

# Metodologia Simplificada para a Construção da Interação Solo-Estrutura em Edifícios com Fundações em Sapatas Isoladas

*Juliana Pippi Antoniazzi<sup>1</sup>*  
*Gerson Moacyr Sisniegas Alva<sup>2</sup>*  
*José Mário Doleys Soares<sup>3</sup>*

## Resumo

Neste trabalho apresenta-se um procedimento simples e consistente para a consideração da interação solo-estrutura na análise estrutural de edifícios com fundações em sapatas isoladas.

Para a previsão de recalques de cada sapata, emprega-se o modelo de AOKI-LOPES, o qual admite o solo como meio elástico estratificado e permite a consideração do carregamento de sapatas vizinhas. A estrutura é modelada em pórtico espacial com apoios elásticos para representar a deformabilidade do solo. Inicialmente, são obtidos os coeficientes de reação vertical a partir dos recalques decorrentes das cargas verticais. De posse desses coeficientes, são calculados os coeficientes de mola a serem utilizados nas análises lineares associadas aos Estados Limites Últimos e de Serviço da estrutura.

São realizados exemplos numéricos em edifício de concreto armado empregando-se o procedimento abordado, levando em consideração o efeito incremental de aplicação de cargas à estrutura. Por fim, são sugeridas recomendações importantes sobre a consideração da interação solo-estrutura em projetos estruturais.

**Palavras-chave:** interação solo-estrutura; recalques; fundações superficiais; análise incremental construtiva.

## 1 Introdução

Atualmente ainda é usual admitir os apoios de uma estrutura de edifício como indeslocáveis na análise estrutural. Supondo-se um edifício com fundação superficial em sapata rígida, a hipótese de apoios indeslocáveis significaria, por exemplo, a total restrição ao recalque (translação vertical) e ao giro nas duas direções ortogonais (engastes) nas extremidades dos pilares. Esta idealização pode trazer resultados razoavelmente satisfatórios em diversas situações, em particular para solos com pouca deformabilidade. Por outro lado, a desconsideração injustificada da deformabilidade do solo na análise estrutural pode trazer consequências negativas, tanto do ponto de vista de segurança, de economia e de prevenção de manifestações pato-

lógicas nas edificações. Dessa forma, o ideal é sempre considerá-la nos projetos estruturais, ainda que de forma simplificada.

Embora seja um termo amplo e envolva diversos tipos de obras da engenharia (edifícios, pontes e viadutos, barragens, pavimentos, entre outros), o termo *interação solo-estrutura* (ISE) nos sistemas estruturais de edifícios está relacionado com o comportamento conjunto entre a estrutura (superestrutura e estrutura de fundações) e o maciço de solo. A consideração da ISE permite que a representação do comportamento da estrutura seja feita 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 consideração da ISE nos projetos estruturais exige conhecimentos da área de Estruturas e da

1 Engenheira Civil, Mestranda do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria. email: julianaantoniazzi@yahoo.com.br.

2 Professor Doutor, Departamento de Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Santa Maria e-mail: alva\_gerson@yahoo.com.br.

3 Professor Doutor, Departamento de Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Santa Maria e-mail: jmario@ct.ufsm.br.

Endereço para correspondência: Rua Elvino Brondani, 241 Bairro Camobi. CEP:97105-120 Santa Maria-RS.

área de Geotecnia – como métodos de avaliação de capacidade de carga do solo e métodos de previsão de recalques. É por essa razão que normalmente se faz necessária a integração entre projetistas de fundações e de estruturas.

Em virtude da simplicidade, os modelos mais utilizados atualmente nos escritórios de projeto são os que separam o sistema estrutural do maciço de solo, podendo haver a discretização ou não da estrutura de fundação. Para representar a deformabilidade do solo, é usual o emprego de molas elásticas no contorno estrutura-solo. Evidentemente, as constantes elásticas dessas molas devem refletir a compatibilidade de deslocamentos (recalques) entre estrutura e solo e considerar as propriedades mecânicas do solo.

Pesquisas nesta área vêm sendo desenvolvidas no Brasil de forma crescente ao longo dos anos, e, desta forma, contribuindo para o aperfeiçoamento das análises. Como exemplo disto, o trabalho desenvolvido por Holanda Junior (1998) analisa os efeitos da ISE em edifícios sob fundações diretas levando em consideração a sequência construtiva e a presença de camada indeslocável no interior do solo, isto é, fatores que podem influenciar os resultados dependendo da maneira em que são considerados. A pesquisa de Reis (2000) enfatiza o efeito de grupo entre fundações superficiais, a presença de edificações vizinhas e a influência da rigidez da estrutura, mostrando outros quesitos importantes a serem considerados no estudo da ISE.

Comparações com resultados experimentais de monitoramento têm sido importantes para a validação dos modelos teóricos que consideram a ISE. Nesse sentido, pode-se citar o trabalho de Jordão (2003) – o qual analisou a estabilidade global de edificações com fundações profundas considerando a deformabilidade do solo e comparando os resultados de modelos teóricos com dados reais de monitoramento de recalques. Gonçalves (2004) também monitorou recalques em edifícios, focando a observação da distribuição de cargas ocorridas nos pilares. Ambas as pesquisas comprovaram a aproximação de resultados teóricos aos obtidos na estrutura real. Russo Neto (2005) ainda salienta a importância de se considerar as variabilidades da formação geotécnica do local para se prever o comportamento das estruturas.

Neste trabalho são realizadas simulações numéricas em edifício com estrutura de concreto armado com fundações em sapatas considerando-se a ISE. A deformabilidade do solo é representada por meio de apoios elásticos cujas constantes são avaliadas a partir de resultados de sondagem tipo SPT. Para a previsão de recalques, emprega-se o método de Aoki-Lopes (1975). Este método permite, além da consideração

de qualquer configuração de carregamento no solo, a consideração do carregamento de sapatas vizinhas ou de outros carregamentos externos oriundos de obras vizinhas. Além disso, o método de Aoki-Lopes (1975) possui uma formulação matemática simples e de fácil implementação computacional. Boas correlações entre resultados experimentais de recalques medidos em edifícios e recalques previstos com o método de Aoki-Lopes (1975) são observadas no trabalho de Reis (2000).

