

# Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas

Rafael Alves de Souza\* e Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis

*Departamento de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Estadual de Maringá, Avenida Colombo, 5790, 87020-900, Maringá, Paraná, Brasil. \*Autor para correspondência. E-mail: rsouza@uem.br*

**RESUMO.** A hipótese de apoios totalmente rígidos (fundações engastadas ou rotuladas) para as condições de vinculação de edifícios em concreto armado vem sendo utilizada há muito tempo pelos engenheiros de estruturas. Tal fato se deve, principalmente, à grande dificuldade que se tinha no passado em analisar manualmente edifícios sobre apoios flexíveis. Porém, com a chegada dos microcomputadores e com o desenvolvimento de diversos programas computacionais, já se pode usufruir de análises mais realistas, que levam em consideração a deformabilidade do solo adjacente às fundações. No entanto, observa-se que os engenheiros estruturais continuam utilizando o mesmo modelo simplificado do passado, provavelmente pela falta de informações ou talvez pela falta de maior interação com os engenheiros de fundações. Neste contexto, o presente trabalho tem por objetivo apresentar recomendações práticas para a aplicação da interação solo-estrutura. Adicionalmente, demonstra-se que a hipótese de apoios totalmente rígidos pode levar a importantes distorções nos esforços obtidos para os pilares de edifícios em concreto armado pelos exemplos práticos.

**Palavras-chave:** interação solo-estrutura, análise estrutural, fundações rasas, projeto estrutural.

**ABSTRACT. Soil-structure interaction for buildings bearing on shallow foundations.** The assumption of perfect supports (fixed or pinned foundations) for the boundary conditions of reinforced concrete buildings has been used for many years by structural engineers. This fact is mainly attributed to the great difficulties faced in the past, when designers needed to calculate buildings by using manual methods. Nowadays, realistic analysis that takes into account the deformability of the adjacent soil foundation is possible, based on the development of powerful computers and computational software packages. However, many structural engineers still use the same simplified boundary conditions widely used in the past. The main explanation for this problem may be the lack of information and models available in the literature, as well as the lack of interaction between structural engineers and foundation engineers. In this context, the present paper aims to present practical recommendations for applying the soil-structure interaction. Additionally, based on some practical examples, this paper shows that the rigid support hypothesis may lead reinforced concrete columns to significant force distortions.

**Key words:** soil-structure interaction, structural analysis, shallow foundations, structural design.

## Introdução

Há várias décadas, os edifícios são calculados considerando a hipótese simplificada de que as fundações estão apoiadas sobre vínculos indeslocáveis, tais como rótulas ou engastes. Apesar de simplista, essa hipótese possibilitou importantes avanços, principalmente em uma época prévia à chegada dos microcomputadores.

No passado, se a deformabilidade do solo fosse levada em conta para o dimensionamento dos elementos estruturais de uma edificação, seria observado um volume gigantesco de cálculos, impossíveis de serem conduzidos manualmente. Dessa maneira, o engenheiro era obrigado a se contentar com uma análise limitada e, acima de

tudo, precisava confiar no seu bom senso e na sua experiência para acreditar que a estrutura projetada responderia tal qual as suas hipóteses.

Com a popularização e o desenvolvimento dos microcomputadores, esse panorama poderia ter mudado significativamente. No entanto, mesmo com a disseminação do cálculo de estruturas por meio de métodos numéricos, ainda pode-se observar que muitos engenheiros procuram seguir a hipótese simplista de solo rígido (indeslocável).

A hipótese de vínculos indeslocáveis pode conduzir a caminhos totalmente distantes da realidade física. A afirmativa anterior fica muito clara ao se pensar, por exemplo, que duas estruturas idênticas, submetidas às mesmas ações externas, apresentam os mesmos

esforços solicitantes independentemente do maciço de solo sobre o qual estão assentadas.

A condução de uma análise mais ajustada à realidade física, considerando a deformabilidade do solo, tem sido efetuada apenas em escritórios de alto nível e, mesmo nestes casos, as investigações são feitas apenas para os casos julgados especiais. Este tipo de análise recebe o nome de Interação Solo-Estrutura (ISE) e deveria ser realizada mediante a parceria dos engenheiros de estruturas com os engenheiros de fundações.

Diversas pesquisas têm demonstrado que a adoção de apoios elásticos (hipótese de solo deformável) por meio da ISE conduz a esforços totalmente diferentes daqueles calculados considerando a fundação assentada sobre apoios fixos (hipótese de solo rígido). Entre os diversos trabalhos conduzidos nesse sentido, citam-se aqueles publicados por Chamecki (1956; 1958; 1969), Gusmão (1990; 1994), Moura (1995), Holanda Júnior *et al.* (2000), Fonte e Fonte (2003) e Reis e Aoki (2005).

Gusmão Filho (1995), ao monitorar recalques de edifícios sobre fundações rasas na cidade de Recife, encontrou diferenças em torno 30% no esforço normal dos pilares periféricos. Reis (2000), ao analisar três edifícios de 12 pavimentos na cidade de Santos, Estado de São Paulo, simulou a distribuição dos esforços nos elementos estruturais ao longo do tempo e concluiu que essa diferença variava de 25% nos andares inferiores a 15% nos andares superiores.

Holanda Júnior *et al.* (1999), por meio da aplicação de ações verticais a dois edifícios sobre fundação rasa, concluíram que os pilares com maiores recalques tendem a ceder parte de suas cargas para os pilares vizinhos com os menores recalques. Apesar disso, as reações de apoio não sofreram mudanças significativas, observando-se uma diferença máxima de 7,5%. Em contrapartida, foram observadas mudanças significativas nos momentos fletores dos pilares, notando-se, inclusive, inversão de sinal.

Antunes e Iwamoto (2000), por meio da análise de um edifício de 15 pavimentos sobre fundação profunda, solicitado por carregamento vertical e horizontal (vento), concluíram que os recalques são menores quando se considera a ISE, bem como observaram ampliações e reduções nos momentos fletores dos pilares do edifício.

Infelizmente, na maioria das vezes, observa-se que os resultados obtidos ao utilizar a ISE são apresentados de uma maneira muito direta, isto é, sem uma abordagem suficientemente clara e orientativa. Neste contexto, o presente trabalho tem por objetivo apresentar uma fundamentação teórica mais coesa, que possibilite desde a definição dos parâmetros mais relevantes até a aplicação efetiva da ISE.

