

# Estimativa de recalques de fundações por tubulões em edifícios assentados no solo da região sul de Minas Gerais

## Resumo

A análise de recalques é fundamental para se prever o bom comportamento das estruturas em relação às condições de segurança nas edificações. Diversos métodos de estimativa de recalque do solo foram desenvolvidos para auxiliar os profissionais no dimensionamento das fundações. O objetivo deste trabalho foi estimar os recalques de quatro edifícios situados na cidade de Lavras-MG, nos quais se utilizaram fundações em tubulões. Os resultados obtidos para cada prédio foram analisados individualmente e comparados com as demais edificações. As fundações apresentaram diferentes valores de recalques, porém, todos dentro dos limites aceitáveis, sugeridos por diversos autores.

**Palavras-chave:** Recalques. Solos. Tubulões.

## Abstract

The analysis of the soil settlement is very important to foresee the good behavior of the structures related to the safety conditions in the constructions. Various estimate methods of soil settlement were developed in order to assist the professionals in the foundation's dimension computation. The objective of this work was to estimate the settlement of four buildings situated in Lavras-MG, considering that those buildings have used pier foundation. The obtained results for each building were analyzed individually and compared with the other buildings. The foundations presented different values of settlement, even though, all of them were inside acceptable limits, suggested by diverse authors.

**Keywords:** Settlement. Soils. Pier foundations.

**Stélio Maia Menezes,**  
Professor da Universidade Federal de Minas Gerais, Caixa Postal 3037 - DEG, 37.200-000, Lavras-MG, e-mail: stelio@ufla.br

**Luciano Serra Rodarte**  
Diretor da Menicucci & Rodarte  
Arquitetura e Engenharia.

## 1 Introdução

As fundações têm grande importância em praticamente todos os tipos de construções, uma vez que transmitem as cargas ao solo. Segundo Colares (2006), a forma adequada de transmissão desses esforços deve atender aos requisitos básicos: segurança com relação à ruptura e recalques compatíveis com a estrutura.

A análise desses recalques em fundações é fundamental para o bom comportamento estrutural das edificações, podendo evitar o aparecimento de patologias, que vão desde uma simples fissura nos painéis de alvenaria até mesmo ao colapso das construções. Todavia, seus estudos têm sido desconsiderados por grande parte dos profissionais que dimensionam as fundações apenas em relação à ruptura do solo, o que não garante bom funcionamento estrutural.

O objetivo deste trabalho é avaliar os recalques em prédios, com fundações em tubulões, comparando os dados obtidos entre os edifícios, no intuito de verificar se os valores estimados encontravam-se de acordo com os apresentados na literatura.

## 2 Recalques de fundações

Segundo Cintra *et al.* (2003), quando se aplica carga em uma fundação, esta irá, inevitavelmente, sofrer recalques que poderão ter algumas dezenas de milímetros, mas que poderão chegar a algumas centenas de milímetros.

O recalque é definido como sendo o deslocamento vertical, para baixo, da base da fundação em relação ao indeformável. O recalque se dá em virtude da deformação do solo sendo ela por diminuição de volume ou por mudança de forma.

A estimativa de como os recalques poderão se desenvolver em projetos de edificações é importante para evitar possíveis patologias durante a vida útil de uma obra de engenharia civil.

## 2.1 Estimativa de recalques

A magnitude dos recalques de uma obra deve sempre ser analisada, para que se possa comparar os recalques estimados com aqueles que a estrutura poderá suportar, sem que aconteçam maiores danos.

Existem vários métodos para estimativa de recalques. Os métodos de Schmertmann (1978) e de Barata (1984, 1986) são dois dos mais empregados na prática brasileira de fundações. Estes métodos consideram o recalque de placas isoladas.

No cálculo da estimativa de recalque, levam-se em consideração valores como o módulo de deformabilidade do solo, coeficiente de Poisson, tensão aplicada ao solo e dimensões das fundações.