Além disso, considera-se o efeito incremental de aplicação das cargas à estrutura, Os resultados obtidos neste trabalho confirmam que é importante a consideração de tal efeito nas análises que envolvem a ISE, a fim de se obter resultados mais fiéis à realidade construída.

## 2 Formulação teórica

### 2.1 Método empregado para o cálculo dos recalques

Para o caso mais geral de uma carga concentrada aplicada em um ponto interno de uma massa sólida tridimensional, semi-infinita, isotrópica, homogênea e elástica-linear, pode-se calcular o deslocamento vertical utilizando-se a equação de Mindlin (1936).

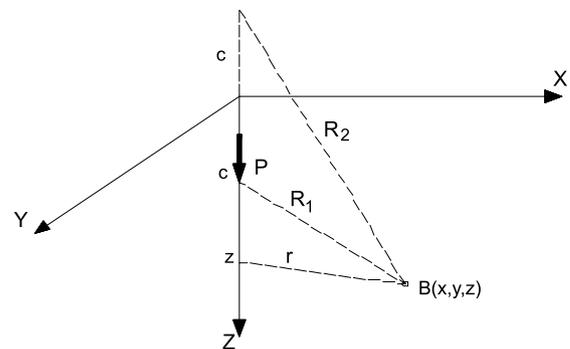


Figura 1 – Meio elástico semi-infinito – solução de Mindlin (1936).

O recalque em z provocado por uma carga concentrada P é determinado por:

$$\delta = \frac{P(1+\nu)}{8\pi E(1-\nu)} \left[ \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (1)$$

onde

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z - c)^2}$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z + c)^2}$$

E – módulo de deformação longitudinal do solo;  
 P – carga aplicada dentro do meio contínuo (maciço de solo);  
 B(x,y,z) – ponto no qual se deseja calcular o recalque.

No caso de sapata, o carregamento vertical é aplicado ao maciço de solo como carga distribuída e não como carga concentrada.

Com o método proposto por Aoki-Lopes (1975), o recalque provocado por um carregamento uniformemente distribuído de uma sapata com dimensões em planta iguais a L1 e L2 pode ser obtido com a integração numérica da expressão 1:

$$\delta_t = \int_0^{L_1} \int_0^{L_2} \delta \, dx \, dy \quad (2)$$

Pode-se discretizar a superfície carregada (base da sapata) em um número de divisões suficientes para obter com precisão o valor numérico da integral da expressão 2 (Figura 2).

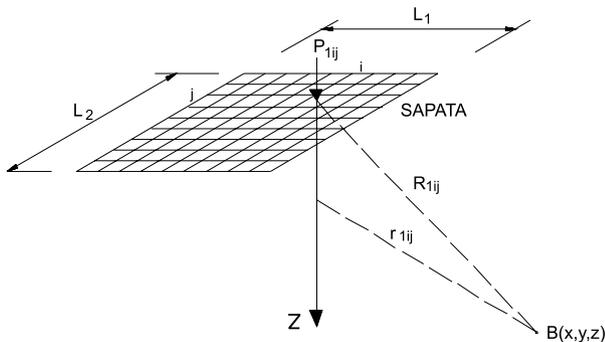


Figura 2 – Discretização da superfície carregada (Aoki-Lopes, 1975).

Na prática, o método permite o cálculo do recalque no ponto desejado B a partir de uma série de cargas pontuais  $P_{ij}$  atuantes nos elementos ij da discretização. Assim, por superposição de efeitos, o recalque no ponto B pode ser obtido por:

$$\delta_t = \sum_{i=1}^{ndivx} \sum_{j=1}^{ndivy} \delta_{ij} \quad (3)$$

onde

$$P_{ij} = \frac{P}{(ndivx) \cdot (ndivy)}$$

$\delta_{ij}$  – sendo recalque produzido pela carga pontual  $P_{ij}$  do elemento ij, obtido com a expressão 1;  
 ndivx – número de divisões em x da base da sapata;  
 ndivy – número de divisões em y da base da sapata.

Como orientação para a discretização, apresenta-se o gráfico da Figura 3, o qual contém os valores de recalque em sapata quadrada (2,50 m x 2,50 m) segundo diferentes discretizações, para uma carga vertical de 2000 KN em maciço de solo com  $E = 5000 \text{ MPa}$  e  $\nu = 0,3$ . Percebe-se, pela Figura 3, que discretização da superfície em 25 elementos (5 divisões em X e em Y) já conduz a resultados satisfatórios.

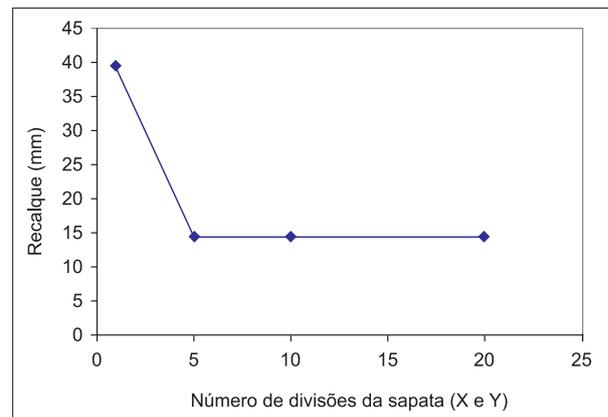


Figura 3 – Valores de recalque segundo diferentes discretizações de superfície.

Por superposição de efeitos também é possível calcular o recalque no ponto desejado B decorrente do carregamento de mais de uma sapata:

$$\delta_t = \sum_{k=1}^{nsap} \left( \sum_{i=1}^{ndivx} \sum_{j=1}^{ndivy} \delta_{ij,k} \right) \quad (4)$$

onde

$\delta_{ij,k}$  – recalque produzido pela carga pontual  $P_{ij}$  do elemento ij da sapata k;  
 nsap – número de sapatas do terreno.

Para levar em conta a presença de finitas camadas (estratificação) e da camada indeslocável, pode-se recorrer ao artifício proposto por Steinbrenner

(1934), segundo o qual o encurtamento de uma camada de solo pode ser calculado a partir de:

$$w = \delta_1 - \delta_2 \tag{5}$$

onde

$\delta_1$  – recalque para  $z$  igual à cota inicial da camada, considerando-a como semi-infinita;

$\delta_2$  – recalque para  $z$  igual à cota final da camada, considerando-a como semi-infinita.