## Avaliação da deformabilidade dos solos

De acordo com Scarlat (1993), do ponto de vista teórico, o método mais preciso para se considerar a deformabilidade do solo é por meio de uma análise interativa tridimensional, na qual o solo e a estrutura são idealizados como um sistema único. Neste tipo de análise, o solo é considerado até os limites em que os efeitos de tensão possam ser desprezados e, neste caso, a existência de apoios para os limites não teriam efeito algum sobre a resposta da ISE.

Infelizmente, esse tipo de análise é muito sofisticado e requer métodos numéricos, como, por exemplo, o Método dos Elementos Finitos. Dessa maneira, este processo está ao alcance de poucos profissionais, e normalmente são necessários grande experiência anterior e conhecimento aprofundado a respeito de modelos constitutivos. Por esse motivo, tal alternativa tem sido empregada apenas no meio científico e eventualmente no meio prático, quando a importância do problema justifica esse tipo de análise.

Scarlat (1993) relata que uma maneira mais simplificada de quantificar o efeito da deformabilidade dos solos, embora menos precisa que a análise interativa, considerando o meio contínuo tridimensional, consiste em considerar uma série de molas discretas sob a base da fundação. Estas molas são representadas pelo coeficiente de apoio elástico  $K_s$  ( $\text{kN m}^{-1}$ ), que é diretamente proporcional ao módulo de reação  $k_i$  ( $\text{kN m}^{-3}$ ) e inversamente proporcional à área carregada, conforme ilustra a Equação (1). Assim como Scarlat (1993), Shukla (1984) também apresenta abordagem simplificada para a determinação do módulo de reação.

$$k_i = K_s/A_f \quad (1)$$

Esse procedimento simplificado é baseado na Hipótese de Winkler e negligencia a interação das molas adjacentes, e os erros tendem a crescer para o caso de solos pouco rígidos. Para o caso de deformação vertical, a Hipótese de Winkler é dada pela Equação (2):

$$\sigma(x, y) = k_s^v \cdot w(x, y) \quad (2)$$

em que:

$\sigma(x, y)$  é a tensão de contato média na base da fundação;

$w(x, y)$  é o deslocamento vertical (recalque);

$k_s^v$  é o módulo de reação vertical, sendo este valor definido em função do tipo de solo que

compõe o maciço de fundação.

Se for assumido que a base da fundação permanece rígida após a deformação elástica do solo, pode-se admitir de maneira aproximada uma variação linear das tensões. Consequentemente, o conjunto de molas pode ser substituído por três molas globais no centro da fundação, com as seguintes características:

$$K_v \text{ (kN m}^{-1}\text{)} : \text{coeficiente de mola para os deslocamentos verticais (w)} \quad (3)$$

$$K_h \text{ (kN m}^{-1}\text{)} : \text{coeficiente de mola para os deslocamentos horizontais (u, v)} \quad (4)$$

$$K_\theta \text{ (kN m rad}^{-1}\text{)} : \text{coeficiente de mola para as rotações } (\varphi, \omega) \quad (5)$$

Os coeficientes de apoio elástico (mola) apresentados anteriormente permitem calcular os deslocamentos a partir da Hipótese de Winkler, conforme ilustram as equações (6) a (8):

$$w = N/K_v = F/k_s^v \cdot A_f \quad (6)$$

$$v = H/K_h = H/k_s^h \cdot A_f \quad (7)$$

$$\varphi = M/K_\theta = M/k_s^\theta \cdot I_f \quad (8)$$

Normalmente, costuma-se assumir  $k_s = k_s^v = k_s^h = k_s^\theta$ , entretanto, vários ensaios têm demonstrado que tais valores são normalmente diferentes. Isso ocorre uma vez que o módulo de reação  $k_s$  não é uma constante do solo e depende de uma série de fatores, tais como: forma e dimensões da fundação, tipo de construção e flutuações de carregamento. Em geral, o coeficiente  $k_s$  pode ser determinado de três maneiras: ensaios de placa, tabelas de valores típicos e por meio de correlações com o módulo de elasticidade, conforme será visto a seguir.

**Determinação do módulo de reação vertical por meio de ensaios de placa**

Os ensaios de placa são ensaios de campo realizados sobre o próprio terreno de fundação, e o módulo de reação vertical é definido conforme a Equação (2), mediante ciclos de carga e descarga. O ensaio de placa é de grande utilidade para a obtenção das características de resistência e de deformabilidade de solos, conforme atesta o trabalho de Dalla Rosa e Thomé (2004).

Segundo Velloso e Lopes (2004), o módulo de reação vertical definido com ensaios de placa necessita ser corrigido em função da dimensão e da forma da fundação real, conforme ilustram as equações (9) e (10). Essa correção é necessária uma vez que o módulo de reação vertical não é uma propriedade do maciço de solos, e sim da rigidez relativa entre a estrutura e o solo.

$$(k_s^v)_{Fundação} = (k_s^v)_{Placa} \left( \frac{B_{Fundação} + B_{Placa}}{2B_{Fundação}} \right)^2 \quad (9)$$

para solos arenosos

$$(k_s^v)_{Fundação} = (k_s^v)_{Placa} \frac{A_{Placa}}{A_{Fundação}} \quad (10)$$

para solos argilosos rijos a muito rijos

**Determinação do módulo de reação vertical por meio de tabelas com valores típicos**

Os valores do módulo de reação vertical podem ser encontradas em Terzaghi (1955), a partir de ensaios de placa quadrada com 30 cm de lado, conforme ilustra a Tabela 1.

**Tabela 1.** Valores de  $k_s^v$  (kN. m<sup>-3</sup>) de acordo com Terzaghi (1955).

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
$q_u$ (MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	> 0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	> 64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofas	Mediamente Compacta	Compacta
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

$q_u$  corresponde à resistência à compressão não-drenada. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, de tal modo que necessitam de correção em função da forma e da dimensão da sapata.

Na falta de ensaios apropriados, Moraes (1976) recomenda utilizar os valores da Tabela 2 para a adoção dos valores do módulo de reação vertical.

**Tabela 2.** Valores de  $k_s^v$  (kN m<sup>-3</sup>) de acordo com Moraes (1976).

Tipo de Solo	$k_s^v$ (kN m <sup>-3</sup> )
Turfã leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfã pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

### Determinação do módulo de reação vertical por meio de correlações com as propriedades elásticas do maciço de solos

De acordo com Scarlat (1993), pelas calibrações efetuadas com a aplicação de análises elásticas de vários solos, tem-se demonstrado que valores de  $k_s$  entre 20.000 e 30.000 kN m<sup>-3</sup> correspondem a módulos de elasticidade entre 40.000 a 60.000 kN m<sup>-2</sup> e que valores de  $k_s$  entre 80.000 a 100.000 kN m<sup>-3</sup> correspondem a valores de  $E_s$  de, aproximadamente, 200.000 kN m<sup>-2</sup>.