Gonçalves (2004) esclarece que, na prática, essas estimativas podem ter seus resultados afetados pela interação solo-estrutura. Essa interação depende de vários fatores como número de pavimentos da edificação, forma da edificação, métodos construtivos, entre outros. Desta forma, pode haver uma redistribuição de cargas entre os elementos estruturais e, em consequência, uma uniformização dos recalques diferenciais.

Todavia, a análise da interação solo estrutura é bastante complexa, necessitando haver uma grande interação entre engenheiros estruturais e geotécnicos.

## 2.2 Métodos de previsão de recalques

### 2.2.1 Método de Schmertmann et al. (1978)

Em 1978, Schmertmann *et al.* definiram que, para um carregamento uniforme  $\sigma$ , atuando na superfície de um semi-espaço infinito, isotrópico e homogêneo, à profundidade  $z$ , sob o centro do carregamento, a seguinte equação era válida:

$$\varepsilon_z = \sigma I_z / E_s \quad (1)$$

em que:

$\varepsilon_z$  = deformação vertical à profundidade  $z$ ;

$\sigma$  = carregamento uniforme;

$I_z$  = fator de influência na deformação;

$E_s$  = módulo de deformabilidade.

O autor observou que a deformação máxima ocorre a uma profundidade  $Z = B/2$ , onde  $B$  é a dimensão da sapata. Após esta profundidade a deformação diminui até praticamente se anular a uma profundidade  $Z = 2.B$

### 2.2.2 Método de Barata (1984, 1986)

Baseado na teoria da elasticidade, Barata (1984, 1986) apresentou a seguinte expressão para o cálculo de recalques:

$$\rho_i = \sigma B [ (1 - \nu^2) / E_s ] c_\Delta \lambda \quad (2)$$

em que:

$\rho_i$  = recalque imediato;

$\sigma$  = tensão média uniformemente distribuída;

$B$  = diâmetro ou largura da fundação;

$\nu$  = coeficiente de poisson do solo;

$E_s$  = módulo de deformabilidade do solo;

$c_\Delta$  = coeficiente dependente da forma e rigidez da sapata;

$\lambda$  = coeficiente de profundidade.

### 2.2.3 Método de Janbu et al. (1956)

Segundo Cintra *et al.* (2003), a estimativa de recalques imediatos através da teoria da elasticidade só poderia ser aplicável inicialmente a solos com módulo de deformabilidade constante com a profundidade, como é o caso das argilas sobre-adensadas.

Todavia, a introdução de fatores denominados  $\mu_0$  e  $\mu_1$  retirados de gráfico permite a utilização da teoria da elasticidade em solos com módulo de deformabilidade crescente, como é o caso dos terrenos arenosos. As camadas são divididas, e em cada uma delas é considerado um valor médio do módulo de deformabilidade. A soma dos recalques de cada subcamada determina o recalque total da fundação.

Na prática, considera-se a última subcamada aquela que apresenta recalque inferior a 10% do recalque total. Desta forma, o indeformável poderia até mesmo estar no topo de uma camada deformável.

A constante 1,21 é outro fator introduzido na fórmula para que se possam calcular os recalques em solos arenosos. O valor anterior vem da relação entre os coeficientes de poisson adotados para argilas saturadas (0,5) e para areias (0,3).

$$\rho_i = 1,21 \mu_0 \mu_1 \sigma^* B / E_s \quad (3)$$

em que:

$\rho_i$  = recalque imediato;

$\mu_0$  = fator relacionado com o embutimento e dimensão da sapata;

$\mu_1$  = fator relacionado com a profundidade da camada e dimensão da sapata;

$\sigma^*$  = tensão líquida aplicada pela fundação;

B = diâmetro ou largura da fundação;

$E_s$  = módulo de deformabilidade do solo.