Para mais de uma camada, o encurtamento total do maciço de solos é igual à soma dos encurtamentos de todas as camadas (superposição de efeitos). A título de exemplo, considere a presença de duas camadas conforme a Figura 4.

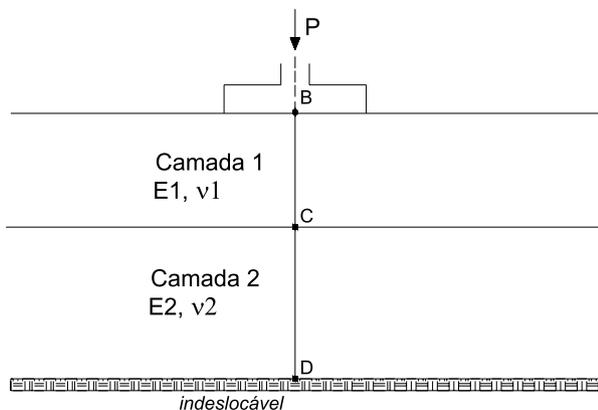
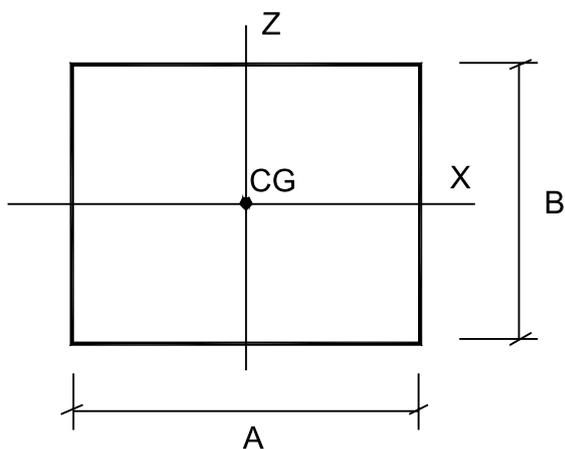


Figura 4 – Generalização do procedimento de Steinbrenner (1934).

De acordo com o artifício de Steinbrenner, o recalque no ponto B devido à carga vertical  $P$  pode ser obtido pela soma dos encurtamentos de cada camada:



Dimensões e eixos das sapatas em planta

$$\delta = w_1 + w_2 = (\delta_{B1} - \delta_{C1}) + (\delta_{C2} - \delta_{D2}) \tag{6}$$

sendo

$\delta_{B1}$  = recalque em B considerando-se todo o maciço como camada 1 semi-infinita;

$\delta_{C1}$  = recalque em C considerando-se todo o maciço como camada 1 semi-infinita;

$\delta_{C2}$  = recalque em C considerando-se todo o maciço como camada 2 semi-infinita;

$\delta_{D2}$  = recalque em D considerando-se todo o maciço como camada 2 semi-infinita.

## 2.2 Cálculo do coeficiente de reação vertical

No caso de sapatas, o coeficiente de reação vertical (CRV ou  $K_v$ ) é calculado por:

$$K_v = \frac{p}{d} \tag{7}$$

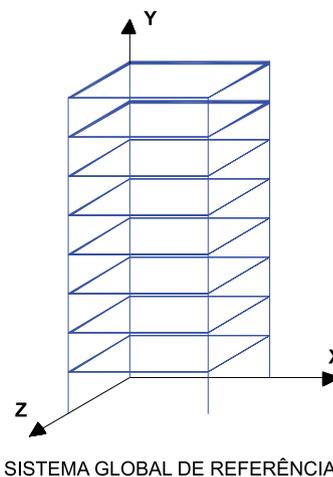
onde

$p$  – pressão aplicada ao solo (neste caso, razão entre carga vertical e a área da sapata);

$d$  – recalque da sapata.

O coeficiente de reação vertical definido na expressão 7 possui um significado diferente do coeficiente de reação vertical baseado na hipótese de Winkler, a qual admite independência do recalque com as cargas da vizinhança. O método de previsão de recalques empregado neste trabalho considera o efeito de vizinhança no cálculo dos recalques.

De posse do coeficiente de reação vertical, calculam-se os três coeficientes de mola nos pés dos pilares que representarão a deformabilidade do solo.



Sistema Global do Modelo de Pórtico Espacial

Figura 5 – Dimensões e sistemas de eixos associados às molas elásticas.

### 2.3 Cálculo dos coeficientes de mola

A formulação apresentada a seguir é válida apenas para sapatas rígidas. Não há discretização da sapata. A fundação e o solo são representados por três molas elásticas nos pés dos pilares: uma de translação vertical em Y (recalque) e duas de rotação (em X e em Z) – as quais consideram apenas a rotação devido à deformação do solo, desprezando-se a parcela de rotação devido à flexão da sapata. Os valores dos coeficientes de rigidez dessas molas são incorporados ao modelo estrutural no sistema de coordenadas global do pórtico espacial (Figura 5).

Coeficiente de mola à translação em Y (recalque vertical):

$$k_{ty} = K_v \cdot A_{base} \quad (8)$$

onde  $A_{base}$  é a área da base da sapata.

Coeficiente de mola à rotação em Z:

$$k_{rz} = K_v \cdot I_x \quad (9)$$

onde  $I_z = \frac{B \cdot A^3}{12}$  é o momento de inércia da seção (base) da sapata em torno do eixo z.

Coeficiente de mola à rotação em X:

$$k_{rx} = K_v \cdot I_x \quad (10)$$

onde  $I_x = \frac{A \cdot B^3}{12}$  é o momento de inércia da seção (base) da sapata em torno do eixo x:

### 2.4 Implementação da formulação em rotina computacional

Toda a formulação associada ao cálculo de recalques e dos coeficientes de mola que representam a deformabilidade do solo foi implementada em um programa computacional denominado ESPACIAL\_ISE, desenvolvido pelo grupo de pesquisa NEST (Núcleo de Estudos em Experimentação e Análise Numérica de Estruturas) da UFSM. O programa foi desenvolvido em linguagem FORTRAN e utiliza as técnicas clássicas do cálculo matricial de estruturas reticuladas para a resolução de pórticos espaciais.