Uma maneira mais direta de se avaliar o coeficiente de reação vertical é correlacionando-o diretamente com as propriedades elásticas do maciço de solo, levando-se em conta uma série de fatores, tais como forma, dimensões e rigidez do elemento de fundação. A Equação (11), proposta por Perloff (1975), representa essa alternativa:

$$k_s^v = \frac{E_s}{1-\nu^2} \cdot \frac{1}{I_w} \cdot \frac{1}{B} \quad (11)$$

em que:

$B$  = menor dimensão da base da sapata;

$\nu$  = coeficiente de Poisson;

$I_w$  = fator de influência, que depende da forma e da rigidez da sapata, conforme ilustra a Figura 1;

$E_s$  = módulo de Elasticidade do solo.

Forma	Fundação Flexível			Rígida
	Centro	Vértice	Valor Médio	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,88
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Retangular	Valores de $I_w$			
L/B = 1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
L/B = 2	1,53	0,77	1,30	1,20
L/B = 5	2,10	1,05	1,83	1,70
L/B = 10	2,54	1,27	2,25	2,10
L/B = 100	4,01	2,00	3,69	3,40

$h \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow$  Sapata Rígida  
 $h \leq \frac{B-b}{4} \rightarrow$  Sapata Flexível

Figura 1. Fator de Influência  $I_w$  para sapatas rígidas e flexíveis.

A variabilidade do módulo de elasticidade dos solos é muito grande e recomenda-se que esta propriedade seja determinada por ensaios triaxiais, ensaios de penetração estática (CPT) ou ensaios de penetração dinâmica (SPT).

O ensaio de CPT (ABNT, 1991) corresponde à cravação estática de uma ponteira de 36 mm de diâmetro com uma velocidade de 20 mm min.<sup>-1</sup> para

se obter resistência de ponta ( $q_c$ ) e de atrito lateral local ( $f_s$ ) do solo ensaiado. Teixeira e Godoy (1996) propõem a utilização desse ensaio para a determinação do módulo de elasticidade, por meio das equações (12) a (14):

$$E_s = 3 \cdot q_c, \text{ para o caso de solos arenosos} \quad (12)$$

$$E_s = 5 \cdot q_c, \text{ para o caso de solos siltosos} \quad (13)$$

$$E_s = 7 \cdot q_c \text{ para o caso de solos argilosos} \quad (14)$$

Na falta dos ensaios de CPT, pode-se utilizar o ensaio de SPT (ABNT, 2001), segundo a Equação (15), e os valores de  $K_{SPT}$  definidos conforme a Tabela 3. O ensaio de SPT corresponde ao número de golpes necessários ( $N_{SPT}$ ) para a penetração de 300 mm do amostrador-padrão Raymond (50 mm de diâmetro externo e 35 mm de diâmetro interno) no solo, após a cravação inicial de 150 mm obtido pela queda livre de um martelo de 650 N a uma altura de 75 cm.

$$q_c = K_{SPT} \cdot N_{SPT} \quad (15)$$

Tabela 3. Valores de  $K$  de acordo com Teixeira e Godoy (1996).

Tipo de Solo	$K_{SPT}$ (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Para efeito de simulação, o coeficiente de Poisson pode ser adotado igual a 0,3, uma vez que a sua variação causa pouca diferença na obtenção dos resultados finais. De maneira geral, observa-se que esse coeficiente tem variado de 0,30 a 0,35 para siltes, de 0,10 a 0,50 para argilas e de 0,15 a 0,40 para areias.

### Determinação direta do módulo de reação vertical a partir de recalques calculados para a fundação real

A técnica de determinação de  $k_s^v$  levando-se em conta a ISE consiste em calcular as reações de apoio da estrutura considerando os apoios rígidos. A partir das reações calculadas, são determinados os recalques de todos os pilares. A partir da Equação (2), pode-se obter uma primeira aproximação para o módulo de reação vertical da base de cada pilar, de maneira a simular a situação de solo elástico.

Em seguida, calcula-se a estrutura sobre apoios elásticos, obtendo-se uma nova configuração das reações de apoio, que, por sua vez, resultam em uma nova configuração para os recalques. Utilizando novamente a Equação (2), calcula-se a segunda aproximação para o módulo de reação vertical. Esse processo iterativo é repetido até que haja convergência de deslocamentos (recalques) ou forças (reações de apoio).

### Cálculo de recalques em fundações rasas

Os recalques de fundações são, normalmente, classificados em recalque imediato, recalque por adensamento primário e recalque por adensamento secundário, conforme ilustra a Equação (16).

$$w = w_i + w_a + w_s \quad (16)$$

em que:

$w_i$  é o recalque imediato e ocorre simultaneamente à aplicação da carga, com deformações a volume constante (sem alteração do índice de vazios, apenas mudança de forma), sendo predominante nos solos não-coesivos;

$w_a$  é o recalque por adensamento primário, resultante da expulsão gradual de água dos vazios do solo. Essa expulsão se dá lentamente com o decorrer do tempo, sendo particularmente importante no caso dos solos argilosos;

$w_s$  é o recalque por adensamento secundário e corresponde à variação de volume ocorrida, após a dissipação total das pressões neutras. Fisicamente, esses recalques representam os deslocamentos pela fluência ou deformação lenta do solo.

Nos casos mais comuns, a principal parcela de recalque é o recalque imediato, de modo que os recalques por adensamento primário e secundário são geralmente negligenciados. Tanto o adensamento primário quanto o adensamento secundário são fenômenos que se desenvolvem ao longo do tempo, sendo significativos em solos de alta compressibilidade (argila mole).

Os recalques imediatos, geralmente, são previstos a partir de métodos teóricos (Teoria da Elasticidade) ou empíricos. Os métodos teóricos ou baseados na Teoria da Elasticidade consistem em fórmulas deduzidas a partir da teoria dos potenciais ou a partir de soluções fundamentais, tal como aquela apresentada por Mindlin (1936).