### 3 Material e Métodos

Neste trabalho foi realizada uma análise de recalques imediatos do solo em quatro edifícios da cidade de Lavras-MG, utilizando alguns métodos de estimativa de recalques existentes na literatura. O critério principal para a escolha desses edifícios foi o tipo de fundação, uma vez que todos foram executados com tubulões assentados em solos semelhantes.

Os cálculos estruturais dos edifícios analisados foram realizados pelo autor deste trabalho, utilizando programa computacional (AltoQiEberick). O programa aplica-se ao cálculo de edificações de concreto armado, com um ou mais pavimentos. Os elementos da estrutura calculados pelo programa são lajes, vigas, pilares, blocos e sapatas.

Para a obtenção da tensão admissível do solo, foi utilizado o método de Décourt-Quaresma (1978). É um método de cálculo semi-empírico, baseado em valores do SPT e também em função de um coeficiente "C", fator característico do tipo de solo.

O edifício 1 possui 14 lajes e a garagem se localiza no subsolo, abaixo do nível da rua. Sua área total é de 7800 m<sup>2</sup> e a área de cada pavimento tipo é de 471 m<sup>2</sup>. No corpo principal, existem 20 pilares, com carga total variando de 1.940 a 6.620 kN e carga média de 4.264 kN. Os tubulões estão apoiados numa profundidade de 10 m abaixo do subsolo e a tensão admissível foi de 500 kPa.

O edifício 2 possui 11 lajes e a garagem se localiza no subsolo, abaixo do nível da rua, não havendo, porém, a necessidade de escavação do subsolo. Sua área total é de 5.300 m<sup>2</sup> e a área de cada pavimento tipo é de 473 m<sup>2</sup>. No corpo principal, existem 28 pilares, com carga total variando de 690 a 5.020 kN e carga média de 2.242 kN. Os tubulões estão apoiados numa profundidade de 12 m abaixo do subsolo e a tensão admissível foi de 600 kPa.

O edifício 3 possui 10 lajes e a garagem se localiza no subsolo, abaixo do nível da rua. Sua área total é de 6.200 m<sup>2</sup> e a área de cada pavimento tipo é de 568 m<sup>2</sup>. No corpo principal, existem 34 pilares, com carga total variando de 1.090 a 3.320 kN e carga média de 1.890 kN. Os tubulões estão apoiados numa profundidade de 7 m abaixo do subsolo e a tensão admissível foi de 570 kPa.

O edifício 4 possui 11 lajes. Sua área total é de 3.870 m<sup>2</sup> e a área de cada pavimento tipo é de 330 m<sup>2</sup>. No corpo principal, existem 26 pilares, com carga total variando de 580 a 4.240 kN e carga média de 2.007 kN. Os tubulões estão apoiados numa profundidade de 10 m abaixo da garagem e a tensão admissível foi de 600 kPa.

Os perfis de sondagem, com índices do SPT, são apresentados nas Figuras de 1 a 4, respectivamente, para as edificações 1, 2, 3 e 4 (Rodarte, 2007).