A metodologia empregada neste trabalho para a consideração da ISE requer um procedimento iterativo para a realização da compatibilidade de forças (reações de apoio) e deslocamentos (recalques) nos pontos de contato superestrutura-fundação. Tal procedimento iterativo foi implementado no programa ESPACIAL\_ISE e tem, de forma resumida, o seguinte algoritmo:

Início do procedimento iterativo

- a) Atualização da matriz de rigidez da estrutura (com coeficientes de molas da última iteração)
- b) Resolução do sistema linear: deslocamentos globais
- c) Cálculo dos esforços nos elementos e nas molas das fundações
- d) Cálculo dos recalques
- e) Cálculo dos coeficientes de reação vertical e dos coeficientes de mola das fundações
- f) Cálculo dos vetores resíduo de recalques e de reações de apoio (molas)
- g) Verificação da tolerância (0,1% erro relativo das normas dos vetores resíduo)

Repetir iterações até o atendimento da tolerância.

Fim do procedimento iterativo

## 3 Exemplo numérico

O exemplo trata de um edifício comercial hipotético de oito andares em estrutura de concreto armado, com geometria conforme as Figuras 6 e 7.

Nos pavimentos, além do peso próprio, foram consideradas uma carga permanente adicional de 1,0 kN/m<sup>2</sup> (para pisos e revestimentos) e uma sobrecarga de 2,0 kN/m<sup>2</sup>. Sobre todas as vigas foram consideradas paredes (2,50 kN/m<sup>2</sup> de alvenaria). Supõe-se neste exemplo que todos os pavimentos apresentam as mesmas cargas verticais.

Para as ações horizontais, considerou-se vento não-turbulento com velocidade básica de 45 m/s, com fator topográfico S1 e fator estatístico S3 iguais a 1,0. As ações horizontais de sismos foram desprezadas, supondo-se que o edifício se encontra na zona sísmica 0.

As vigas e pilares são constituídas de concreto C25, com módulo de elasticidade tangente de 28000 MPa.

Para verificar se as seções empregadas conferem uma rigidez adequada à estrutura, foram

calculados os deslocamentos horizontais do edifício (Combinação Freqüente). O deslocamento horizontal no topo do edifício foi comparado com o valor máximo do Estado Limite de Serviço de Deformações Excessivas, supondo-se fundações indeslocáveis. Para esta verificação, as seções foram consideradas íntegras (sem reduções de inércia).

Deslocamento limite da NBR 6118      Deslocamento horizontal do edifício

$$\frac{H}{1700} = \frac{2240}{1700} = 1,32 \text{ cm} \qquad \delta_h = 0,766 \text{ cm}$$

As combinações de ações empregadas nas análises deste trabalho são:

Combinação 1 (CB1):

$$1,0 \times F_g + 1,0 \times F_q$$

Combinação (CB2):

$$1,0 \times F_g + 1,0 \times F_q + 1,0 \times F_{vento}$$

Combinação 3 (CB3):

$$1,4 \times F_g + 1,4 \times (F_q + 0,6 \times F_{vento})$$

Combinação 4 (CB4):

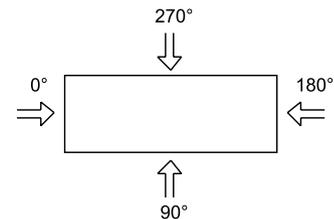
$$1,4 \times F_g + 1,4 \times (F_q + 0,6 \times F_{vento})$$

onde:

Fg = ações permanentes

Fq = sobrecarga de utilização

Fvento = ações do vento à 90° graus (perpendicular à maior dimensão em planta)



Direções de atuação do vento

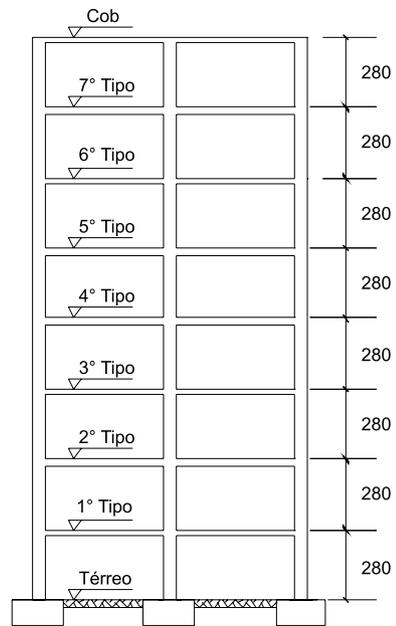


Figura 7 – Corte esquemático do edifício.

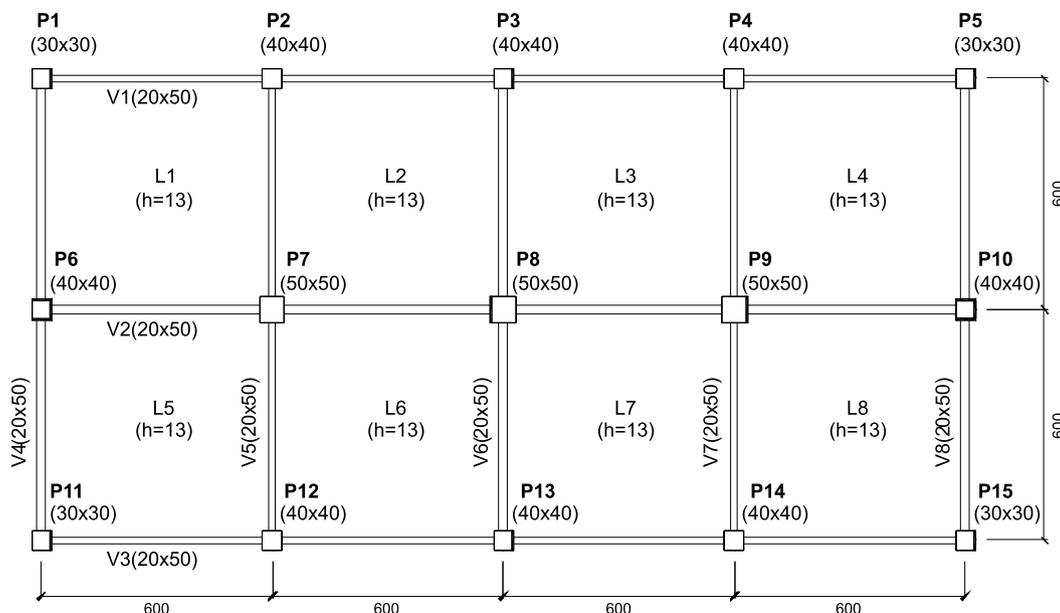


Figura 6 – Planta de formas estruturais dos pavimentos (medidas em cm).

