

**ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS
DE FUNDAÇÕES POR TUBULÕES EM EDIFÍCIOS
ASSENTADOS NO SOLO DA CIDADE
DE LAVRAS, MG**

LUCIANO SERRA RODARTE

2007

LUCIANO SERRA RODARTE

**ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS DE
FUNDAÇÕES POR TUBULÕES EM EDIFÍCIOS
ASSENTADOS NO SOLO DA CIDADE DE LAVRAS, MG**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Lavras como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola, área de concentração em Construções e Ambiente para a obtenção do título de “Mestre”.

Orientador

Prof. Dr. Stélio Maia Menezes

LAVRAS
MINAS GERAIS - BRASIL
2007

**Ficha Catalográfica Preparada pela Divisão de
Processos Técnicos da
Biblioteca Central da UFLA**

Rodarte, Luciano Serra

Estimativa de deslocamentos verticais de fundações por tubulões em edifícios assentados no solo da cidade de Lavras, MG / Luciano Serra Rodarte. -- Lavras : UFLA, 2007.

55 p. : il.

Orientador: Stélio Maia Menezes.

Dissertação (Mestrado) – UFLA.

Bibliografia.

1. Fundações. 2. Recalques. 3. Construção civil. I. Universidade Federal de Lavras. II. Título.

CDD-624.15

LUCIANO SERRA RODARTE

**ESTIMATIVA DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS DE
FUNDAÇÕES POR TUBULÕES EM EDIFÍCIOS
ASSENTADOS NO SOLO DA CIDADE DE LAVRAS, MG**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Lavras como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola, área de concentração em Construções e Ambiente para a obtenção do título de “Mestre”.

APROVADA em 28 de março de 2007

Prof. Dr. Francisco Carlos Gomes UFLA

Prof. Dr. Tadayuki Yanagi Júnior UFLA

Prof. Dr. David de Carvalho UNICAMP

Prof. Dr. Stélio Maia Menezes
UFLA
(Orientador)

LAVRAS
MINAS GERAIS – BRASIL

*Este trabalho dedico a minha esposa, Mirian
e aos meus filhos, Gabriela e Álvaro*

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Stélio Maia Menezes, pela grandiosa ajuda no desenvolvimento e na conclusão do mestrado.

Aos proprietários dos edifícios estudados, por permitir a utilização dos dados das fundações.

Aos meus colegas de curso, pela amizade.

Aos professores e funcionários da Universidade, pela contribuição neste trabalho.

A Universidade Federal de Lavras, pela oportunidade de estudo.

Em especial, a minha esposa Mirian, pela colaboração e incentivo durante o curso e a Deus, aos meus pais, meus filhos, minhas irmãs e meus familiares.

SUMÁRIO

	Página
LISTA DE SÍMBOLOS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	ii
LISTA DE FIGURAS.....	iii
RESUMO.....	v
ABSTRACT.....	vi
1 INTRODUÇÃO.....	01
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	02
2.1 Importância das fundações em edifícios.....	02
2.2 Tipos de fundações utilizadas em edificações.....	03
2.2.1 Sapatas.....	03
2.2.2 Estacas.....	04
2.2.3 Tubulões.....	05
2.3 Recalques de fundações.....	08
2.3.1 Estimativa de recalques.....	11
2.3.2 Métodos de previsão de recalques.....	12
2.3.3 Módulo de deformabilidade do solo.....	19
2.3.4 Recalques admissíveis.....	20
2.3.5 Danos associados aos recalques.....	22
3 MATERIAL E MÉTODOS.....	23
3.1 Características geotécnicas do solo da cidade.....	23
3.2 Cálculos estruturais dos edifícios.....	24
3.3 Descrição dos edifício.....	25
3.3.1 Edifício 1.....	25
3.3.2 Edifício 2.....	28
3.3.3 Edifício 3.....	32
3.3.4 Edifício 4.....	35
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	38
4.1 Recalques imediatos estimados.....	38
4.2 Recalques diferenciais e distorções angulares.....	44
4.3 Curvas deformadas da estrutura.....	45
5 CONCLUSÕES.....	51
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	52

LISTA DE SÍMBOLOS

ρ	recalque absoluto;
ρ_i	recalque imediato;
ρ_c	recalque por adensamento;
δ	recalque diferencial;
l	distância entre pilares;
ε_z	deformação vertical à profundidade z ;
I_z	fator de influência na deformação;
E_s	módulo de deformabilidade;
σ	tensão média uniformemente distribuída;
q	tensão vertical efetiva à cota de apoio da fundação;
σ_v	tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a I_{zmax} ;
σ^*	tensão líquida aplicada pela fundação;
t	tempo;
Δ_z	espessura da camada;
B	diâmetro ou largura da fundação;
C_1	fator de embutimento;
C_2	fator de tempo;
ν	coeficiente de poisson do solo;
c_Δ	coeficiente dependente da forma e rigidez da sapata;
λ	coeficiente de profundidade;
μ_0	fator relacionado com o embutimento e dimensão da sapata;
μ_1	fator relacionado com a profundidade da camada e dimensão da sapata;
N_{spt} , SPT	índice de resistência à penetração da sondagem;
q_c	índice de resistência de ponta do cone;
α	fator de correlação de acordo com o tipo de solo;
K	índice que relaciona a resistência de ponta do cone (q_c) com a resistência à penetração da sondagem SPT (N_{spt}).

LISTA DE TABELAS

	Página
TABELA 1 Coeficiente dependente da forma e da rigidez da placa - Caquot-kerisel	16
TABELA 2 Fator α em função do tipo de solo.....	20
TABELA 3 Índice K em função do tipo de solo.....	20
TABELA 4 Cargas e dimensões dos pilares e tubulões do edifício 1.....	27
TABELA 5 Cargas e dimensões dos pilares e tubulões do edifício 2.....	30
TABELA 6 Cargas e dimensões dos pilares e tubulões do edifício 3.....	33
TABELA 7 Cargas e dimensões dos pilares e tubulões do edifício 4.....	36
TABELA 8 Recalques imediatos dos tubulões do edifício 1.....	38
TABELA 9 Recalques imediatos dos tubulões do edifício 2.....	39
TABELA 10 Recalques imediatos dos tubulões do edifício 3.....	40
TABELA 11 Recalques imediatos dos tubulões do edifício 4.....	41

LISTA DE FIGURAS

	Página
FIGURA 1 Recalques absolutos (r_1 e r_2) e recalques diferenciais (r_1-r_2)..	09
FIGURA 2 Fator de influência na deformação vertical	13
FIGURA 3 Fator de influência na deformação vertical	15
FIGURA 4 Integração das expressões de Mindlin - Caquot-Kerisel	17
FIGURA 5 Fatores μ_0 e μ_1 para cálculo de recalque imediato.....	19
FIGURA 6 Limites de distorção angular em função do tipo de obra.....	21
FIGURA 7. Perfil mais representativo do subsolo da cidade de Lavras, MG (Teixeira, 1997).....	24
FIGURA 8 Planta de locação dos pilares do edifício 1.....	26
FIGURA 9 Perfil médio do subsolo do edifício 1.....	28
FIGURA 10 Planta de locação dos pilares do edifício 2.....	29
FIGURA 11 Perfil médio do subsolo do edifício 2.....	31
FIGURA 12 Planta de locação dos pilares do edifício 3.....	32
FIGURA 13 Perfil do médio subsolo do edifício 3.....	34
FIGURA 14 Planta de locação dos pilares do edifício 4.....	35
FIGURA 15 Perfil médio do subsolo do edifício 4.....	37
FIGURA 16 Curva deformada da estrutura do edifício 1 – eixo horizontal.....	46
FIGURA 17 Curva deformada da estrutura do edifício 1 – eixo vertical..	47
FIGURA 18 Curva deformada da estrutura do edifício 2 – eixo horizontal.....	47
FIGURA 19 Curva deformada da estrutura do edifício 2 – eixo vertical..	48
FIGURA 20 Curva deformada da estrutura do edifício 3 – eixo horizontal.....	48
FIGURA 21 Curva deformada da estrutura do edifício 3 – eixo vertical..	49

FIGURA 22 Curva deformada da estrutura do edifício 4 – eixo horizontal.....	49
FIGURA 23 Curva deformada da estrutura do edifício 4 – eixo vertical..	50

RESUMO

RODARTE, Luciano Serra. **Estimativa de deslocamentos verticais de fundações por tubulões em edifícios assentados no solo da cidade de Lavras, MG.** 2007. 55 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal de Lavras, Lavras, MG*.

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 utilizaram-se fundações em tubulões. Foram calculados os recalques imediatos, diferenciais e também as distorções angulares de cada uma das construções. 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.

*Comitê de orientação: Dr. Stélio Maia Menezes - UFLA (Orientador)

ABSTRACT

RODARTE, Luciano Serra. **Estimate of vertical displacements of pier foundations in building supported in soil of the city of Lavras.** 2007. 55 p. Dissertation (Master Program in Agricultural Engineering) - Federal University of Lavras, Lavras, Minas Gerais, Brazil.*

The analysis of settlement of the soil is basic to foresee the good behavior of the structures in relation to the visual conditions and of security in the constructions. Diverse methods of estimate of settlement of the soil had been developed to assist the professionals in the dimension of the foundations. The objective of this work was to estimate settlement them of four situated buildings of the Lavras city, being that the same ones had used pier foundation. They were calculated the settlement and the angular distortions of each one of the constructions. The results obtained for each building were analyzed individually and compared with the too buildings. The foundations presented different values of settlement, however, all inside of the acceptable limits, suggested by diverse authors.