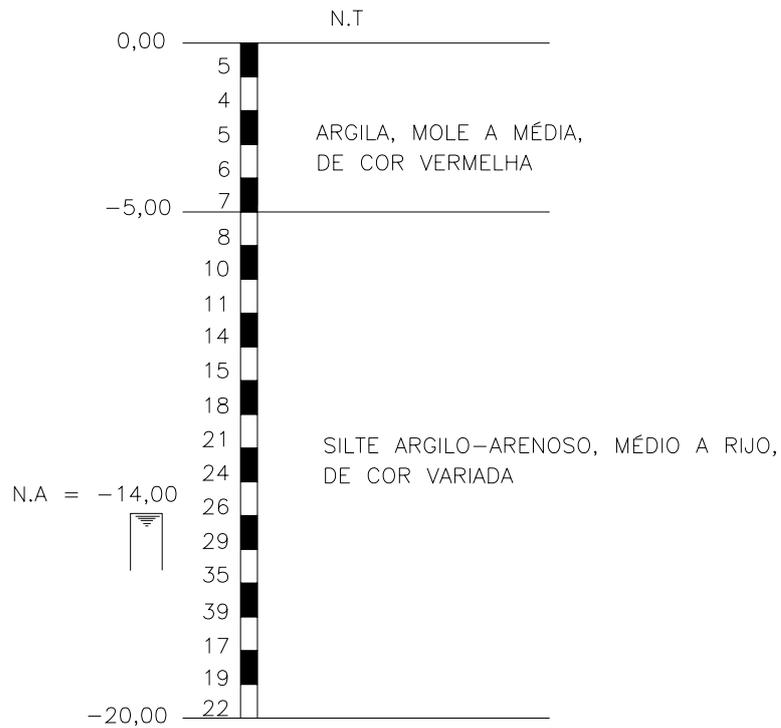


Figura 1: Perfil do subsolo do edifício 1

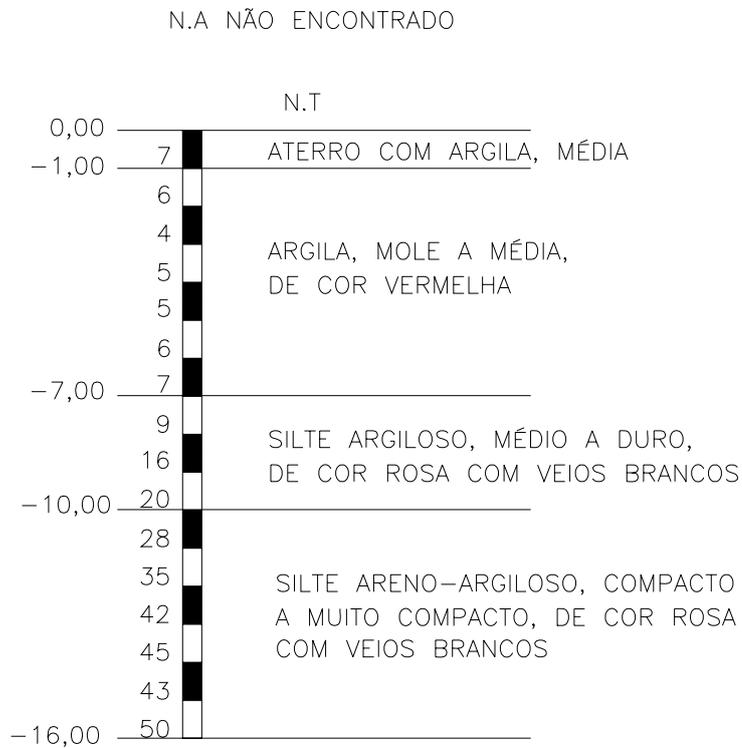
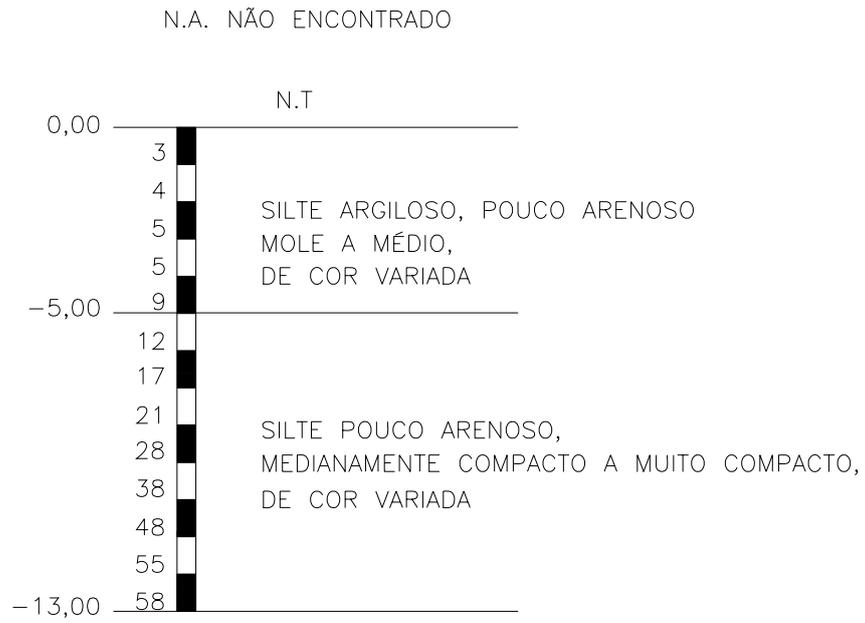
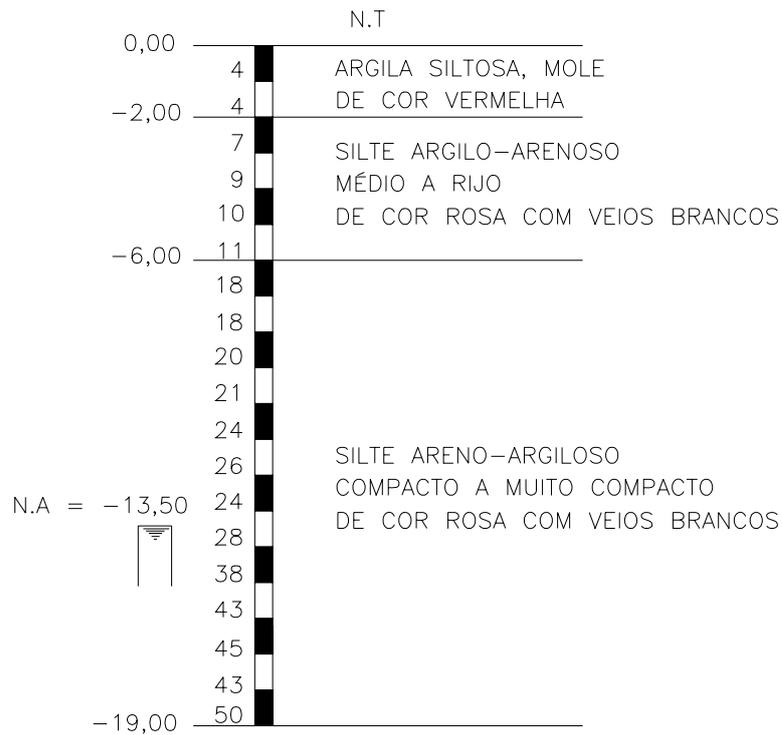