As combinações 1 e 2 foram geradas para a verificação das tensões (pressões) máximas do solo em relação à tensão admissível do mesmo. As combinações 3 e 4 estão relacionadas ao Estado Limite Último da estrutura, para fins de análise da estabilidade global e dimensionamento dos elementos estruturais (vigas, pilares, e sapatas). Ventos à 0°, 180° e 270° foram dispensados das análises deste trabalho em razão da simetria do edifício e da esbeltez do mesmo em torno da maior dimensão em planta.

Na análise estrutural empregou-se o modelo de pórtico espacial com diagramas rígidos (lajes). Nas análises envolvendo as combinações do Estado Limite Último, a não-linearidade física foi considerada utilizando-se o valor reduzido de rigidez à flexão ( $0,7.E_{ci}.I_c$ ) tanto para vigas quanto para pilares, conforme permitido pela NBR 6118. Os efeitos globais de segunda ordem foram avaliados de forma aproximada, a partir do coeficiente  $\gamma_z$  recomendado pela NBR 6118.

A deformabilidade do solo foi representada por molas elásticas, cujas constantes são calculadas em função das dimensões da base das sapatas e dos recalques.

#### Características do solo:

Tanto a tensão admissível do solo quanto os parâmetros de deformabilidade necessários para a estimativa de recalques (como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson das camadas de solo) foram avaliados a partir do perfil de sondagem SPT, conforme a Figura 8.

A tensão admissível do solo foi avaliada segundo correlações empíricas com a sondagem SPT, conforme formulação específica para o caso de sapatas, demonstradas por Teixeira (1996). A partir dessa avaliação, empregou-se como tensão admissível o valor de 0,27 MPa. Para o cálculo dos recalques, empregou-se o método de Aoki-Lopes (1975). O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson das camadas de solo foram avaliados conforme valores propostos por Teixeira e Godoy (1996).

#### Análise estrutural e resultados:

Inicialmente foram processadas as combinações de ações 1 a 4 admitindo-se fundações indelocáveis, para fins de pré-dimensionamento das sapatas e de análises comparativas. Com as dimensões adotadas para a base das sapatas, as quatro combinações foram novamente processadas, considerando-se agora a ISE.

Foram adotadas as seguintes dimensões para a base das sapatas (Tabela 1):

**Tabela 1** – Dimensões adotadas para as sapatas do exemplo numérico.

Sapata	Dimensões da base (m)
P1, P5, P11 e P15	2,15 x 2,15
P2, P3, P4, P12, P13 e P14	2,80 x 2,80
P6 e P10	2,70 x 2,70
P7, P8 e P9	3,55 x 3,55

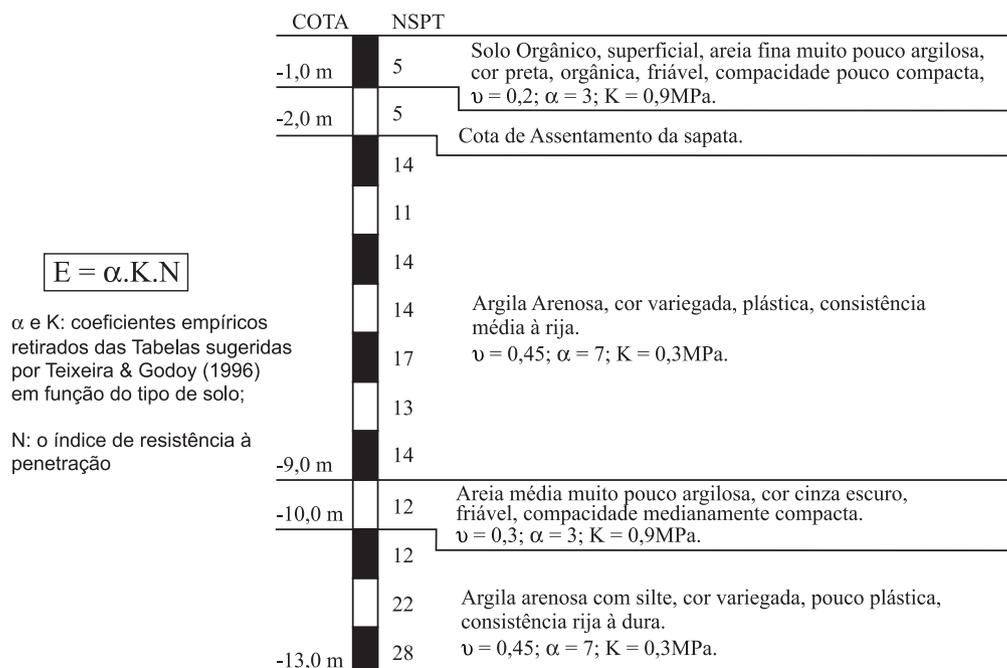


Figura 8 – Perfil de sondagem SPT do solo do exemplo numérico.

Nas combinações 1 e 2 considerando a ISE, as tensões máximas no solo não ultrapassaram e nem se distanciaram muito da tensão admissível, indicando que as dimensões adotadas para as bases das sapatas estão adequadas para as análises.

São apresentados, a seguir, alguns resultados da análise estrutural considerados mais importantes. Em virtude da simetria do edifício, foram omitidos nas tabelas a seguir os valores associados às sapatas dos pilares P4, P5, P9 e P10 e, quando atuarem apenas cargas verticais, também P14 e P15.

A Tabela 2 mostra os valores das cargas verticais transferidas ao solo e os correspondentes recalques, com e sem a consideração da ISE. Nesta última, os recalques são avaliados a partir das reações verticais nos apoios, considerando-os indeslocáveis (engastados).