A Equação (17) foi desenvolvida por Perloff (1975) com base na Teoria da Elasticidade e fornece os recalques imediatos para os casos de meio

contínuo, elástico, homogêneo, isotrópico e semi-infinito. As variáveis apresentam as mesmas características anteriormente definidas para a Equação (11).

$$w_i = \sigma \cdot B \cdot \left( \frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_w \quad (17)$$

### Efeitos dos recalques em fundações superficiais

De acordo com Caputo (1985), os recalques de uma fundação não são uniformes, pois há pontos que recalcam mais do que outros. Surgem, assim, os chamados recalques diferenciais, que tendem a ser mais importantes que os recalques absolutos. De maneira simplificada, pode-se entender por recalque diferencial a diferença entre os recalques absolutos de dois apoios.

Segundo Velloso e Lopes (2004), os danos provocados por recalques de fundações em edifícios vão desde danos estéticos até danos estruturais que prejudicam sua utilização. Quando uma fundação apresenta recalques uniformes, isto é, recalque absoluto da construção como um todo, observa-se que não são introduzidos novos esforços na estrutura, há apenas o comprometimento das ligações de água e esgoto, escadas e rampas.

Por outro lado, quando ocorrem recalques não-uniformes, isto é, recalques diferenciais para a construção como um todo, observa-se o aparecimento de esforços adicionais na estrutura, por vezes comprometedores à sua própria estabilidade. Tais recalques, quando inadmissíveis, evidenciam-se pelo desnivelamento de pisos, fissuras nas alvenarias e desaprumos da construção.

O acompanhamento de obras, em serviço, mostra que a relação entre os recalques diferenciais e os danos apresentados não pode ser prevista por meio de modelos teóricos analíticos ou computacionais, uma vez que o comportamento de um edifício depende de uma série de fatores que dificultam ou impossibilitam a avaliação completa do fenômeno. Dentre estes fatores, podem-se destacar a sequência de carregamento, a variabilidade das propriedades mecânicas dos materiais, o efeito de grupo e principalmente a redistribuição de cargas.

Skempton e MacDonald (1956) indicaram que as fissuras em painéis de alvenaria de edifícios porticados ocorrem para distorções angulares da ordem de 1/300 e que os danos estruturais, neste mesmo tipo de estrutura, ocorrem para distorções angulares da ordem de 1/150. A distorção angular é definida como a relação entre o recalque diferencial e o comprimento do vão entre dois pilares vizinhos.

De acordo com Moraes (1976), os recalques diferenciais máximos não-prejudiciais à estabilidade da superestrutura de edifícios residenciais e comerciais estão compreendidos para distorções angulares entre 1/400 a 1/250. Um levantamento mais completo dos danos causados por recalques diferenciais foi feito Bjerrum (1963) e complementado posteriormente por Vargas e Silva (1973), após a observação de edifícios altos nas cidades de São Paulo e Santos, Estado de São Paulo, conforme ilustra a Figura 2.

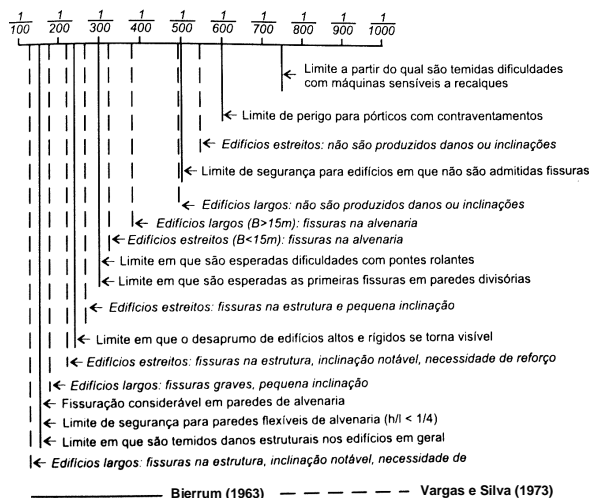


Figura 2. Distorções limites associadas aos danos em edificações (Velloso e Lopes, 2004).

Na realidade, deve-se observar que já foram noticiados recalques diferenciais superiores aos valores apresentados anteriormente, porém, quando fortemente hiperestáticas, as estruturas nada sofreram. A experiência tem demonstrado que pequenos recalques, em estruturas fortemente hiperestáticas sobre fundação direta, normalmente não apresentam problemas prejudiciais quanto à estabilidade, desde que o solo apresente uma taxa admissível de pelo menos 0,15 MPa (para valores de pressão admissível, recomenda-se consulta à NBR6122: 1996 (ABNT, 1996)).

Um critério sistemático que permite abandonar o tratamento simplista consiste em fazer uma análise da estrutura considerando o recalque como sendo uma ação externa que incide na estrutura e dimensioná-la também para tal ação. No entanto, apesar de o posicionamento parecer ideal, a aplicação prática de tal metodologia não é tarefa simples, mesmo em estruturas simétricas com carregamentos simples.

**Material e métodos**

Apresentam-se, neste item, duas metodologias

simples para a aplicação da interação solo-estrutura. Para tanto, a demonstração de aplicação dos processos será feita a partir do pórtico plano carregado ilustrado na Figura 3.

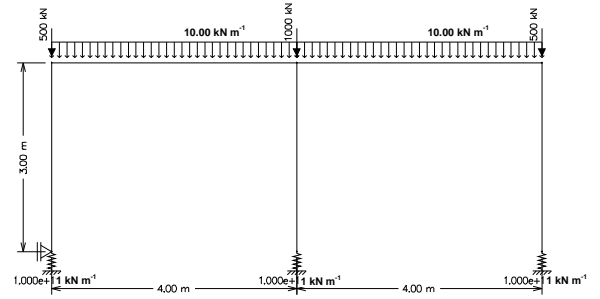


Figura 3. Pórtico plano carregado para aplicação da ISE.

Admite-se que o pórtico apresentado na Figura 3 possui vigas e pilares com seções transversais de 15 x 30 cm. Adicionalmente, os pilares encontram-se apoiados sobre sapatas idênticas com dimensões de 60 x 60 cm, que, por sua vez, estão sobre um solo com  $E_s = 50.000 \text{ kPa}$  e coeficiente de Poisson igual a 0,3.

A primeira técnica para se levar em conta a interação solo-estrutura (ISE) consiste em calcular as reações de apoio da estrutura considerando os apoios rígidos. Em seguida, a partir das reações calculadas, são determinados os recalques de todos os pilares, mediante a aplicação da Equação (17). A partir da Equação (6), pode-se, então, obter o coeficiente de mola adequado para a base de cada pilar, de maneira a simular a situação de solo elástico.