Figura 2: Perfil do subsolo do edifício 2



**Figura 3:** Perfil do subsolo do edifício 3



**Figura 4:** Perfil do subsolo do edifício 4

#### 4 Resultados e discussão

No edifício 1, utilizando o método de Schmertmann *et al.* (1978), os valores de recalques estimados variaram entre 7,40 e 12,23 mm. Para o método de Barata (1984, 1986), esses valores variaram entre 9,94 e 13,67 mm e para o método de Janbu *et al.* (1956), a variação foi de 6,32 e 9,66 mm (Tabela 1).

Tabela 1: **Recalques imediatos dos tubulões do edifício.**

Edifício 1 - Valores de recalques imediatos (mm)			
Pilar n <sup>o</sup>	Método de Schmertmann <i>et al.</i>	Método de Barata	Método de Janbu <i>et al.</i>
10	8,30	11,80	7,27
11	7,40	9,94	6,32
12	7,40	9,94	6,32
13	8,30	11,80	7,27
16	9,25	11,21	7,67
17	10,50	12,62	8,33
18	10,50	12,62	8,33
19	9,25	11,21	7,67
23	11,51	13,67	9,37
24	10,50	12,62	8,33
25	11,51	13,67	9,37
26	11,87	12,81	9,58
31	11,51	13,67	9,37
32	12,23	13,13	9,66
33	12,23	13,13	9,66
34	11,51	13,67	9,37
39	7,40	9,94	6,32
40	8,30	11,80	7,27
42	8,30	11,80	7,27
43	7,40	9,94	6,32