*Guidance Committee: Dr. Stélio Maia Menezes - UFLA (Major Professor).

1 INTRODUÇÃO

A análise de 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, o estudo de recalques tem sido desconsiderado por grande parte dos profissionais que dimensionam as fundações apenas em relação à ruptura do solo, o que não garante bom funcionamento estrutural.

Buscando a melhoria da qualidade na construção civil, alguns trabalhos, como os de Gonçalves (2004), de Lobo (1998) e de Lucena et al. (2004), têm sido realizados, visando fornecer maior suporte técnico aos profissionais da área de estruturas e geotecnia.

Por meio de métodos de previsão de recalques muito utilizados, entre eles Barata (1984, 1986), Janbu et al. (1956) e Schmertmann et al. (1978), pôde-se analisar recalques imediatos, diferenciais e distorções angulares. Dessa forma, a determinação do módulo de deformabilidade do solo tem grande importância para a correta avaliação das deformações ocorridas nas construções.

Os recalques e distorções angulares devem estar dentro de limites aceitáveis para o bom comportamento das estruturas. Esses limites são chamados, normalmente, de recalques admissíveis e limites de distorções angulares, sendo seguidos pelos engenheiros projetistas.

O objetivo deste trabalho foi avaliar os recalques em prédios de 10 a 14 pavimentos, 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 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Importância das fundações em edifícios

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. O primeiro conceito significa que o solo não pode se romper. O segundo estabelece que, mesmo que o solo não se rompa, os recalques devem estar dentro de valores admissíveis, para que não haja danos à estrutura.

A determinação do tipo de fundação a ser utilizada em uma construção deve seguir critérios técnicos e econômicos, conhecendo-se os seguintes elementos:

- proximidade dos edifícios limítrofes, bem como seu tipo de fundação;
- natureza e característica do subsolo no local da obra;
- grandeza das cargas dos pilares;
- limitação dos tipos de fundações existentes no mercado.

O problema deve ser resolvido por eliminação, escolhendo entre os tipos de fundação existentes, aqueles que satisfaçam tecnicamente ao caso em questão (Alonso, 1991).

Segundo Soares (2004), a experiência do engenheiro referente ao solo de determinado local constitui um fator muito importante no dimensionamento das fundações. Entretanto, sondagens de reconhecimento de solo sempre são realizadas, a fim de dar respaldo técnico ao engenheiro projetista.

Durante anos, a maioria das fundações foi dimensionada considerando-se apenas a resistência do solo à ruptura. Os profissionais não se preocupavam com os recalques que poderiam acontecer. Entretanto, esses recalques causam

patologias às estruturas, como trincas, rompimentos de canos e defeitos em pisos.

Alonso (1991) esclarece que o fato de um sistema de fundações apresentar segurança à ruptura não garante um bom desempenho da estrutura em relação aos recalques.

Algumas construções são mundialmente conhecidas devido a recalques excessivos como é o caso da famosa Torre de Pizza e os prédios da cidade de Santos (SP).

Com o passar dos anos, houve a necessidade de maior controle dos recalques admissíveis do solo, contribuindo para a melhoria da qualidade na construção civil. O estudo de recalques não é tarefa fácil de ser realizada, sendo feito por meio de fórmulas, provas de cargas e medições de campo. Entretanto, Danziger et al. (2000) afirmam que, no Brasil, é comum realizarem-se as medições somente em casos em que os edifícios apresentam problemas, como trincas, rachaduras ou, ainda, quando são executadas escavações adjacentes.

2.2 Tipos de fundações utilizadas em edificações

Considerando-se os critérios técnicos e econômicos, dois tipos de fundações são adotadas em edificações. O primeiro tipo é o das fundações rasas, nas quais estão inseridos os blocos e as sapatas. Outro tipo, também muito difundido, é o das fundações profundas, que são as estacas e os tubulões.

2.2.1 Sapatas

Segundo Alonso (1991), fundações utilizando sapatas são as primeiras a serem pesquisadas. Elas somente são vantajosas quando a área ocupada não

ultrapassa 70 % da área disponível. Esse tipo de fundação não deve ser usado nos seguintes casos:

- aterro não compactado;
- argila mole;
- areia fofa;
- existência de água onde o rebaixamento do lençol freático não se justifica.

2.2.2 Estacas

Existem diversos tipos de estacas e as mais utilizadas, na prática, são as seguintes:

- **brocas:** utilizadas para pequenas cargas e acima do nível d'água. Possuem diâmetros entre 15 e 25 cm;

- **straus:** não apresentam vibrações e, portanto, evitam danos às edificações vizinhas. Se executadas uma ao lado da outra, podem servir de cortina de contenção. Alonso (1991) esclarece que não se deve utilizar esse tipo de estaca abaixo do nível d'água, principalmente em terrenos arenosos. Em argilas saturadas, há o risco de estrangulamento do fuste durante a concretagem;

- **pré-moldadas:** são estacas fabricadas em concreto e trabalham numa faixa de carga maior que as anteriores. Não se recomenda sua utilização em terrenos com presença de matacões, terrenos em que a cota de ponta da estaca seja muito variável e em locais onde as construções vizinhas não podem sofrer vibrações;

- **mega:** são estacas, geralmente, de concreto, cravadas com auxílio de um macaco hidráulico que reage contra uma cargueira ou contra a própria estrutura. É muito utilizada para reforços de fundações;

- **metálicas:** são estacas constituídas por perfis metálicos, tubos ou trilhos. Sua utilização é recomendada quando não se desejam vibrações durante a cravação. Podem servir também para escoramento, no caso de subsolo;

- **hélice contínua:** são estacas de concreto moldadas “in loco” por meio da perfuração com trado contínuo e injeção de concreto pela haste central. Sua execução pode ser realizada em terrenos coesivos e arenosos, com ou sem a presença do lençol freático.

2.2.3 Tubulões

Os tubulões podem ser escavados a céu aberto ou com o auxílio de ar comprimido e constituem um tipo de fundação muito utilizado em edifícios e pontes.

Os tubulões são fundações profundas, de grande porte, com seção circular e, geralmente, base alargada. Torna-se difícil distinguir tubulões de estacas escavadas, podendo o mesmo ser visto como estaca escavada de grande diâmetro, com ou sem base (Albiero & Cintra, 1996).

Diferentemente do que é feito na maioria das estacas, o cálculo do tubulão é realizado, quase sempre, considerando-se apenas a resistência de ponta e desprezando-se o atrito lateral.

No Brasil, existem poucas provas de cargas executadas em tubulões, dificultando o estabelecimento das tensões admissíveis do solo na base dos mesmos (Lobo et al., 1994). Essas tensões são determinadas, na maioria das vezes, por meio de sondagem de simples reconhecimento (sondagens SPT).

Ainda, segundo Lobo et al. (2000), a utilização de tubulões é favorecida em locais em que o solo é facilmente escavável com ferramentas manuais, somando-se a isso a presença do nível d'água profundo.

Albiero & Cintra (1996) citam uma série de vantagens dos tubulões em relação a outras fundações, como:

- o custo de mobilização é menor que o de bate-estacas, o que facilita sua escolha para pequenas obras;

- praticamente não existem vibrações na sua execução, evitando, assim, problemas em construções vizinhas;

- o solo retirado durante a escavação pode ser comparado com o solo da sondagem;

- podem-se alterar as dimensões do tubulão durante a escavação, de maneira a corrigir diferenças na previsão;

- solos com matacões ou pedras podem ser atravessados durante a escavação;

- na maioria das vezes, é possível fazer apenas um tubulão por pilar, eliminando-se a presença de grandes blocos de coroamento.

Os tubulões transferem ao solo cargas verticais de compressão e tração e também cargas horizontais (Albiero & Cintra, 1996). Na prática, têm-se considerado nula a resistência de atrito lateral ao longo do fuste. Toda a carga é transferida pela base.

Provas de carga têm mostrado, entretanto, que o atrito lateral em longos fustes se desenvolve para baixas deformações (entre 5 e 10 mm). A total mobilização da resistência da base somente se desenvolverá para grandes deformações, sendo elas da ordem de 10% a 20% do diâmetro da base.

Segundo Albiero & Cintra (1996), os tubulões poderão ter comportamento diferente do previsto, quando seu funcionamento é colocado em prática. A mobilização das parcelas resistentes poderá variar com os recalques, o tipo de solo, a forma de execução e as dimensões da base e fuste.

Tubulões a céu aberto

Alonso (1991) esclarece que tubulões a céu aberto são elementos estruturais de fundação construídos concretando-se um poço aberto, geralmente dotado de uma base alargada. Esse tipo de tubulão é executado acima do nível d'água natural ou rebaixado. No caso de existirem apenas cargas verticais, são armados apenas no topo, para fazer a ligação com o bloco.

Os tubulões a céu aberto podem ser escavados sem contenção lateral. Nesse caso, não utilizam escoramento lateral, e o fuste e a base só poderão ser executados em solos que apresentam um mínimo de coesão, capaz de garantir a estabilidade da escavação. Nestes casos, o diâmetro final da base resulta sempre um pouco maior que o projetado (Albiero & Cintra, 1996).

No caso de escavações com contenções laterais parciais, as mesmas terão uma ordem de grandeza de 2 m, sendo o solo sempre escorado antes de continuar a escavação. Esses revestimentos utilizados são recuperados posteriormente.

Existem, ainda, as escavações com contenção lateral contínua, constituídas por revestimentos metálicos telescópicos, que são recuperados durante a concretagem.

Tubulões a ar comprimido

Quando se pretende fazer tubulões em locais onde existe água e não se pode esgotá-la, os tubulões pneumáticos podem ser utilizados (Alonso, 1991).