Em uma nova análise de esforços, os apoios rígidos são substituídos por coeficientes de molas, de maneira que são obtidos novas reações de apoios, novos recalques e novos coeficientes de molas. O processo é iterativo e terminará quando os coeficientes de mola ou as reações de apoio convergirem para um mesmo valor. A Tabela 4 apresenta a aplicação do processo para a estrutura apresentada na Figura 3.

Tabela 4. ISE com controle dos coeficientes de mola.

Pilar	Apoio Rígido		Apoio Flexível			
	$K_s (\text{kN m}^{-3})$	$R_s (\text{kN})$	Iteração 1		Iteração 2	
	$K_s (\text{kN m}^{-3})$	$R_s (\text{kN})$	$K_s (\text{kN m}^{-3})$	$R_s (\text{kN})$	$K_s (\text{kN m}^{-3})$	$R_s (\text{kN})$
P1	$\infty$	-516	40203,70	-521	40203,70	-521
P2	$\infty$	-1049	40203,70	-1039	40203,70	-1039
P3	$\infty$	-516	40203,70	-521	40203,70	-521

A segunda maneira de se levar em conta a interação solo-estrutura (ISE) consiste em aplicar processo muito semelhante à técnica anterior, com a diferença de que a obtenção das reações de apoio é feita a partir de modelos numéricos que levam em consideração apoios rígidos submetidos a recalques.

Inicialmente, são calculadas as reações de apoio da estrutura com apoios rígidos e, a partir desses valores, aplica-se a Equação (17) para o cálculo dos recalques dos pilares. Um novo modelo numérico é montado, submetendo os apoios rígidos aos recalques calculados anteriormente, de maneira a se obter novas reações de apoio e novos recalques. O processo também é iterativo e chega ao final quando os recalques ou as reações de apoio convergem para um mesmo valor. A Tabela 5 apresenta a aplicação dessa técnica ao exemplo da Figura 3.

**Tabela 5.** ISE com controle dos recalques.

Pilar	Apoio Rígido		Apoio Flexível			
	$w_i$ (mm)	$R_i$ (kN)	Iteração 1		Iteração 2	
			$w_i$ (mm)	$R_i$ (kN)	$w_i$ (mm)	$R_i$ (kN)
P1	0,00	-516	-12,83	-521	-12,96	-521
P2	0,00	-1049	-26,89	-1038	-25,82	-1039
P3	0,00	-516	-12,83	-521	-12,96	-521

Para o exemplo proposto, observa-se que a interação solo-estrutura convergiu após duas interações, tanto no caso de controle dos coeficientes de mola quanto no caso de controle de recalques. No entanto, observa-se que para casos mais complexos a convergência com controle, a partir de coeficientes de mola, tende a convergir mais rapidamente.

Deve-se observar que as técnicas aqui apresentadas não são novas e, de acordo com Moraes (1976), Chamecky, ainda em 1954, já indicava que as estruturas deveriam ter os seus esforços calculados levando em consideração os recalques atuantes e serem dimensionadas para tal. No entanto, para aquela época, não se dispunha de programas computacionais de fácil utilização, como hoje em dia.

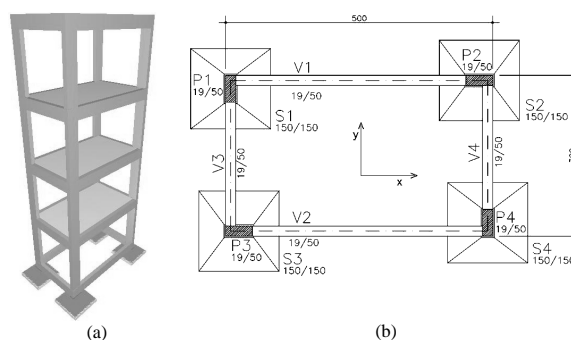
**Descrição do edifício modelo analisado com ISE**

Para a aplicação da interação solo-estrutura de maneira mais aprofundada, tomou-se como exemplo o edifício em concreto armado apresentado na Figura 4, que é constituído de quatro pavimentos, cujas lajes apresentam 10 cm de espessura e pé-direito estrutural de 3,0 m. Esse edifício foi analisado, utilizando as recomendações da NBR6118: 2003 (ABNT, 2003), pelo Sistema CAD/TQS (2005), versão 11.5 - Versão Universitária.

Na análise do edifício-modelo, foi considerado um modelo integrado e flexibilizado de pórtico espacial com as lajes do pavimento tipo modeladas por meio de um modelo de grelha plana. Também

foi considerada a utilização de concreto C25 e aço CA-50A para todos elementos estruturais.

Adicionalmente, foi considerada a ação de vento, conforme a NBR6123: 1987 (ABNT, 1987), com velocidade básica de 45 m.s<sup>-1</sup>, fator de terreno S1 = 1,0, categoria de rugosidade III, classe de edificação tipo A e fator estatístico S3 = 1,0. Para o coeficiente de arrasto, considerou-se o valor de 1,1 nas direções 0 e 180° (perpendicular à menor direção do edifício modelo) e de 1,35 para as direções 90 e 270° (perpendicular à maior direção do edifício-modelo).



**Figura 4.** (a) Modelo tridimensional do edifício investigado e (b) planta de formas.

Para a análise da interação solo-estrutura, foram considerados três casos em relação às condições de contorno do edifício-modelo. O Caso 1 considera o edifício apoiado sobre base rígida, isto é, o modelo clássico sobre apoios rotulados. Os Casos 2 e 3 procuram variar a rigidez do solo sob a base das sapatas, conforme ilustra a Tabela 6, de maneira a levar em conta a flexibilidade do solo.

**Tabela 6.** Rigidez especificada para os pilares.

Apoios	Caso 1	Caso 2	Caso 3
P1	Rigidez Infinita	Rigidez Média	Rigidez Média
P2	Rigidez Infinita	Rigidez Média	Rigidez Baixa
P3	Rigidez Infinita	Rigidez Média	Rigidez Baixa
P4	Rigidez Infinita	Rigidez Baixa	Rigidez Baixa

Para o solo de rigidez média, considerou-se  $E_s = 50.000$  kPa e coeficiente de Poisson de 0,2, enquanto que, para o solo de baixa rigidez, considerou-se  $E_s = 5.000$  kPa e coeficiente de Poisson de 0,25. Para o cálculo dos recalques e dos coeficientes de mola a serem utilizados na ISE, utilizou-se a Equação (17).