No edifício 2, utilizando o método de Schmertmann *et al.* (1978), os valores de recalques estimados variaram entre 3,39 e 7,23 mm. Para o método de Barata (1984, 1986), esses valores variaram entre 3,52 e 8,94 mm e para o método de Janbu *et al.* (1956), a variação foi de 2,84 e 5,83 mm (Tabela 2).

No edifício 3, utilizando o método de Schmertmann *et al.* (1978), os valores de recalques estimados variaram entre 4,97 e 7,10 mm. Para o método de Barata (1984, 1986), esses valores variaram entre 3,92 e 5,73 mm e para o método de Janbu *et al.* (1956), a variação foi de 3,40 e 5,13 mm (Tabela 3).

No edifício 4, utilizando o método de Schmertmann *et al.* (1978), os valores de recalques estimados variaram entre 6,47 e 12,83 mm. Para o método de Barata (1984, 1986), esses valores variaram entre 6,70 e 15,25 mm e para o método de Janbu *et al.* (1956), a variação foi de 5,26 e 9,85 mm (Tabela 4).

Considerando-se os três métodos empregados para a estimativa dos recalques imediatos, os valores máximos encontrados foram de: 13,67, 8,94, 7,10, e 15,25 mm, respectivamente para os edifícios 1, 2, 3 e 4.

Os edifícios 1 e 4 apresentaram os maiores valores de recalques imediatos estimados. Nesses edifícios, foram detectadas ocorrências de nível d'água no subsolo. Os tubulões estão apoiados acima desse nível, com SPT 24 e 21, respectivamente. A menor resistência do solo à deformação conduziu a maiores valores de recalques estimados para essas duas construções.

Os edifícios 2 e 3 se apoiaram em valores maiores de SPT (35 e 38, respectivamente), o que levou a valores menores e mais conservadores de recalques imediatos estimados. Lobo *et al.* (1998) citam que os maiores valores de SPT contribuem para a obtenção de valores baixos de recalques.

Os valores de recalques imediatos obtidos pelos três métodos encontram-se abaixo de 25 mm, nos quatro edifícios analisados. De acordo com Albiero & Cintra (1996), os recalques de tubulões, sob carga de trabalho, com valores inferiores a 25 mm, são perfeitamente aceitáveis para a grande maioria das estruturas.

Tabela 2: **Recalques imediatos dos tubulões do edifício 2.**

Edifício 2 - Valores de recalques imediatos (mm)			
Pilar n°	Método de Schmertmann <i>et al.</i>	Método de Barata	Método de Janbu <i>et al.</i>
2	3,78	4,06	3,25
3	4,84	5,19	4,05
4	3,39	3,52	2,84
6	5,59	6,22	4,63
7	7,23	8,94	5,83
8	4,84	5,19	4,05
10	5,59	6,22	4,63
11	6,51	7,56	5,34
12	4,84	5,19	4,05
14	5,59	6,22	4,63
15	7,23	8,94	5,83
16	3,39	3,52	2,84
17	4,84	5,19	4,05
19	5,59	6,22	4,63
20	6,51	7,56	5,34
21	3,78	4,06	3,25
22	6,10	6,88	5,07
23	5,59	6,22	4,63
25	5,59	6,22	4,63
26	6,51	7,56	5,34
27	4,84	5,19	4,05
29	5,59	6,22	4,63
32	4,84	5,19	4,05
33	6,10	6,88	5,07
34	5,59	6,22	4,63
36	3,78	4,06	3,25
37	4,84	5,19	4,05
38	3,39	3,52	2,84