Nos casos em que as camisas são de concreto, todo o processo de execução é feito sobre ar comprimido. No caso de camisas de aço, a cravação da mesma é feita a céu aberto, sendo utilizado o ar comprimido apenas para abertura e concretagem da base.

O ar comprimido deve ser empregado com pressão equivalente à pressão de água intersticial, podendo a mesma variar de acordo com o tipo de solo. Devido ao alto risco, esse tipo de tubulão deve ser utilizado com critérios rigorosos.

2.3 Recalques de fundações

Segundo Cintra et al. (2003), quando se aplica carga em uma fundação, a mesma irá, inevitavelmente, sofrer recalques que poderão ter magnitudes diversas.

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 (Aoki, 2000).

Reis (2000) esclarece que a intensidade dos danos causados à estrutura depende da evolução do recalque e da sua estabilização.

Os recalques podem ser classificados em absoluto (ρ) ou diferencial (δ). O recalque absoluto é definido pelo deslocamento vertical descendente de apenas um elemento de fundação (Figura 1). A diferença entre os recalques absolutos de dois elementos da fundação denomina-se recalque diferencial (Alonso, 1991).

Velloso & Lopes (2004) definem o recalque absoluto (ρ) como a soma do recalque imediato (ρ_i) com o recalque por adensamento (ρ_c). O recalque imediato ocorre logo após o carregamento, sendo proveniente de deformações a volume constante em condições não drenadas em argila e drenadas em areias. Já

o recalque por adensamento ocorre ao longo do tempo pela migração da água dos poros e, conseqüentemente, redução do índice de vazios.

$$\rho = \rho_i + \rho_c \quad (1)$$

em que:

ρ = recalque absoluto;

ρ_i = recalque imediato;

ρ_c = recalque por adensamento.

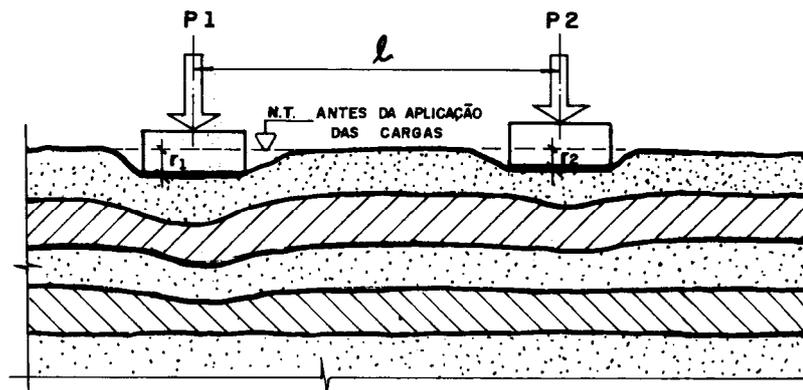


FIGURA 1. Recalques absolutos (r_1 e r_2) e recalques diferenciais (r_1-r_2) (Alonso, 1991).

Recalques absolutos elevados, mas com a mesma ordem de grandeza, podem ser tolerados. Recalques diferenciais são mais preocupantes. Todavia, os recalques diferenciais costumam ser maiores quanto maiores forem os recalques absolutos.

Caso existam recalques diferenciais (δ), haverá distorções angulares que são definidas como a relação entre o recalque diferencial (δ) e a distância entre os dois pilares (l). Se as distorções angulares não estiverem dentro dos limites aceitáveis, poderão ocorrer problemas nas edificações, como trincas, fissuras, rompimentos de tubos, surgimento de ressaltos, etc. Surge, assim, o conceito de recalques admissíveis.

$$\text{Distorção angular} = (\delta/l) \quad (2)$$

em que:

δ = recalque diferencial;

l = distância entre pilares.

Alonso (1991) afirma que o fato de uma fundação ter coeficiente de segurança à ruptura não garante que a mesma tenha um bom desempenho, pois há necessidade de se verificar se os recalques estão dentro dos limites admissíveis para a boa funcionalidade da edificação.

Segundo Thomaz (1989), até pouco tempo, as fundações eram dimensionadas apenas pelo critério da ruptura do solo, e as cargas dos pilares eram menores. Hoje, existe a necessidade de se avaliarem também os recalques.

Destaca-se, ainda, que a capacidade de carga e a resistência do solo à deformação são em função dos seguintes fatores:

- tipo e estado do solo;
- disposição do lençol freático;
- intensidade de carga, tipo de fundação e cota de apoio;
- dimensões e formato da placa carregada;
- interferência das fundações vizinhas.

2.3.1 Estimativa de recalques

A magnitude dos recalques de uma obra deve sempre ser analisada para que se possam comparar os recalques estimados com aqueles que a estrutura poderá suportar, sem que aconteça maiores danos (Lucena et al., 2004)

Existem vários métodos para a estimativa de recalques. Os métodos de Barata (1984, 1986) e Schmertmann (1970, 1978) 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 e métodos construtivos, entre outros. Dessa forma, pode haver uma redistribuição de cargas entre os elementos estruturais e, em consequência, uma uniformização dos recalques diferenciais. Esta afirmação é confirmada também por Gusmão (1990, 1994) que mostra que, na prática, os recalques medidos são menos acentuados que os recalques estimados.

Todavia, a análise da interação solo estrutura é bastante complexa, necessitando haver uma grande interação entre engenheiros estruturais e geotécnicos. Por isso, Soares (2005) cita que, no dimensionamento das fundações e da estrutura, a hipótese de apoio fixo para pilares ainda é utilizada pela maioria dos projetistas.

2.3.2 Métodos de previsão de recalques

Método de Schmertmann (1970) e Schmertmann et al. (1978)

Em 1970, Schmertmann definiu que, para um carregamento uniforme σ , atuando na superfície de um semi-espaço infinito, isotrópico e homogêneo, à profundidade z , sob o centro do carregamento, pode ser calculada pela seguinte equação (Cintra et al., 2003):

$$\varepsilon_z = \sigma I_z / E_s \quad (3)$$

em que:

ε_z = deformação vertical à profundidade z ;

σ = 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 $Z=B/2$, em que B é a dimensão da sapata. Após esta profundidade, a deformação diminui até praticamente se anular, a uma profundidade $Z=2B$.

Dessa forma, o autor apresentou o seguinte diagrama para o fator de influência na deformação, conforme mostrado na Figura 2.

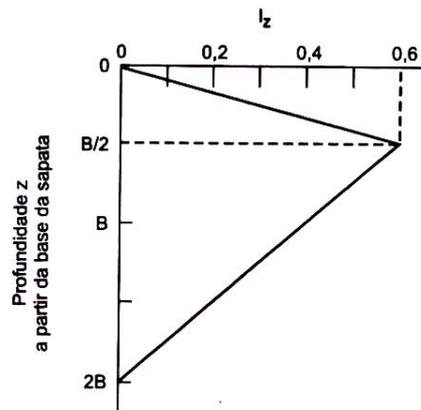


FIGURA 2. Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann, 1970, extraído de Cintra et al., 2003).

Um fator de embutimento foi acrescentado à equação, uma vez que esse embutimento da sapata no solo pode causar uma diminuição dos recalques.

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (4)$$

em que:

q = tensão vertical efetiva a cota de apoio da fundação;

σ^* = tensão líquida aplicada pela fundação ($\sigma^* = \sigma - q$).

Também foi acrescentado à fórmula um fator de tempo, para recalques que se desenvolvem após o recalque imediato.

$$C_2 = 1 + 0,2 \log (t/0,1) \quad (5)$$

em que:

t = tempo em anos.

Para somente recalques imediatos, considera-se $C_2 = 1$

Tem-se, então, a expressão final, quando se considera a somatória dos recalques nas n camadas homogêneas, na profundidade de 0 a 2B.

$$\rho_i = C_1 C_2 \sigma^* \Sigma (\Delta_z I_z / E_s) \quad (6)$$

em que:

ρ_i = recalque imediato;

I_z = fator de influência na deformação à meia altura da camada;

E_s = módulo de deformabilidade da camada;

Δ_z = espessura da camada.

Schmertmann et al. (1978) introduziram modificações ao método de 1970. O valor máximo de I_z deixa de ser 0,6 e passa a ser calculado pela expressão:

$$I_z \text{ max} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\sigma^* / \sigma_v} \quad (7)$$

em que:

σ_v = tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_{z\text{max}}$.

Um novo diagrama para o fator de influência (I_z) na deformação foi apresentado (Figura 3).

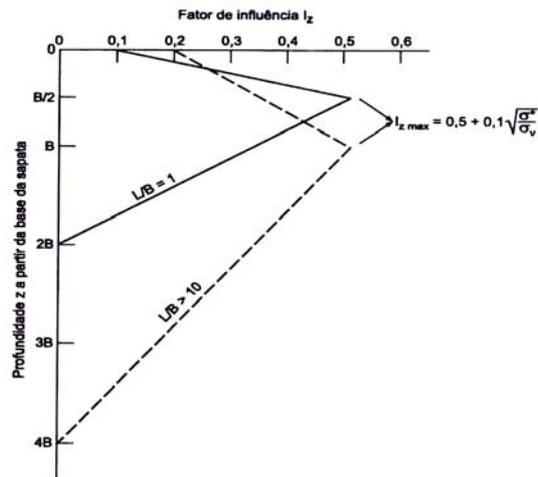


FIGURA 3. Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann et al., 1978, extraído de Cintra et al., 2003).