Adicionalmente, foram consideradas as diversas combinações de carregamentos para Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS), com base nas recomendações da NBR6118: 2003

(ABNT, 2003), bem como se garantiu por meio do lançamento estrutural a estabilidade global da estrutura pelos parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ .

## Resultados e discussão

### Resultados e discussão utilizando ISE para ELU

A Tabela 7 apresenta as forças normais máximas e mínimas de cálculo atuantes nos pilares para os casos investigados. Deve-se observar que os resultados foram obtidos mediante a aplicação da técnica apresentada anteriormente, mais especificamente por meio da aplicação da ISE com controle dos coeficientes de mola.

**Tabela 7.** Forças normais (kN) de cálculo máximas e mínimas nos pilares.

Pilar	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
P1	-210	-490	-50	-420	-250	-650
P2	-280	-570	-440	-650	-170	-450
P3	-270	-570	-340	-760	-120	-540
P4	-200	-480	-130	-320	-330	-590

A Tabela 8 procura sistematizar o processo de investigação dos efeitos verificados, mediante a adoção de valores médios para as forças normais atuantes nos pilares, tendo em vista a grande variedade de resultados. Nota-se que a Tabela 8 procura comparar as variações percentuais de força normal do caso de referência (Caso 1) com os casos restantes (Casos 2 e 3).

**Tabela 8.** Diferenças percentuais para força normal com ISE.

Pilar	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Diferença %	
	$P_{médio}$ (kN)	$P_{médio}$ (kN)	$P_{médio}$ (kN)	Caso 1/2	Caso 1/3
P1	-350	-235	-450	-33	+29
P2	-425	-545	-310	+28	-27
P3	-420	-550	-330	+31	-21
P4	-340	-225	-460	-34	+35
			Média	31	28

Comparando as forças normais médias de cálculo atuantes nos pilares do Caso 1 (solo rígido) com aquelas obtidas do Caso 2 (P4 sobre solo de rigidez baixa e demais pilares sobre solo de rigidez média), observa-se uma diferença média de 31%, o que indica que a ISE pode ser importante para casos em que os pilares possuem cargas elevadas.

Para o Caso 1, verifica-se que os pilares P2 e P3 tendem a absorver a maior parcela do carregamento vertical. Porém, quando aplicada a ISE, observa-se que os pilares P2 e P3 tenderão a absorver ainda mais forças normais, aliviando em cerca de 33% os

pilares P1 e P4.

Comparando o Caso 1 (solo com rigidez infinita) com o Caso 3 (P1 sobre solo de rigidez média e demais pilares sobre solo de baixa rigidez), percebe-se uma diferença média de 28%. No entanto, diferentemente do caso anterior, observa-se que os pilares P1 e P4 tenderão a absorver a maior parcela do carregamento vertical.

A Tabela 9 procura apresentar os momentos máximos e mínimos dos pilares, em valores de cálculo, segundo a direção x. Deve-se notar que os valores são apresentados em módulo, uma vez que a simetria imposta para a armadura elimina a necessidade de consideração dos sinais.

**Tabela 9.** Momentos fletores (kN m) de cálculo máximos e mínimos na direção x.

Pilar	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
P1	560	1530	440	1470	810	2270
P2	710	2000	910	2250	550	1580
P3	700	1990	820	2390	570	1870
P4	420	1690	280	1110	870	2070

A Tabela 10 procura sistematizar o processo de investigação dos efeitos, mediante a adoção de valores médios para os momentos fletores. Esta tabela procura comparar as variações percentuais de momento fletor (direção x) do caso de referência (Caso 1) com os casos restantes (Casos 2 e 3).

**Tabela 10.** Diferenças percentuais para momentos (direção x) considerando ISE.

Pilar	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Diferença %	
	$M_{x,médio}$ (kN m <sup>1</sup> )	$M_{x,médio}$ (kN m <sup>1</sup> )	$M_{x,médio}$ (kN m <sup>1</sup> )	Caso 1/2	Caso 1/3
P1	1045	955	1540	-9	+47
P2	1355	1580	1065	+17	-21
P3	1345	1605	1220	+19	-9
P4	1055	695	1470	-34	+39
			Média	20	29

Observa-se, pela Tabela 10, que o comportamento dos momentos fletores da direção x seguiu o comportamento verificado anteriormente para o caso das forças normais. Para o Caso 1, os pilares P2 e P3 tendem a absorver os maiores momentos, que ainda sofrem um acréscimo médio de 18% quando estabelecidas as condições de rigidez do Caso 2.

Por outro lado, quando comparado o Caso 3 com o Caso 1, observa-se que os pilares P1 e P4 passam a absorver os maiores momentos fletores. Finalmente, pode-se dizer que, para o caso dos momentos fletores da direção x, a ISE levou a diferenças médias



de 20 e 29% em relação ao caso de referência (Caso 1). A Tabela 11 apresenta os momentos máximos e mínimos dos pilares, em valores de cálculo, para a direção y.

**Tabela 11.** Momentos fletores (kN m) de cálculo máximos e mínimos na direção y.

Pilar	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
P1	920	6810	880	9720	1200	8350
P2	1020	4700	1480	7720	500	3910
P3	1020	4210	1200	6730	610	4140
P4	900	6800	780	7360	1190	8250

Pela Tabela 12, que compara as variações percentuais de momento fletor (direção y) do caso de referência (Caso 1) com os casos restantes (Casos 2 e 3), comprova-se certa diferença em relação à tendência verificada anteriormente.

**Tabela 12.** Diferenças percentuais para momentos (direção y) considerando ISE.

Pilar	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Diferença %	
	$M_{y,médio}$ (kN m <sup>3</sup> )	$M_{y,médio}$ (kN m <sup>3</sup> )	$M_{y,médio}$ (kN m <sup>3</sup> )	Caso 1/2	Caso 1/3
P1	3865	5300	4775	+ 37	+ 24
P2	2860	4600	2205	+ 61	- 23
P3	2615	3965	2375	+ 52	- 9
P4	3850	4070	4720	+ 6	+ 23
			Média	39	20

Observa-se que, no caso de referência (Caso 1), os momentos na direção y são maiores para os pilares P1 e P4, que anteriormente apresentaram os menores valores de momento na direção x e de força normal. Quando se avalia o Caso 2, observam-se aumentos percentuais consideráveis nos momentos dos pilares, fazendo com que os pilares P1 e P2 sejam mais solicitados.

A avaliação do Caso 3 indica que os pilares P1 e P4 absorverão os maiores momentos, e os pilares P2 e P3 serão aliviados em relação a este esforço. Finalmente, pode-se dizer que, para o caso dos momentos fletores da direção y, a ISE levou a diferenças médias de 39 e 20% em relação ao caso de referência (Caso 1).