Tabela 3: **Recalques imediatos dos tubulões do edifício 3.**

Edifício 3 - Valores de recalques imediatos (mm)			
Pilar n°	Método de Schmertmann <i>et al.</i>	Método de Barata	Método de Janbu <i>et al.</i>
6	5,21	4,24	3,58
7	4,97	3,92	3,40
8	5,21	4,24	3,58
10	5,79	4,33	4,16
11	5,45	4,48	3,70
12	5,45	4,48	3,70
13	6,24	4,85	4,54
16	4,97	3,92	3,40
17	5,79	4,33	4,16
18	6,24	4,85	4,54
19	5,21	4,24	3,58
21	7,10	5,73	5,13
22	7,10	5,73	5,13
24	5,21	4,24	3,58
25	4,97	3,92	3,40
26	5,45	4,48	3,70
27	5,91	4,43	4,34
28	5,56	4,70	3,79
29	5,56	4,70	3,79
30	5,45	4,48	3,70
31	5,91	4,43	4,34
33	5,45	4,48	3,70
34	4,97	3,92	3,40
36	7,10	5,73	5,13
37	7,10	5,73	5,13
38	4,97	3,92	3,40
39	5,79	4,33	4,16
40	6,24	4,85	4,54
41	5,21	4,24	3,58
45	6,36	4,96	4,63
46	6,36	4,96	4,63
47	4,97	3,92	3,40
48	5,79	4,33	4,16
50	5,45	4,48	3,70

Tabela 4: Recalques imediatos dos tubulões do edifício 4.

Edifício 4 - Valores de recalques imediatos (mm)			
Pilar n°	Método de Schmertmann <i>et al.</i>	Método de Barata	Método de Janbu <i>et al.</i>
12	6,47	6,70	5,26
13	8,11	8,79	6,57
14	9,52	9,61	7,68
15	8,11	8,79	6,57
16	6,47	6,70	5,26
17	9,88	10,26	7,87
18	8,11	8,79	6,57
19	6,47	6,70	5,26
20	9,52	9,61	7,68
21	12,83	15,25	9,85
22	9,52	9,61	7,68
25	6,47	6,70	5,26
26	9,88	10,26	7,87
27	9,52	9,61	7,68
28	6,47	6,70	5,26
30	9,52	9,61	7,68
31	10,69	11,17	8,51
37	6,47	6,70	5,26
38	12,83	15,25	9,85
39	10,69	11,17	8,51
41	10,69	11,17	8,51
42	8,11	8,79	6,57
43	6,47	6,70	5,26
47	9,52	9,61	7,68
48	8,11	8,79	6,57

No edifício 1, o recalque diferencial máximo entre os pilares foi de 3,73 mm e a distorção angular máxima igual a 1/1716, calculados a partir dos dados obtidos pelo método no qual foi encontrado o maior valor de recalque (Barata, 1984, 1986).

No edifício 2, o recalque diferencial entre P15 e P16 foi de 5,42 mm, ficando um pouco acima dos outros, o que levou a um valor de distorção angular de 1/489. Os demais pilares tiveram valores de distorções angulares inferiores a 1/1040, calculados a partir dos dados obtidos pelo método no qual foi encontrado o maior valor de recalque (Barata, 1984, 1986).

O edifício 3 foi o que apresentou os menores valores, sendo o máximo recalque diferencial de 1,54 mm e a máxima distorção angular de 1/2597, calculados a partir dos dados obtidos pelo método no qual foi encontrado o maior valor de recalque (Schmertmann *et al.*, 1978). Normalmente, as estruturas que apresentam menores valores de recalques possuem também menores valores de recalques diferenciais.

No edifício 4, o fato de P21 ter carga elevada e estar próximo de P16 e P20 com cargas bem inferiores conduziu a distorções angulares entre eles na ordem de 1/450. Os demais pilares tiveram distorções angulares inferiores a 1/842.