Para o caso de sapatas circulares ou com dimensões iguais nos dois sentidos ($L/B = 1$), as seguintes equações podem determinar o valor de I_z na profundidade desejada.

$$I_z = 0,1 + 2 (I_{z \max} - 0,1) z/B \quad \text{para } z \leq B/2 \quad (8)$$

$$I_z = 2/3 I_{z \max} (2 - z/B) \quad \text{para } B/2 \leq z \leq 2B \quad (9)$$

Método de Barata (1984, 1986)

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

$$\rho_i = \sigma B [(1 - \nu^2) / E_s] c_{\Delta} \lambda \quad (10)$$

em que:

ρ_i = recalque imediato;

σ = tensão média uniformemente distribuída;

B = diâmetro ou largura da fundação;

ν = coeficiente de poisson do solo;

E_s = módulo de deformabilidade do solo;

c_{Δ} = coeficiente dependente da forma e rigidez da sapata (Tabela 1);

λ = coeficiente de profundidade.

O coeficiente de profundidade é obtido por meio da (Figura 4), em que h representa a profundidade da fundação e R o raio da placa.

TABELA 1. Coeficiente dependente da forma e da rigidez da placa - Caquot-Kerisel (Barata, 1984).

Características da placa carregada			Valor teórico de c_{Δ}	Valor médio de c_{Δ}
Forma	Tipo de carga	Localização do recalque		
Circular	carga uniforme	centro	1	0,85
	carga uniforme	periferia	0,636	
	placa rígida	área inteira	0,785	
Quadrada	carga uniforme	centro	1,12	0,95
	carga uniforme	meio do lado	0,78	
	carga uniforme	vértice	0,56	
	placa rígida	área inteira	0,85	

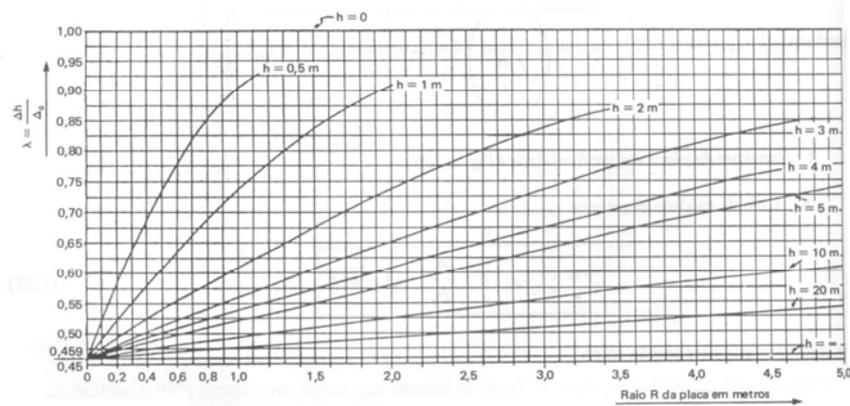


FIGURA 4. Integração das expressões de Mindlin para a obtenção do coeficiente de profundidade - Caquot-Kerisel (Barata, 1984).

No cálculo dos recalques, o valor do módulo de deformabilidade do solo é considerado a meia altura do bulbo de pressões. Com relação ao coeficiente de Poisson, Barata (1984, 1986) esclarece que, na prática, o valor de 0,3 não conduz a erros significativos.

Método de Janbu et al. (1956)

Segundo Cintra et al. (2003), a estimativa de recalques imediatos por meio 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 sobreadensadas.

Todavia, a introdução de fatores denominados μ_0 e μ_1 retirados de gráficos (Figura 5) 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).

$$\rho_i = 1,21 \mu_0 \mu_1 \sigma^* B / E_s \quad (11)$$

em que:

ρ_i = recalque imediato;

μ_0 = fator relacionado com o embutimento e a dimensão da sapata;

μ_1 = fator relacionado com a profundidade da camada e a dimensão da sapata;

σ^* = tensão líquida aplicada pela fundação;

B = diâmetro ou largura da fundação;

E_s = módulo de deformabilidade do solo.

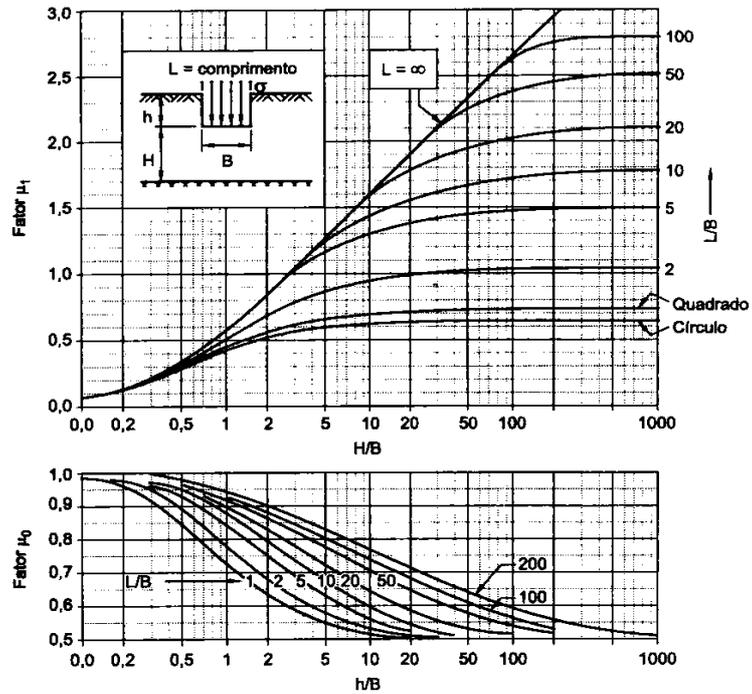


FIGURA 5. Fatores μ_0 e μ_1 para cálculo de recalque imediato (Janbu et al., 1956, extraído de Cintra et al., 2003)

2.3.3 Módulo de deformabilidade do solo

Para a estimativa do módulo de deformabilidade do solo correlacionando-o com o índice SPT, a seguinte fórmula foi elaborada por Teixeira & Godoy (1996).

$$E_s = \alpha K N_{spt} \quad (12)$$

em que:

α = fator de correlação de acordo com o tipo de solo (Tabela 2);

K = índice que relaciona a resistência de ponta do cone (q_c) com a resistência à penetração da sondagem SPT (Tabela 3).

TABELA 2. Fator α , em função do tipo de solo (Teixeira & Godoy,1996).

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

TABELA 3. Índice K, em função do tipo de solo (Teixeira & Godoy,1996).

Solo	K (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

2.3.4 Recalques admissíveis

Albiero & Cintra (1996) citam que, geralmente, os recalques em tubulões sob cargas de trabalho são baixos e não excedem 25 mm, sendo aceitáveis pela maioria das estruturas. Entretanto, nos casos em que a maior parte da capacidade de carga é suportada pela base, os recalques podem ser elevados e devem ser necessariamente estimados.

A NBR 6122/96 da ABNT (1996) afirma que as distorções angulares, geralmente, prejudicam a estabilidade ou a funcionalidade dos edifícios. Por essa razão, no estudo de recalques admissíveis e correspondentes danos à construção, muitos autores baseiam-se na distorção angular (Cintra, 1984).

Terzaghi & Peck (1967) citaram recalques diferenciais da ordem de 20 mm como perfeitamente aceitáveis pela maioria das edificações. Com relação as distorções angulares, Skempton & MacDonald (1956) sugeriram o valor limite de 1/300 para o aparecimento de fissuras em paredes de edifícios. Em 1963, Bjerrum, com base no trabalho de Skempton & MacDonald (1956), propôs limites de distorção angular para vários tipos de obra (Figura 6).

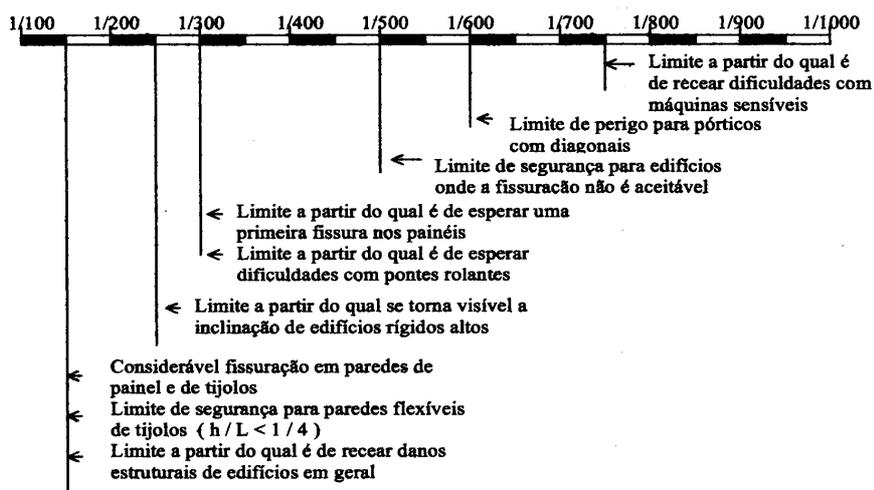


FIGURA 6. Limites de distorção angular em função do tipo de obra (Bjerrum, 1963, extraído de Colares, 2006).

Alonso (1991) menciona que em prédios construídos há mais de cinco anos e que já estão estabilizados a velocidade aceitável de recalque é inferior a

20 $\mu\text{m}/\text{dia}$. Em prédios com mais de um ano e menos de cinco anos, a velocidade aceitável é de 30 $\mu\text{m}/\text{dia}$, porém, em prédios em construção a velocidade pode chegar a 200 $\mu\text{m}/\text{dia}$. Os valores fora desses limites podem ser considerados altos. A tolerância aos recalques admissíveis, muitas vezes, depende das normas locais (Iwamoto, 2000).