Os valores da Tabela 2 confirmam a conhecida redistribuição de solicitações decorrente da deformabilidade do solo: o alívio dos pilares mais centrais e

o acréscimo de carga vertical para os pilares mais periféricos.

Na Tabela 3 são apresentados os coeficientes de reação vertical obtidos em cada combinação de ações. A diferença pouco significativa entre os valores da Tabela 3 pode ser explicada pelo fato dos recalques induzidos pelas ações verticais predominarem sobre recalques induzidos pelas ações horizontais do vento. Assim, os valores da Tabela 3 sugerem que os coeficientes de reação vertical obtidos para as ações verticais do edifício poderiam ser utilizados na determinação dos coeficientes de mola das demais combinações (incluindo ELU e ELS), sem a necessidade de recorrer ao procedimento iterativo.

Na Tabela 4 estão contidos os esforços solicitantes nos pilares junto às fundações. Os valores dos momentos fletores  $M_y$  e  $M_z$  na tabela 4 referem-se ao sistema de coordenada local empregado pelo programa de resolução de pórticos espaciais. Para facilitar a interpretação dos valores, notar que  $M_y$

**Tabela 2** – Carga vertical e recalques do solo: ações gravitacionais (CB1).

Sapata	Com ISE (A)		Com ISE (B)		Relação B/A Recalque	Relação B/A Carga Vertical
	Recalque (cm)	Carga Vertical (kN)	Recalque (cm)	Carga Vertical (kN)		
1	0,968	861	0,855	750	0.883	0.870
2	1.456	1600	1.433	1563	0.984	0.977
3	1.484	1577	1.425	1488	0.960	0.943
6	1.469	1607	1.495	1637	1.018	1.019
7	2.074	2832	2.243	3095	1.081	1.093
8	2.103	2751	2.235	2937	1.063	1.068

**Tabela 3** – Coeficientes de reação vertical (kN/cm<sup>3</sup>) obtidos nas combinações de ações.

Sapata	CB1	CB2	CB3	CB4
1	0.01925	0.01930	0.01928	0.01931
2	0.01401	0.01406	0.01404	0.01407
3	0.01355	0.01361	0.01359	0.01363
4	0.01401	0.01406	0.01404	0.01407
5	0.01925	0.01930	0.01928	0.01931
6	0.01501	0.01501	0.01501	0.01501
7	0.01083	0.01083	0.01083	0.01082
8	0.01038	0.01038	0.01038	0.01038
9	0.01083	0.01083	0.01083	0.01082
10	0.01501	0.01501	0.01501	0.01501
11	0.01925	0.01919	0.01921	0.01920
12	0.01401	0.01396	0.01398	0.01397
13	0.01355	0.01348	0.01351	0.01349
14	0.01401	0.01396	0.01398	0.01397
15	0.01925	0.01919	0.01921	0.01920

está associado ao momento gerado pelas ações de vento à 90° e  $M_z$ , associado às ações de vento à 0°.

### 4 Efeito Incremental Construtivo

Buscando aproximar ainda mais o modelo em estudo da realidade construída, considerou-se o efeito incremental construtivo na modelagem do edifício.

Considerar a sequência construtiva de na análise estrutural consiste em aplicar as cargas na estrutura de forma gradativa, ou seja, aplicam-se os carregamentos na medida em que cada pavimento é estruturado na prática. Dessa maneira, as solicitações solicitantes vão se somando a cada etapa, conforme ilustra a Figura 9. Esta forma de análise é, a rigor, mais realista que a forma convencional que considerar a estrutura pronta com os carregamentos sendo aplicados instantaneamente.

O edifício foi modelado em pórtico espacial levando-se em consideração a deformabilidade do

solo. Empregou-se uma rotina computacional adaptada do programa ESPACIAL\_ISE para automatizar o processo incremental.

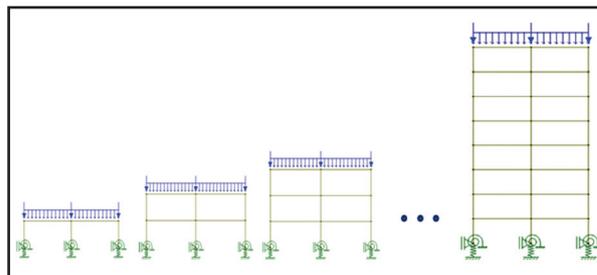


Figura 9 – Sequência construtiva para a análise incremental (considerando a ISE).

Foram adotadas ações verticais iguais as do edifício analisado. Considerou-se, por simplicidade, a mesma sobrecarga da estrutura pronta durante todas as etapas construtivas, embora se saiba que as sobrecargas geradas no período de obras (operários, equipamentos, ferramentas, materiais, etc) não sejam iguais do edifício em funcionamento.

Tabela 5 – Deslocamentos verticais no apoio central (com ISE).

Pav.	Seq 1	Seq 2	Seq 3	Seq 4	Seq 5	Seq 6	Seq 7	Seq 8	Sequencial	Convencional	Difer (%)
Fund.	-0,259	-0,254	-0,252	-0,250	-0,247	-0,245	-0,243	-0,241	-1,991	-1,912	-3,96
1	-0,278	-0,273	-0,271	-0,268	-0,266	-0,263	-0,261	-0,259	-2,140	-2,055	-3,98
2		-0,293	-0,290	-0,287	-0,284	-0,282	-0,279	-0,277	-1,992	-2,180	9,39
3			-0,309	-0,306	-0,303	-0,301	-0,298	-0,295	-1,813	-2,287	26,15
4				-0,326	-0,322	-0,319	-0,317	-0,314	-1,598	-2,376	48,70
5					-0,342	-0,339	-0,335	-0,333	-1,348	-2,448	81,52
6						-0,358	-0,355	-0,351	-1,064	-2,501	135,09
7							-0,374	-0,371	-0,745	-2,537	240,78
8								-0,390	-0,390	-2,556	555,28

Tabela 4 – Esforços nos pilares junto às fundações: Combinação 4 (CB4).

