dos softwares.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CEFET-MG - Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais pelo suporte financeiro.

## REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR 6118: 2014 *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR 6122: 2010 *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR 8800: 2008 *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro.

Barkan, D. D., 1962. *Dynamics of Bases and Foundations*. McGraw-Hill Book co., New York, N. Y.



Bowles, J. E., 1988. *Foundation Analysis and Design*. 5th Ed., McGraw-Hill Book co., New York, N.Y.

Das, B. M., 2006. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica.*, Thomson Learnig Ltda.

Farouk, H., Farouk, M., 2014(a) Effect of Elastic Soil Structure Interaction on Modulus of Subgrade Reaction. *Recent Advances in Material, Analysis, Monitoring, and Evaluation in Foundation and Bridge Engineering*. pp. 111–118.

Farouk, H., Farouk, M., 2014(b). Effect of Soil Type on Contact Stress. *New Frontiers in Geotechnical Engineering*, pp. 57–66.

Iglesia, S. M., 2016. *O efeito P-Delta nas estruturas de edifícios*. pp. 3-5.

Khoury, M. R. J., 2001. *Contribuição ao projeto de pilares de pontes de concreto armado com consideração das não-linearidades físicas e geométrica e interação solo-estrutura*. Tese de doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos – S.P.

Lavall, A. C. C., 1996. *Uma formulação teórica consistente para a análise não-linear de pórticos planos pelo método dos elementos finitos considerando barras com imperfeições iniciais e tensões residuais nas seções transversais*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos (USP).

Mitropoulou, C. C. et al., 2016. Influence of soil–structure interaction on fragility assessment of building structures. *Structures*, vol. 6, pp. 85–98.

Moraes, M.C., 1976. *Estruturas de fundações*. São Paulo: McGraw-Hill.

Nikolaou, K. D., Georgiadis, K., & Bisbos, C. D., 2016. Lower bound limit analysis of 2D steel frames with foundation–structure interaction. *Engineering Structures*, vol. 118, pp. 41–54.

SAP2000., 2011 Integrated Software for Structural Analysis and Design. *Analysis Reference Manual*, v. 15. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.

Silva, R. G. L., 2004 *Avaliação dos efeitos de 2ª ordem em edifícios de aço utilizando métodos aproximados e análise rigorosa*. Tese de mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais.

Souza, R. A., Reis, J. H. C., 2008. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. *Acta Scientiarum - Technology*, vol. 30, n. 2, pp. 161–171.

Teixeira, A.H., Godoy, N.S., 1996. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In Hachich et al., eds. *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo: Pini.

Venanzi, I., Salciarini, D., & Tamagnini, C, 2014. The effect of soil–foundation–structure interaction on the wind-induced response of tall buildings. *Engineering Structures*. *Engineering structures* vol. 79, pp. 117–130.

Winkler, E., 1867. *Die Lehre VonElasticitaet Und Festigkeit*. H. Ed. Dominicus, Prague.