As Tabelas 13, 14 e 15 apresentam as ações, os recalques e os coeficientes de mola finais atuantes na fundação após a convergência da ISE, para os Casos 1, 2 e 3, respectivamente.

**Tabela 13.** Ações finais de cálculo na fundação para o Caso 1.

Sapata	$R_x$ (kN)	$R_y$ (kN)	$R_z$ (kN)
S1	1,90	-17,50	24,00
S2	22,40	0,00	18,80
S3	22,40	0,00	12,00
S4	17,40	-1,90	24,30

**Tabela 14.** Ações finais de cálculo e recalques na fundação para o Caso 2.

Sapata	$R_x$ (kN)	$R_y$ (kN)	$R_z$ (kN)	$w_i$ (mm)	$K_i$ (kN m <sup>-1</sup> )
S1	12,10	-9,70	20,70	-32,50	-300,10
S2	30,70	0,00	20,80	-6,90	-461,10
S3	0,00	-28,80	10,00	-23,90	-532,00
S4	7,30	-9,70	27,60	-15,80	-222,70

**Tabela 15.** Ações finais de cálculo e recalques na fundação para o Caso 3.

Sapata	$R_x$ (kN)	$R_y$ (kN)	$R_z$ (kN)	$w_i$ (mm)	$K_i$ (kN m <sup>-1</sup> )
S1	0,00	-26,40	30,60	-20,50	-450,60
S2	16,20	-4,20	14,70	-14,30	-310,10
S3	3,10	-15,10	16,10	-16,50	-350,20
S4	25,00	0,00	17,70	-27,70	-404,00

**Resultados e discussão utilizando ISE para ELS**

Da mesma maneira que a ISE foi aplicada para ELU, procurou-se também aplicá-la para os carregamentos de ELS, de maneira a fazer um julgamento da estrutura quanto aos limites práticos de recalques diferenciais recomendados no item 4 do presente trabalho. A Tabela 16 apresenta a comparação do Caso 1 (apoios rígidos, caso de referência) com o Caso 2 (P4 em solo de baixa rigidez e pilares restantes em solo de rigidez média).

Conforme se observa pela Tabela 16, o recalque diferencial do pilar P2 em relação ao pilar P4 não seria tolerável. Na prática, o problema poderia ser resolvido de maneira muito simples, aumentando-se a área da sapata sob o pilar P4, de maneira a reduzir o recalque sob este pilar. A Tabela 17 apresenta a comparação do Caso 1 (apoios rígidos, caso de referência) com o Caso 3 (pilar P1 sobre solo de rigidez média e demais pilares em solo de baixa rigidez).

**Tabela 16.** Avaliação prática dos recalques diferenciais para ELS (Caso 1/ Caso 2).

Sapatas	Recalques Absolutos (mm)		Recalque Diferencial (mm)	Vão (mm)	Limite Tolerável para $w_{diferencial}$		Avaliação da Situação
	$w_i$	$w_j$	$w_{diferencial}$		L/400	L/250	
S1-S2	2,02	4,38	2,36	5000	12,50	20,00	Tolerável
S1-S3	2,02	4,63	2,61	3000	7,50	12,00	Tolerável
S3-S4	4,63	16,62	11,99	5000	12,50	20,00	Tolerável
S4-S2	16,62	4,38	12,24	3000	7,50	12,00	Não-tolerável
S1-S4	2,02	16,62	14,60	5830	14,58	23,32	Tolerável
S3-S2	4,63	4,38	0,25	5830	14,58	23,32	Tolerável

Conforme se observa pela Tabela 17, a situação de diversos pilares sobre solos de baixa rigidez é bastante crítica, de maneira que o recalque diferencial existente entre diversos pilares não seria tolerável em relação às recomendações práticas. Caso o engenheiro de estruturas não tenha acesso à ISE ou não saiba avaliar a importância dos recalques fornecidos pelo engenheiro de fundações, de

maneira a reavaliar o projeto de fundação, essa situação poderia perfeitamente levar à fissuração da estrutura e a uma inclinação notável do edifício.

**Tabela 17.** Avaliação prática dos recalques diferenciais para ELS (Caso 1/ Caso 3).

Sapatas	Recalques Absolutos (mm)		Recalque Diferencial (mm)	Vão (mm)	Limite Tolerável para $w_{diferencial}$		Avaliação da Situação
	$w_1$	$w_2$	$w_{diferencial}$		L/400	L/250	
S <sub>1</sub> -S <sub>2</sub>	3,89	24,39	20,50	5000	12,50	20,00	Não-tolerável
S <sub>1</sub> -S <sub>3</sub>	3,89	25,61	21,72	3000	7,50	12,00	Não-tolerável
S <sub>3</sub> -S <sub>4</sub>	25,61	36,15	10,54	5000	12,50	20,00	Tolerável
S <sub>4</sub> -S <sub>2</sub>	31,15	24,39	11,76	3000	7,50	12,00	Tolerável
S <sub>1</sub> -S <sub>4</sub>	3,89	36,15	32,26	5830	14,58	23,32	Não-tolerável
S <sub>3</sub> -S <sub>2</sub>	25,61	24,39	1,22	5830	14,58	23,32	Tolerável

## Conclusão

O presente trabalho procura apresentar recomendações práticas para a avaliação da interação solo-estrutura, de maneira a orientar de modo mais realista o engenheiro de estruturas na concepção de projetos de fundações. Em geral, observa-se que o ideal do ponto de vista teórico seria uma interação maior entre engenheiros de estruturas e engenheiros de fundações, com os últimos projetando as fundações ou orientando os primeiros sobre como considerar os recalques em seus projetos.

Infelizmente, na grande maioria das estruturas projetadas, observa-se que não existe a interação desses profissionais, cabendo essa parceria apenas àqueles casos julgados excepcionais ou relevantes (estruturas de grande porte). Dessa maneira, muitas estruturas dimensionadas, mesmo que de pequeno e de médio porte, podem ter a sua durabilidade comprometida pela falta da avaliação da ISE por parte do engenheiro de estruturas ou pela falta da contratação do engenheiro de fundações.

Conforme se pode observar no presente trabalho, a consideração da ISE introduz diferenças significativas para os esforços atuantes nos pilares, sempre com valores médios superiores a 20% em relação ao caso clássico de estrutura apoiada sobre apoios rígidos.