Pilar	Com ISE (A)			Com ISE (B)			Relação B/A N	Relação B/A My
	N (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	N (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)		
1	1194	56.01	8.53	1056	55.49	8.16	0.885	0.991
2	2123	126.20	1.45	2077	141.75	2.58	0.978	1.123
3	2094	123.97	0.00	1986	140.79	0.00	0.949	1.136
6	1933	113.95	16.33	1970	134.25	21.44	1.019	1.178
7	3368	237.81	1.67	3675	285.32	4.96	1.091	1.200
8	3274	232.37	0.00	3491	283.92	0.00	1.066	1.222
11	897	38.54	8.45	770	39.29	8.24	0.859	1.019
12	1725	92.14	1.37	1686	99.74	2.50	0.977	1.082
13	1699	90.63	0.00	1599	99.48	0.00	0.941	1.098

As análises comparativas foram feitas para o pórtico central do edifício (P3/P8/P13). Os esforços e deslocamentos totais em cada elemento são resultados do simples somatório dos efeitos obtidos em cada etapa construtiva, uma vez que, trata-se de uma análise elástica e linear, como mostram as Tabelas 5, 6 e 7.

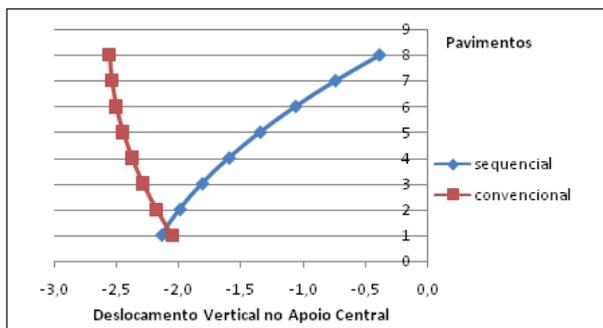


Figura 10 – Deslocamento vertical no apoio central.

Na Figura 10, com valores discriminados na Tabela 5, a curva sequencial ilustra a situação real de um edifício construído, ou seja, quando o primeiro pavimento é construído e conseqüentemente suas

cargas são aplicadas à estrutura, os pavimentos superiores ainda não existem, logo, não serão afetados por este carregamento. Seguindo este raciocínio, o último pavimento somente sofrerá ações de sua própria carga, enquanto o primeiro pavimento será o mais afetado.

Ao contrário disto, a curva que não considera as etapas construtivas (convencional) e aplica a carga de uma única vez na estrutura já pronta, mostra resultados cumulativos para o último pavimento, o qual supostamente sofreria ações das cargas dos pavimentos inferiores a ele.

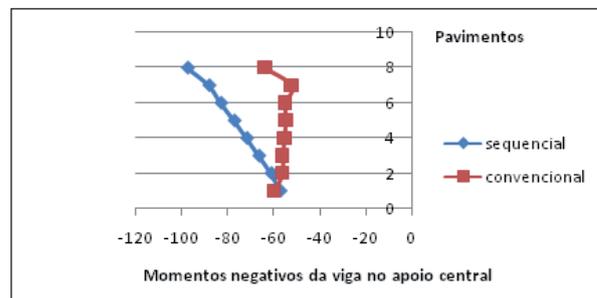


Figura 11 – Momentos negativos na viga junto ao apoio central (P8).

Tabela 6 – Momentos negativos nas vigas, junto ao apoio central (com ISE).

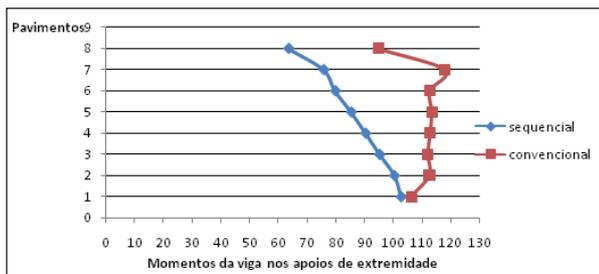
Pav.	Seq 1	Seq 2	Seq 3	Seq 4	Seq 5	Seq 6	Seq 7	Seq 8	Sequencial	Convencional	Difer (%)
1	-97,55	9,40	5,16	5,74	5,31	5,12	4,89	4,69	-57,24	-59,94	4,71
2		-97,40	9,56	5,26	5,84	5,39	5,19	4,95	-61,21	-56,32	-7,98
3			-97,42	9,49	5,20	5,77	5,32	5,11	-66,52	-56,21	-15,50
4				-97,44	9,47	5,17	5,73	5,27	-71,81	-55,52	-22,69
5					-97,47	9,42	5,12	5,67	-77,26	-54,95	-28,87
6						-97,51	9,38	5,07	-83,07	-55,10	-33,66
7							-97,55	9,33	-88,23	-52,36	-40,66
8								-97,60	-97,60	-63,88	-34,55

Tabela 7 – Momentos nas vigas, junto aos apoios de extremidade (com ISE).

Pav.	Seq 1	Seq 2	Seq 3	Seq 4	Seq 5	Seq 6	Seq 7	Seq 8	Sequencial	Convencional	Difer (%)
1	63,14	12,15	3,92	5,38	4,79	4,66	4,44	4,26	102,74	106,32	3,48
2		63,70	12,44	4,17	5,61	5,00	4,85	4,62	100,38	112,67	12,25
3			63,63	12,34	4,08	5,52	4,91	4,75	95,23	112,14	17,76
4				63,62	12,32	4,06	5,48	4,87	90,35	112,90	24,95
5					63,59	12,28	4,01	5,43	85,32	113,51	33,05
6						63,56	12,24	3,96	79,76	112,81	41,44
7							63,53	12,19	75,71	118,03	55,89
8								63,49	63,49	94,81	49,33

Pela Tabela 6 e respectivo gráfico da Figura 11, pode-se perceber que os resultados entre uma análise incremental construtiva e uma análise convencional apresentam diferenças consideráveis. Os momentos na viga junto ao apoio central (P8), considerando-se o pórtico central em análise, chegam a apresentar valores 40,66% maiores quando se considera as etapas construtivas para o carregamento.

A Tabela 7 e Figura 11 mostram os momentos das vigas junto aos apoios de extremidade (P3 e P13), onde foram verificados, para a análise incremental construtiva, valores com uma diferença de até 55,89% menores do que a análise convencional sendo que, esta diferença tende a ser maior à medida que se aumentam o número de pavimentos.