2.3.5 Danos associados aos recalques

Lopes (1988), citado por Colares (2006), menciona três tipos de danos causados pelos recalques, que são: estéticos, funcionais e estruturais.

Os estéticos não afetam o funcionamento ou a estabilidade da construção. Seu efeito é apenas visual, porém, podem causar desconforto aos usuários.

Os danos funcionais interferem no uso da edificação, podendo causar problemas em tubulações, portas, janelas e pisos.

Os danos estruturais são considerados os mais sérios, pois poderão levar a edificação à ruína, em situações mais extremas. Normalmente, nesse tipo de dano, aparecem trincas nos elementos que compõem a estrutura, como vigas, lajes e pilares.

3 MATERIAL E MÉTODOS

Neste trabalho foi realizada uma análise de previsão 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.

3.1 Características geotécnicas do solo da cidade

A cidade de Lavras está localizada no sul do estado de Minas Gerais, a 21° 15' de latitude sul e 45° de longitude oeste em uma área aproximada de 550 km² e uma população de 100.000 habitantes. A altitude do município varia entre 800 a 1.200 metros, tendo algumas unidades pedológicas bastante diferenciadas ao longo de toda a delimitação da extensão de sua área municipal.

De acordo com as sondagens realizadas para esta pesquisa, pode-se notar que, normalmente, as primeiras camadas do solo de Lavras, MG são constituídas por argilas de consistência mole a média. Em alguns casos, as argilas alcançam profundidades em torno de 7 m. As camadas mais profundas são, em geral, constituídas por siltes arenosos ou argilosos. Os valores de SPT são baixos nos primeiros metros, principalmente na camada argilosa, sendo que, com o aumento da profundidade, ele cresce de forma significativa, chegando a valores em torno de 55 golpes.

Estudo realizado por Teixeira (1997), analisou 352 furos de sondagens executados na cidade de Lavras, MG. Em 34% das sondagens, constatou-se a presença de argila arenosa na primeira camada do subsolo e, na segunda camada, silte arenoso em 39% dos casos, conforme ilustra a Figura 7. A profundidade média dos furos de sondagem foi de 11,60 m e o nível d'água foi localizado em 37% dos casos, com média de 6,20 m de profundidade. O topo do impenetrável

do subsolo foi constatado em 70% dos furos, sendo a profundidade média de 12,80 m. Como a cidade de Lavras apresenta uma topografia acidentada, nos locais mais altos, o uso de tubulões é facilitado pela maior profundidade do lençol freático.

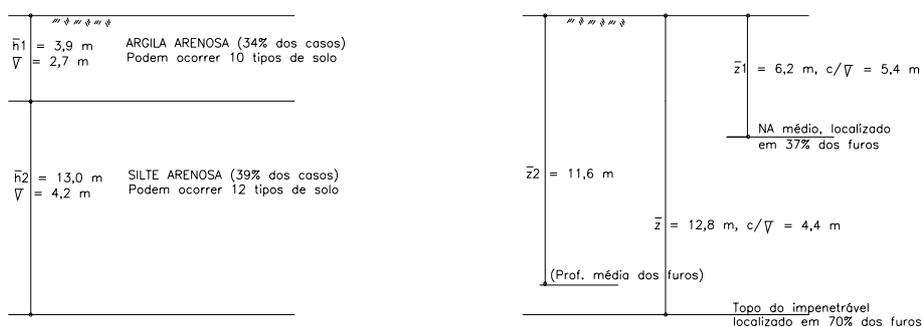


FIGURA 7. Perfil mais representativo do subsolo da cidade de Lavras, MG (Teixeira, 1997).

3.2 Cálculos estruturais dos edifícios

Os cálculos estruturais dos edifícios analisados foram realizados pelo autor deste trabalho, utilizando-se 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.

A estrutura do edifício é discretizada em um modelo de barras que representam as vigas e os pilares, compondo um sistema reticular de pórtico

espacial. O cálculo de cada painel de lajes é feito isoladamente, sendo as reações de apoio transferidas para as barras do pórtico.

O sistema realiza uma análise elástica linear e de primeira ordem para o pórtico espacial e grelhas do pavimento e avalia a estabilidade global para estimar se a estrutura é deslocável ou não.

A análise do pórtico resulta nas deformações e esforços internos em todas as barras, sendo as cargas nos vínculos de fundação levadas para os blocos ou sapatas.

3.3 Descrição dos edifícios

3.3.1 Edifício 1

O edifício 1 está localizado na área central da cidade de Lavras. Possui 14 lajes e a garagem se localiza no subsolo, abaixo do nível da rua. Sua área total é de 7800 m² e a área de cada pavimento tipo é de 471 m².

No corpo principal existem 20 pilares, com carga total variando de 1.940 a 6.620 kN e carga média de 4.264 kN (Figura 8 e Tabela 4). Os tubulões estão apoiados numa profundidade de 10 m abaixo do subsolo e a tensão admissível adotada foi de 500 kPa.

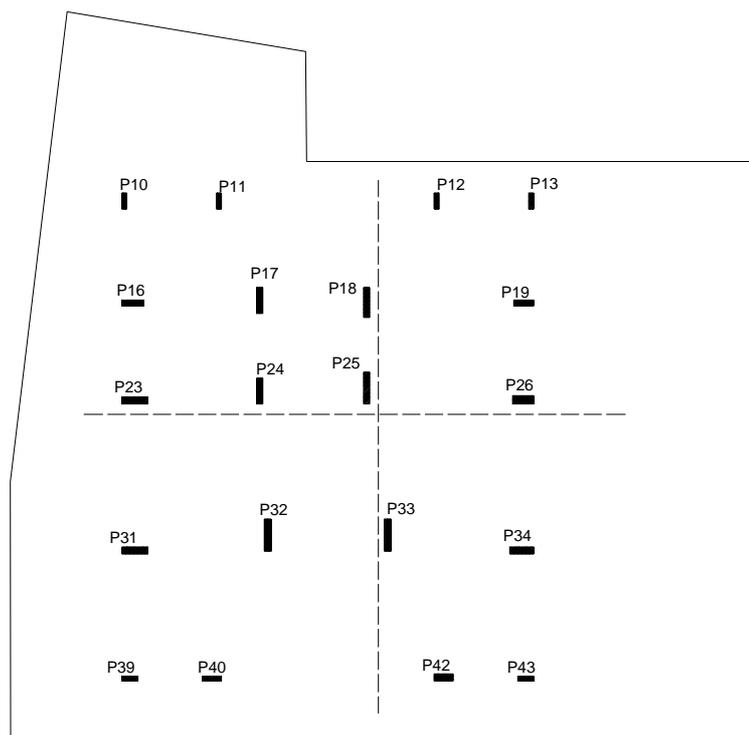


FIGURA 8. Planta de locação dos pilares do edifício 1

TABELA 4. – Cargas e dimensões dos pilares e tubulões do edifício 1

Pilar Nº	Carga total (kN)	Dimensão dos pilares (cm)	Dados geométricos dos tubulões	
			d (cm) fuste	D (cm) base
10	2690	25 x 80	95	285
11	2360	25 x 80	85	245
12	2240	25 x 80	85	245
13	2710	25 x 80	95	285
16	4010	30 x 110	110	320
17	4610	30 x 130	125	360
18	5220	30 x 150	125	360
19	4060	30 x 100	110	320
23	5910	35 x 130	135	390
24	4980	30 x 130	125	360
25	5780	30 x 160	135	390
26	6280	42 x 105	140	400
31	5600	35 x 130	135	390
32	6420	35 x 160	145	410
33	6620	35 x 160	145	410
34	5580	35 x 120	135	390
39	2120	25 x 80	85	245
40	3170	25 x 95	95	285
42	2980	36 x 95	95	285
43	1940	25 x 80	85	245

Foram realizados, no terreno, cinco furos de sondagem. Nos primeiros 5 m, foi detectada argila de consistência mole a média, com valores médios de SPT entre 5 e 7. Porém, o solo, nos 3 m iniciais, foi retirado para a construção do subsolo. As camadas seguintes do subsolo são constituídas de silte argiloso, variando de mole a duro, com valores médios de SPT entre 8 e 39. Na camada de apoio do tubulão, o valor do SPT médio é 24 (Figura 9).

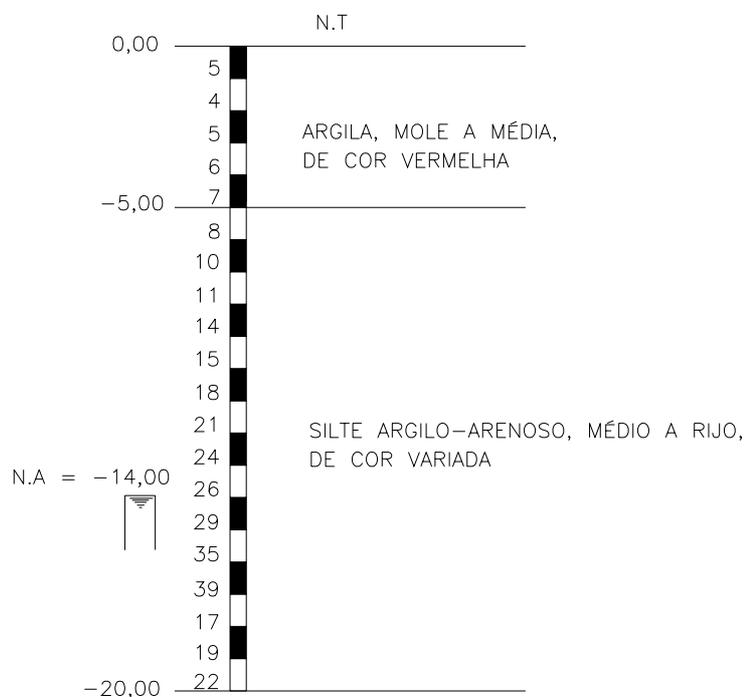


FIGURA 9. Perfil médio do subsolo do edifício 1

3.3.2 Edifício 2

O edifício 2 está localizado na área central da cidade de Lavras. 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 m² e a área de cada pavimento tipo é de 473 m².