Desse modo, observa-se que a ISE pode ser particularmente importante naqueles casos em que existe grande força normal concentrada em certos pilares ou em sapatas assentadas sobre solos estratificados. Deve-se observar que mesmo quando identificada a ultrapassagem de limites toleráveis de recalques diferenciais a solução é, normalmente, simples: aumentar a área da base das sapatas que estejam sofrendo grandes recalques.

Evidentemente, a simulação conduzida neste trabalho é extrema e considera, em todos os casos, a presença de solo homogêneo, isotrópico e semi-infinito, bem definido sobre a base de cada uma das

sapatas. Para solos estratificados, deve-se observar que o recalque absoluto seria uma composição dos recalques existentes para cada uma das camadas e a Equação (17) não seria mais uma aproximação apropriada.

O presente trabalho apresenta maneiras simples para se levar em conta a ISE. Manifestamente, a aplicação dos métodos deve ser feita mediante a utilização de programas computacionais que possibilitam a introdução de recalques ou apoios elásticos para o cálculo dos esforços. O programa CAD-TQS se apresentou como uma ferramenta bastante eficaz na busca das respostas procuradas, tanto em ELU quanto ELS, conduzindo a uma análise um pouco mais realista do que aquela que tem sido conduzida na prática.

Deve-se observar que, mesmo sendo feita a ISE, ainda assim o cálculo pode ser considerado aproximado, uma vez que os modelos analíticos para o cálculo dos recalques e os métodos práticos utilizados para a obtenção dos dados geotécnicos são, geralmente, insatisfatórios. Finalmente, apesar de a maioria dos códigos não indicar limites aceitáveis para os recalques diferenciais, recomenda-se sempre preservar uma distorção angular no intervalo compreendido entre 1/300 a 1/150.

## Referências

- ANTUNES, H.M.C.C.; IWAMOTO, R.K. A importância da consideração solo-estrutura para edifícios de múltiplos andares. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO*, 42., 2000, Fortaleza. *Anais...* Fortaleza: Ibracon, 2000.
- ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6123*: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1987.
- ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 12069*: solo: ensaio de penetração de cone in situ. Rio de Janeiro, 1991.
- ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6122*: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.
- ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6484*: solo: sondagens de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118*: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- BJERRUM, L. Interaction between structure and soil. *In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 2., 1963, Wiesbaden. *Proceedings...* Wiesbaden, v. 2, p. 135-137.
- CAD/TQS. *Manuais do sistema CAD/TQS 11.5*. São Paulo: TQS Informática, 2005.
- CAPUTO, H.P. *Mecânica dos solos e suas aplicações*:

- mecânica das rochas, fundações, obras de terra. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1985.
- CHAMECKI, S. Consideração da rigidez no cálculo de recalques de fundações. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES*, 1., 1956, Porto Alegre. *Anais...* Porto Alegre: Ipsis Grafica e Editora, 1956. p. 35-80.
- CHAMECKI, S. Novo conceito de recalque diferencial admissível. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES*, 2., 1958, Campina Grande. *Anais...* Recife e Campina Grande, p. 3-6, 1958.
- CHAMECKI, S. Calcul des tassements progressifs des fondations. *Annales de l'Institut Technique de Bâtiment et de Travaux Publics*, França, n. 261, p. 1320-1334, 1969.
- DALLA ROSA, F.; THOMÉ, A. Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa. *In: JORNADAS SUD-AMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL*, 21., 2004, Mendoza. *Resumos...* Mendoza: Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Cuyo, 2004.
- FONTE, F.L.F.; FONTE, A.O.C. Análise de interação solo-estrutura para diferentes soluções de fundação superficial em edifícios. *In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO*, 5., 2003, São Paulo. *Anais...* São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.
- GUSMÃO FILHO, J.A. *Contribuição à prática de fundações: a experiência de Recife*. 1995. Tese (Professor Titular)-Escola de Engenharia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1995.
- GUSMÃO, A.D. *Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações*. 1990. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)-Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.
- GUSMÃO, A.D. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. *Rev. Solos e Rochas*, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 47-55, 1994.
- HOLANDA JÚNIOR, O.G. *et al.* Influência da interação solo-estrutura em edifícios de concreto armado sobre fundações diretas submetidos a ações verticais. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO*, 41., Salvador, 1999. *Anais...* Salvador: Ibracon, 1999.
- HOLANDA JÚNIOR., O.G. *et al.* Comportamento de um edifício de concreto armado considerando a interação solo-estrutura e o efeito incremental construtivo. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO*, 42., Fortaleza, 2000. *Anais...* Fortaleza: Ibracon, 2000.
- MINDLIN, R.D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *Physics*, [s/l], v. 7, p. 195-200, 1936.
- MORAES, M.C. *Estruturas de fundações*. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.
- MOURA, A.R.L.U. *Interação solo-estrutura em edifícios*. 1995. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Escola de Engenharia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1995.
- PERLOFF, W.H. Pressure distribution and settlement. *In: WINTERKORN, H.F.; FANG, H.Y. Foundation engineering handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 148-196.
- REIS, J.H.C. *Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais em argila mole*. 2000. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- REIS, J.H.C.; AOKI, N. Aplicação do método de aproximações sucessivas para solução de problemas em interação solo-estrutura de edifícios. *Anais...* Belo Horizonte: ABMS, v. 7, Belo Horizonte, p. 405-410, 2005.
- SCARLAT, A.S. Effect of soil deformability on rigidity: related aspects of multistory buildings analysis. *ACI Struct. J.*, Detroit, v. 90, n. 2, p.156-162, 1993.
- SHUKLA, S.N. A simplified method for design of mats on elastic foundations. *ACI Struct. J.*, Detroit, v. 81, n. 5, p. 469-475, 1984.
- SKEMPTON, A.W.; MacDONALD, D.H. The allowable settlement of buildings. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, London, v. 5, n.3, p. 727-784, 1956.
- TERZAGHI, K. Evaluation of coefficient of subgrade reaction. *Geotechnique*, London, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.
- TEXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. *In: FUNDAÇÕES: teoria e prática*. São Paulo: PINI, 1996. p. 227-264.
- VARGAS, M.; SILVA, F.R. O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e Santos. *In: CONFERÊNCIA SUL-AMERICANA SOBRE EDIFÍCIOS ALTOS*, 1973, Porto Alegre. *Anais...* Porto Alegre: ASCE/IABSE, 1973.
- VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. *Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

Received on May 14, 2007.

Accepted on March 26, 2008.