Todos os quatro edifícios estão dentro dos limites aceitáveis descritos na literatura, uma vez que apresentaram valores de distorções angulares menores que o valor limite de 1/300 (Skempton & MacDonald, 1956) e também valores de recalques diferenciais inferiores a 20 mm (Terzaghi & Peck, 1967). Esses valores são considerados perfeitamente aceitáveis, na maioria das construções.

## 5 Conclusões

Os edifícios analisados apresentaram diferentes estimativas de valores de recalques, ocasionados, principalmente, por diferentes valores de SPT do solo e carregamentos médios dos pilares.

O edifício 3 apresentou os menores valores de recalque e de distorção angular, enquanto os maiores valores foram observados na estrutura do edifício 4.

Os recalques e as distorções angulares, calculados por Barata (1984, 1986), Janbu *et al.* (1956) e Schmertmann *et al.* (1978), para os quatro edifícios, encontram-se dentro dos limites aceitáveis apresentados na literatura.

Tendo em vista que o presente trabalho foi obtido de informações geotécnicas do subsolo estudado, não se puderam confrontar tais resultados com o ensaio de prova de carga. É essencial que esse tipo de ensaio de campo possa ser realizado, uma vez que se trata de um método de ensaio “in situ” muito preciso para determinação da capacidade de carga do solo. Sugere-se, numa futura pesquisa, realizar uma prova de carga no perfil do subsolo estudado, cujos resultados sejam comparados com os valores encontrados neste trabalho.

## Referências

- ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W. et al. *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: PINI, 1996. cap. 8, p. 302-327.
- BARATA, F. E. *Propriedades mecânicas do solo: uma introdução ao projeto de fundações*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984. 152 p.
- BARATA, F. E. Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com a consideração da rigidez da estrutura. 1986. 252 f. Tese (Livre-Docência)-Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. *Tensão admissível em fundações diretas*. São Paulo: Rima, 2003. 134 p.
- COLARES, G. M. *Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios*. 2006. 83 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro, *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS, 1978, v. 1, p. 45-53.
- GONÇALVES, J. C. *Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício*. 2004. 126 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)- Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- JANBU, N.; BJERRUM, L.; KJAERNSLI, B. *Veiledning ved losning av fundamenteringsoppgraver*. Oslo: Norwegian Geotechnical Institute, 1956. (Publication 16).
- LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H. Acompanhamento de recalques dos pilares de um edifício, apoiado em tubulões, no interior de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DO SOLO E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 11., 1998, Brasília, DF. *Anais...* Brasília, DF: ABMS, 1998. v. 3, p. 1461-1468.
- RODARTE, L. S. *Estimativa de deslocamentos verticais de fundações por tubulões em edifícios assentados no solo da cidade de Lavras-MG*. 2007. 55 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola)-Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2007.
- SCHMERTMANN, J. H.; HARTMAN, J. P.; BROWN, P. R. Improved strain influence factor diagrams. *Journal of the Geotechnical Engineering Division-ASCE*, Reston, v. 104, n. 8, p. 1131-1135, 1978.
- SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. Allowable Settlements of buildings. In: INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS DESIGN AND CONSTRUCTION, 1956, London. *Proceedings...* London: ICE, 1956. v. 5, pt. 3, p. 727-768.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil mechanics in engineering practice*. New York: John Wiley, 1967. 792 p.

## SOBRE OS AUTORES

**Stélio Maia Menezes**, Eng. Civil (UNIFOR, 1985), Mestre em Eng. Civil (USP, 1990), Doutor em Eng. Civil (USP, 1997), Professor da Universidade Federal de Minas Gerais

**Luciano Serra Rodarte**, Eng. Civil (UFMG, 1995), Mestre em Construção Civil (UFLA, 2007), Diretor da Menicucci & Rodarte Arquitetura e Engenharia.