No corpo principal existem 28 pilares, com carga total variando de 690 a 5.020 kN e carga média de 2.242 kN (Figura 10 e Tabela 5). Os tubulões estão apoiados numa profundidade de 12 m abaixo do subsolo e a tensão admissível adotada foi de 600 kPa.

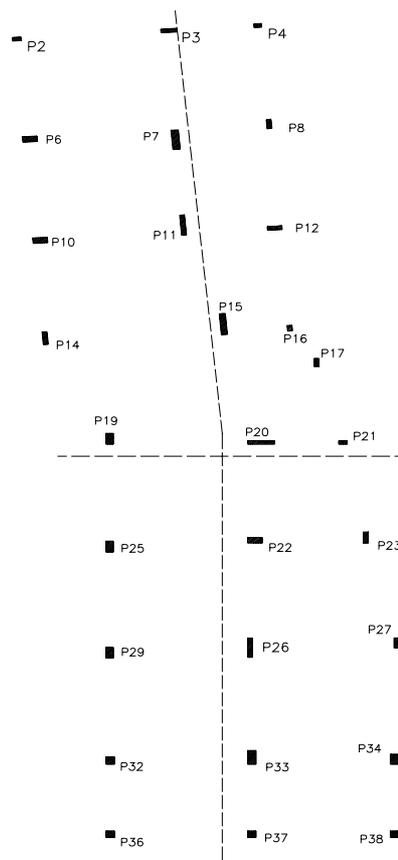


FIGURA 10. Planta de localização dos pilares do edifício 2

TABELA 5. Cargas e dimensões dos pilares e tubulões do edifício 2

Pilar Nº	Carga total (kN)	Dimensão dos pilares (cm)	Dados geométricos dos tubulões	
			d (cm) fuste	D (cm) base
2	1030	20 x 45	70	150
3	1890	20 x 70	80	200
4	690	20 x 40	70	130
6	2720	30 x 60	90	235
7	4650	30 x 105	130	315
8	1430	20 x 50	80	200
10	2600	30 x 60	90	235
11	3900	20 x 110	120	280
12	1700	20 x 60	80	200
14	2330	20 x 70	90	235
15	5020	25 x 115	130	315
16	800	20 x 40	70	130
17	1230	20 x 45	80	200
19	2720	30 x 60	90	235
20	3170	20 x 110	120	280
21	1100	20 x 45	70	150
22	2670	30 x 60	105	260
23	1890	20 x 60	90	235
25	2170	30 x 60	90	235
26	3680	20 x 105	120	280
27	1910	20 x 55	80	200
29	2070	30 x 60	90	235
32	1980	35 x 40	80	200
33	3380	35 x 75	105	260
34	2380	35 x 50	90	235
36	1040	35 x 35	70	150
37	1800	35 x 35	80	200
38	840	35 x 35	70	130

Foram realizados no terreno quatro furos de sondagem. O primeiro metro é constituído por aterro com argila. Entre 2 e 7 m, foi detectado solo argiloso de consistência mole a média, com valores médios de SPT entre 4 e 7. Entre 8 e 10 m, encontrou-se silte argiloso médio a duro, com valores médios de SPT entre 9 e 20. As camadas seguintes do subsolo são constituídas de silte areno-argiloso compacto, com valores médios de SPT entre 28 e 50. Na camada de apoio do tubulão, o valor do SPT médio é 35 (Figura 11).

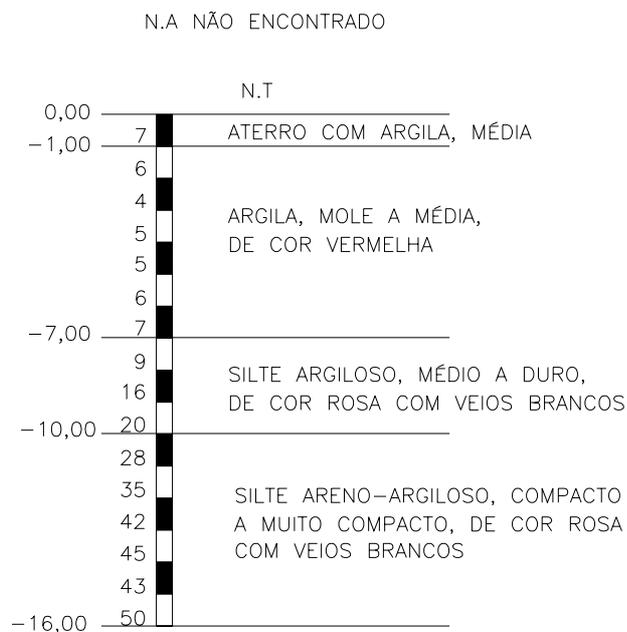


FIGURA 11. Perfil médio do subsolo do edifício 2

3.3.3 Edifício 3

O edifício 3 está localizado na área central da cidade de Lavras. Possui 10 lajes e a garagem se localiza no subsolo, abaixo do nível da rua. Sua área total é de 6.200 m² e a área de cada pavimento tipo é de 568 m².

No corpo principal existem 34 pilares, com carga total variando de 1.090 a 3.320 kN e carga média de 1.890 kN (Figura 12, Tabela 6). Os tubulões estão apoiados numa profundidade de 7 m abaixo do subsolo e a tensão admissível adotada foi de 570 kPa.

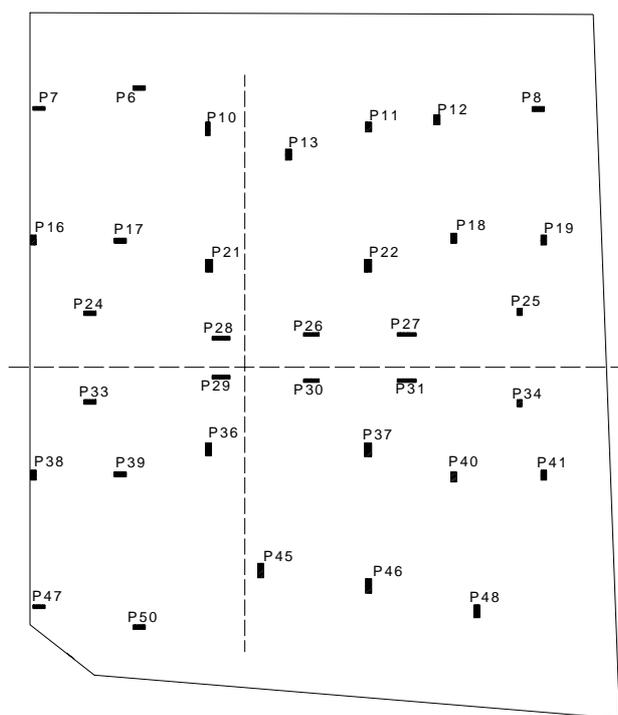


FIGURA 12. Planta de localização dos pilares do edifício 3

TABELA 6. Cargas e dimensões dos pilares e tubulões do edifício 3

Pilar Nº	Carga total (kN)	Dimensão dos pilares (cm)	Dados geométricos dos tubulões	
			d (cm) fuste	D (cm) base
6	1390	25 x 55	70	175
7	1200	20 x 50	70	165
8	1500	27 x 55	70	175
10	1850	20 x 80	80	200
11	1560	27 x 55	80	185
12	1720	27 x 55	80	185
13	2270	28 x 60	80	220
16	1090	25 x 55	70	165
17	2060	27 x 55	80	200
18	2380	27 x 55	80	220
19	1420	25 x 55	70	175
21	3170	35 x 70	95	260
22	3300	32 x 70	95	260
24	1500	25 x 55	70	175
25	1280	23 x 44	70	165
26	1590	20 x 70	80	185
27	2030	20 x 90	95	205
28	1690	20 x 80	80	190
29	1720	20 x 80	80	190
30	1580	20 x 70	80	185
31	2100	22 x 90	95	205
33	1630	25 x 55	80	185
34	1330	23 x 40	70	165
36	3070	27 x 70	95	260
37	3320	35 x 75	95	260
38	1130	25 x 55	70	165
39	2060	27 x 55	80	200
40	2230	27 x 55	80	220
41	1420	25 x 55	70	175
45	2460	27 x 80	90	225
46	2570	27 x 80	90	225
47	1240	20 x 55	70	165
48	1770	27 x 70	80	200
50	1620	25 x 55	80	185

Foram realizados, no terreno, quatro furos de sondagem. Nos primeiros 5 m foi detectado silte argiloso, de consistência mole a média, com valores médios de SPT entre 3 e 9. Porém, o solo nos 3 m iniciais foi escavado para construção do subsolo. As camadas seguintes do subsolo são constituídas de silte pouco arenoso, variando de medianamente compacto a muito compacto, com valores médios de SPT entre 12 e 58. Na camada de apoio do tubulão, o valor do SPT médio é 38 (Figura 13).