**Figura 12** – Momentos nas vigas junto aos apoios de extremidade (P3 e P13).

## 5 Conclusões e considerações finais

Este trabalho apresentou um procedimento simplificado para a consideração da interação solo-estrutura (ISE) em edifícios apoiados sobre sapatas rígidas isoladas, buscando aproximar os projetos estruturais da realidade construída. O procedimento em questão consistiu na substituição dos apoios indeslocáveis dos pilares por molas elásticas que representam a deformabilidade do solo, sem a discretização da fundação (sapata). Além disso, a estrutura foi modelada considerando as etapas construtivas de uma obra através da aplicação de cargas por etapas, simulando a execução de cada pavimento.

As constantes de mola foram obtidas a partir dos recalques estimados com o método de Aoki-Lopes (1975), no qual se utilizam as equações de Mindlin e se considera o efeito do carregamento de sapatas vizinhas. Toda a formulação envolvida no procedimento utilizado foi implementada em programa computacional denominado *ESPAÇIAL\_ISE*, desenvolvido em linguagem FORTRAN.

O processo de substituição da base indeslocável da estrutura por um conjunto único de molas no

centro das sapatas, representando a deformabilidade do solo, foi comparado aos resultados obtidos por uma análise simplista de apoios indeslocáveis. Também foram realizadas análises com e sem a consideração das etapas construtivas, levando em conta a deformabilidade do solo.

Os resultados obtidos com a metodologia empregada neste trabalho são satisfatórios quando comparados com modelos que empregam a discretização da estrutura de fundação – conforme apresentado em Antoniazzi, Alva e Soares (2010). Na realidade, mesmo que de uma forma simplificada e sem a discretização das fundações, a consideração das características do maciço de solo no dimensionamento estrutural de um edifício é extremamente importante e válida, uma vez que conduz a resultados mais realistas e confiáveis que a hipótese de apoios indeslocáveis.

Não se deve deixar de reconhecer que a discretização das sapatas apresenta vantagens, especialmente em função da automatização de obtenção dos esforços para o dimensionamento. Além disso, a discretização das sapatas pode ser necessária em situações mais gerais que os casos de sapatas isoladas e pilares retangulares com centro de gravidade coincidentes.

No exemplo numérico desenvolvido, os conhecidos efeitos da consideração da ISE foram identificados, podendo-se observar a ocorrência da redistribuição de solicitações ao se considerar a deformabilidade do solo: pilares centrais mais aliviados e os periféricos acrescidos de carga vertical, além da suavização da deformada de recalques.

A consideração da sequência construtiva mostrou-se essencial nas análises que envolvem os efeitos da deformabilidade do solo, pois, além da notável redistribuição de esforços gerada entre os elementos, observou-se um comportamento diferente ao que normalmente se considera na modelagem convencional de estruturas. Na análise incremental construtiva (com ISE), os pavimentos iniciais são os que sofrem maiores deslocamentos verticais, sendo o último pavimento afetado somente por seu próprio carregamento. Por outro lado, na análise convencional, na qual se aplica o carregamento de uma só vez na estrutura toda já construída, os últimos pavimentos são os que sofrem maiores deslocamentos verticais.

Por fim, é importante destacar neste trabalho foram considerados na ISE apenas os recalques imediatos. Pretende-se, em futuras pesquisas, incluir os recalques de adensamento, empregando a metodologia similar à apresentada neste trabalho.

## 6 Agradecimentos

À CAPES – pela concessão de bolsa de Mestrado à primeira autora.

Ao NEST – pelo apoio às pesquisas.

## Abstract

In this paper, a simple and consistent procedure is presented for considering soil-structure interaction in structural analysis of buildings with spread footings. For the evaluation of settlements, the AOKI-LOPES's method is used, which considers the soil as a linear elastic medium stratified and allows the loading interaction of neighbor footings. The structure is analyzed as a 3D frame model with elastic springs to simulate the deformability of the soil. Firstly, the coefficients of subgrade reaction are obtained from the predicted settlements caused by gravity loads. These coefficients allow the values evaluation of the spring constants to be used for elastic analysis associated with Ultimate and Service Limit States of the structure.

Numerical examples of reinforced concrete building are carried out applying the presented procedure, taking into account the incremental effect of applying loads to the structure. Finally, important recommendations are suggested for considering soil-structure interaction in structural designs.

**Keywords:** soil-structure interaction; settlements; shallow foundations; staged construction analysis.

## 7 Referências

ANTONIAZZI, J. P.; ALVA, G. M. S.; SOARES, J. M. D. Procedimento para a consideração da interação solo-estrutura em edifícios com fundações em sapatas isoladas. Artigo. Anais do 52º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, 2010.  
AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stress and settlements due to deep foundation. In: V Pan American Conference on Soil Mechanics and

Foundation Engineering, Buenos Aires, v. 1, p. 377-386, 1975.

BOUSSINESQ, J. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvements des solides élastiques. Gauthier-Villard, Paris, 1885.

BOROWICKA, H. Influence of rigidity of a circular foundation slab on distribution of pressures over the contact surface. Proceedings of the first international conference on soil mechanics and foundation engineering, Harvard University, v. 2, pp. 144-149, 1936.

GONÇALVES, J. C. Avaliação da influencia dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício. Dissertação de mestrado do PPGE da UFRJ, 2004.

JORDÃO, D. R. Estabilidade Global de Edifícios Sobre Fundações Profundas, Considerando a Interação Estrutura – Solo. Dissertação de mestrado da EESC da USP. São Carlos – SP, 2003.

HOLANDA JR, O. G. Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas. Dissertação de mestrado da EESC da USP. São Carlos – SP, 1998.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi – infinite solid. Physics, 7, p. 195-202, 1936.

REIS, J. H. C.. Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole. 155p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

RUSSO NETO, L. Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto com fundação em estaca cravada. Tese de doutorado da EESC da USP. São Carlos – SP, 2005.

STEINBRENNER, W. Tafeln sur Setzungsberechnung. Die Strasse, v. 1, p. 121, 1934.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia, São Paulo, v. 1, p. 227-264, 1996.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH *et al.* (eds.). Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: Pini. Cap. 7, p. 227-264, 1996.