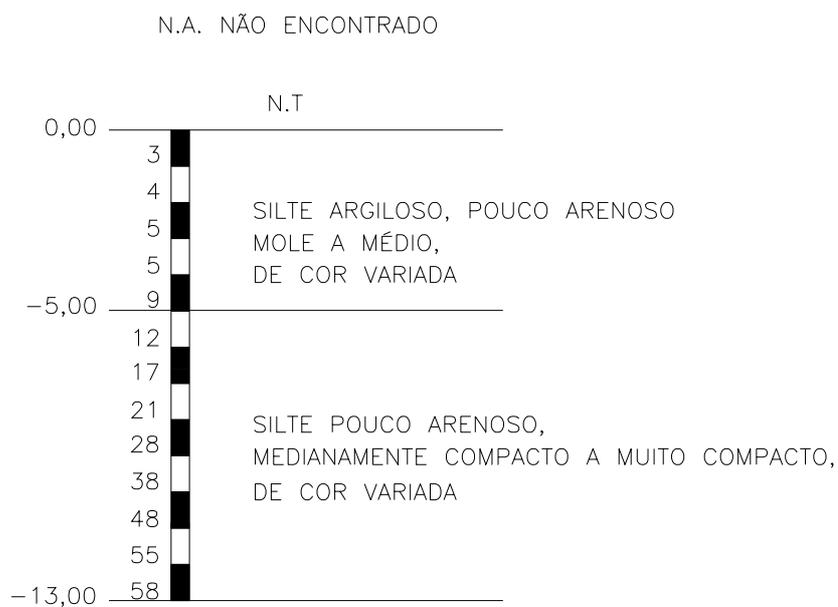


FIGURA 13. Perfil médio do subsolo do edifício 3

3.3.4 Edifício 4

O edifício 4 também está localizado na área central da cidade de Lavras. Possui 11 lajes. Sua área total é de 3.870 m² e a área de cada pavimento tipo é de 330 m².

No corpo principal existem 26 pilares com carga total variando de 580 a 4.240 kN e carga média de 2.007 kN (Figura 14, Tabela 7). Os tubulões estão apoiados numa profundidade de 10 m abaixo da garagem e a tensão admissível adotada foi de 600 kPa.

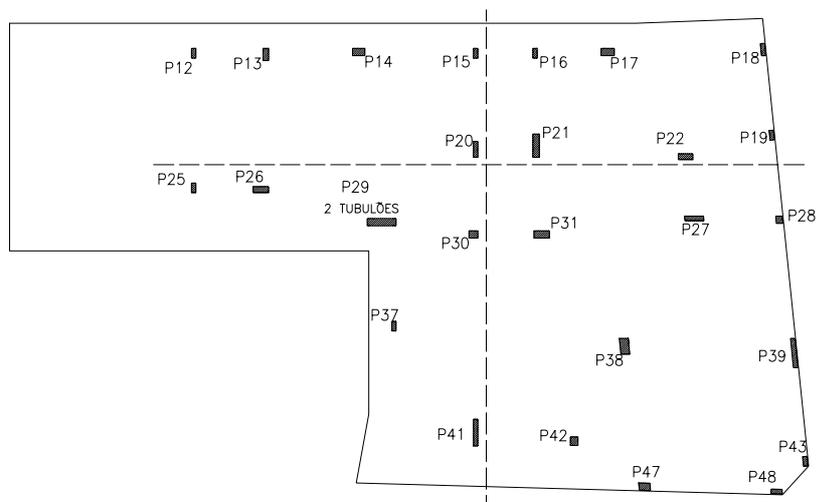


FIGURA 14. Planta de localização dos pilares do edifício 4

TABELA 7. Cargas e dimensões dos pilares e tubulões do edifício 4

Pilar Nº	Carga total (kN)	Dimensão dos pilares (cm)	Dados geométricos dos tubulões	
			d (cm) fuste	D (cm) base
12	810	20 x 40	70	140
13	1480	25 x 55	70	180
14	2070	30 x 55	85	215
15	1240	20 x 40	70	180
16	580	20 x 40	70	140
17	2270	30 x 60	90	225
18	1330	20 x 50	70	180
19	920	20 x 40	70	140
20	1580	20 x 65	85	215
21	4240	30 x 95	115	300
22	2050	25 x 65	85	215
25	720	20 x 40	70	140
26	2340	25 x 75	90	225
27	2130	20 x 85	85	215
28	770	30 x 30	70	140
30	1800	25 x 55	85	215
31	2820	32 x 60	95	245
37	710	20 x 40	70	140
38	4120	50 x 65	115	300
39	2840	20 x 120	95	245
41	2650	20 x 110	95	245
42	1020	35 x 35	70	180
43	860	20 x 40	70	140
47	2010	30 x 50	85	215
48	1160	20 x 50	70	180

Foram realizados, no terreno, três furos de sondagem. Entre 1 e 2 m foi detectado solo argilo-siltoso de consistência mole, com valores médios de SPT 4. Entre 3 e 6 m, encontrou-se silte argilo-arenoso médio a rijo, com valores médios de SPT entre 7 e 11. As camadas seguintes do subsolo são constituídas de silte areno-argiloso compacto a muito compacto, com valores médios de SPT entre 18 e 50. Na camada de apoio do tubulão, o valor do SPT médio é 21 (Figura 15).

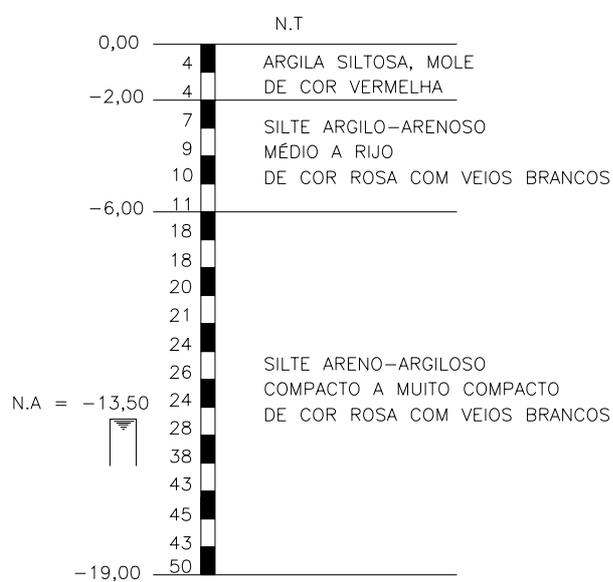


FIGURA 15. Perfil médio do subsolo do edifício 4

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Recalques imediatos estimados

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 8).

TABELA 8. Recalques imediatos dos tubulões do edifício

Edifício 1 – Valores de recalques imediatos (mm)			
Pilar Nº	Método de Schmertmann et al.	Método de Barata	Método de Janbu et al.
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 9).

TABELA 9. Recalques imediatos dos tubulões do edifício 2

Edifício 2 – Valores de recalques imediatos (mm)			
Pilar N°	Método de Schmertmann et al.	Método de Barata	Método de Janbu et al.
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

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 10).

TABELA 10. Recalques imediatos dos tubulões do edifício 3

Edifício 3 – Valores de recalques imediatos (mm)			
Pilar N°	Método de Schmertmann et al.	Método de Barata	Método de Janbu et al.
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

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 11).

TABELA 11. Recalques imediatos dos tubulões do edifício 4

Edifício 4 – Valores de recalques imediatos (mm)			
Pilar N°	Método de Schmertmann et al.	Método de Barata	Método de Janbu et al.
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

Durante a fase do projeto de fundações, os tubulões com cargas próximas foram agrupados e executados com as mesmas dimensões de base e fuste. Dessa forma, na previsão do recalque imediato de cada grupo, o tubulão com maior carregamento foi o considerado, podendo haver valores superestimados de recalques para os tubulões com cargas inferiores.

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

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. Os solos são constituídos basicamente por partículas sólidas, entremeadas por água, ar e, não raras vezes, material orgânico. Sob efeito de cargas externas, todos os solos, em maior ou menor proporção, se deformam (Thomaz, 1989).

Os edifícios 1 e 4 apresentaram os maiores valores de recalques estimados. Nesses edifícios, foram detectadas ocorrências de nível d'água no subsolo. Os tubulões estão apoiados acima desse nível, com SPT = 24 e SPT = 21, respectivamente e, portanto, com SPT inferiores aos outros edifícios: SPT = 35 (edifício 2) e SPT = 38 (edifício 3). A menor resistência do solo à deformação conduziu a maiores valores de recalques estimados para essas duas construções.

O edifício 1, além de apresentar menor resistência do solo à deformação, quando comparado aos edifícios 2 e 3, também apresentou o maior valor médio do carregamento dos pilares (4264 kN) dentre todos os edifícios, contribuindo para o aumento do valor dos recalques. Os outros edifícios apresentaram valores

inferiores para o carregamento médio dos pilares: 2.242 kN (edifício 2), 1.890 kN (edifício 3) e 2.007 kN (edifício 4).

O edifício 4, embora apresente um carregamento médio dos pilares inferior ao edifício 2, possui a menor resistência do solo à deformação (SPT = 21) dentre os quatro edifícios, contribuindo para aumentar o valor do recalque.

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.

Embora os edifícios apresentem diferentes valores de recalques, ocasionados principalmente por diferentes valores de SPT e carregamento médios dos pilares, todos encontram-se dentro dos limites aceitáveis pela literatura (Albiero & Cintra, 1996). Há necessidade de se estabelecer o que se denomina recalque admissível porque, ao manter os recalques e as distorções angulares entre limites pré-fixados, pode-se garantir que a estrutura cumpra suas finalidades (Alonso, 1991).

Gonçalves (2004) analisou os recalques estimados, porém, utilizou fundações rasas (sapatas), de um único edifício da cidade do Rio de Janeiro, empregando os métodos de Barata (1984, 1986), Schmertmann (1970, 1978), Aoki & Lopes (1975), com módulo de deformabilidade variando com a profundidade e Aoki & Lopes (1975), com módulo de deformabilidade constante com a profundidade. Os valores médios de recalque encontrados foram 12,60; 10,00; 18,04 e 11,86 mm, respectivamente, quando a obra encontrava-se concluída e com sobrecarga de ocupação. Lucena et al. (2004) utilizaram os métodos de Barata (1984), Burland & Burbidge (1985), Schmertmann et al. (1978) e Schultze & Sherif (1973), para analisar os recalques em diferentes edifícios da cidade de Recife, utilizando fundações rasas. Lobo et al. (1998), realizaram o acompanhamento de recalques de pilares

de um edifício apoiado em tubulões no interior de São Paulo, encontrando valores muito abaixo dos observados em edifícios do mesmo porte na mesma cidade e utilizando o mesmo tipo de fundação.

Na maioria dos métodos empregados para estimativa de recalques, os valores médios dos recalques estimados são maiores que os valores médios obtidos, concluindo-se que os módulos de deformabilidade do solo usados para as estimativas de recalques foram subestimados (Gonçalves et al., 2004 & Lucena et al., 2004)

4.2 Recalques diferenciais e distorções angulares

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).

Além dos pequenos valores dos recalques diferenciais, os pilares possuem distâncias razoavelmente espaçadas entre si, o que contribuiu para que os valores de distorções angulares ficassem em patamares abaixo do limite máximo admissível ($1/300$).

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. Os recalques elevados dentro da estrutura geralmente podem ser tolerados, desde que os recalques diferenciais se encontrem dentro dos limites admissíveis (Cintra et al., 2003).

O fato de o edifício 3 possuir o menor carregamento dos pilares e estar apoiado no solo com maior valor de SPT proporcionou resultados mais conservadores.

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. Para as fundações profundas, como as utilizadas neste trabalho, até há bem pouco tempo supunha-se não serem importantes os recalques diferenciais. A prática vem mostrando que existem situações particularmente desfavoráveis, nas quais podem ocorrer recalques bastante significativos (Thomaz, 1989).

4.3 Curvas deformadas da estrutura

Buscando-se demonstrar a variação dos recalques dentro da estrutura analisada neste trabalho, foram construídas curvas deformadas para cada edifício. Lobo et al. (2000) utilizaram as curvas deformadas da estrutura para acompanhar os recalques em um edifício construído utilizando fundações em tubulões. A magnitude dos recalques dos tubulões deve-se, principalmente, às cargas aplicadas e às características do solo subjacente (Cintra et al., 2003).

Thomaz (1989) cita, além desses, outros fatores, como: disposição do lençol freático, dimensões e formato da placa carregada, e interferência de fundações vizinhas.

Para a construção das curvas deformadas, foi traçado um eixo horizontal e outro vertical, priorizando a parte central nas plantas de locação dos pilares (Figuras 8, 10, 12 e 14). Os recalques estimados dos pilares mais próximos dos eixos foram utilizados para a construção da curva deformada da estrutura.

A deformação da estrutura do edifício 1, ao longo do eixo horizontal está ilustrada na Figura 16. Pode-se notar que existem pilares externos recalcando mais que os pilares internos, o que se deve ao fato de alguns pilares externos estarem bastante carregados.

A deformação da estrutura do edifício 1 ao longo do eixo vertical está representada na Figura 17. Pela curva, pode-se observar que os pilares internos apresentaram os maiores recalques.

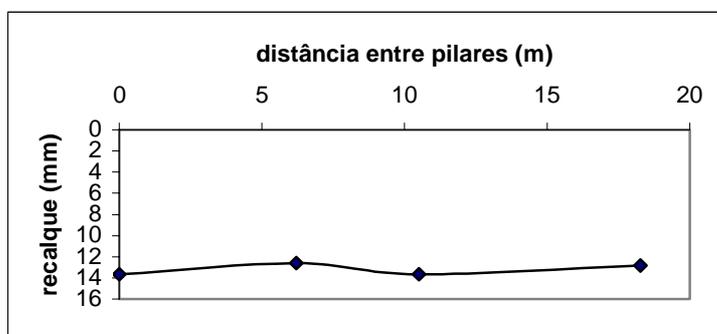


FIGURA 16 Curva deformada da estrutura do edifício 1 – eixo horizontal

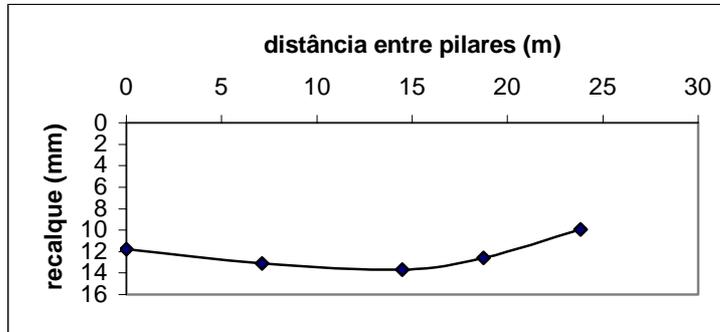


FIGURA 17. Curva deformada da estrutura do edifício 1 – eixo vertical

No edifício 2, observa-se, por meio das curvas deformadas, que tanto no eixo horizontal como no eixo vertical, os maiores recalques estão nos pilares internos. Esses pilares possuem cargas maiores do que os pilares externos (Figuras 18 e 19).

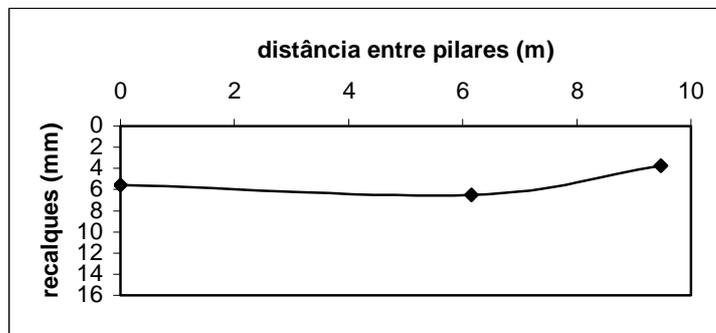


FIGURA 18. Curva deformada da estrutura do edifício 2 – eixo horizontal

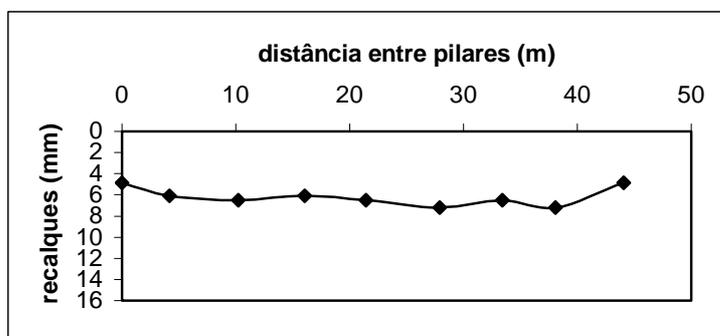


FIGURA 19. Curva deformada da estrutura do edifício 2 – eixo vertical

No edifício 3, os recalques diferenciais entre os pilares foram pequenos. Ao longo do eixo horizontal, os pilares internos possuem maiores recalques do que os externos. Já ao longo do eixo vertical, os recalques vão se acentuando da parte externa para a interna, até que, ao atingir a parte central da edificação, voltam a diminuir (Figuras 20 e 21).

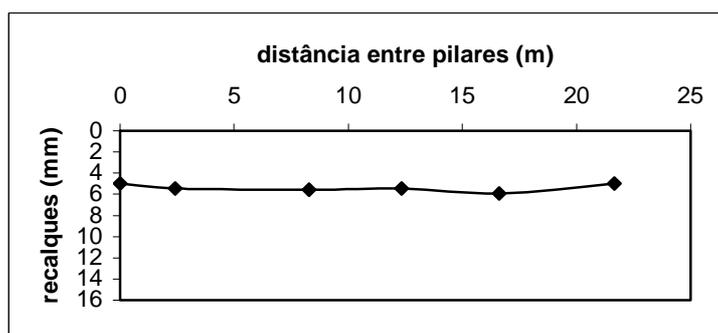


FIGURA 20. Curva deformada da estrutura do edifício 3 – eixo horizontal

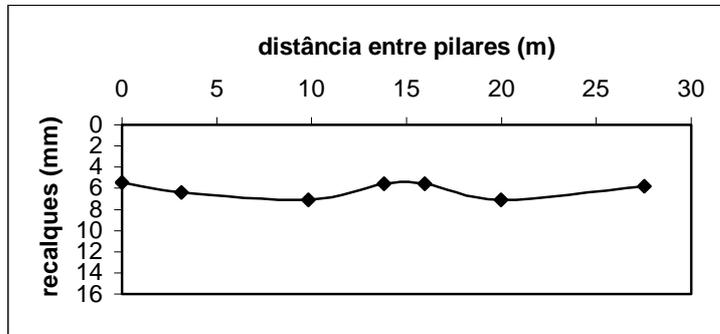


FIGURA 21. Curva deformada da estrutura do edifício 3 – eixo vertical

No eixo horizontal do edifício 4, em sua parte central, pode-se observar um recalque diferencial mais acentuado do que nas edificações anteriores, embora, ainda, totalmente dentro dos limites aceitáveis. Esse recalque compreende o local em que estão situados os pilares P20 e P21, que possuem cargas bastante diferentes entre si (Figuras 22 e 23).

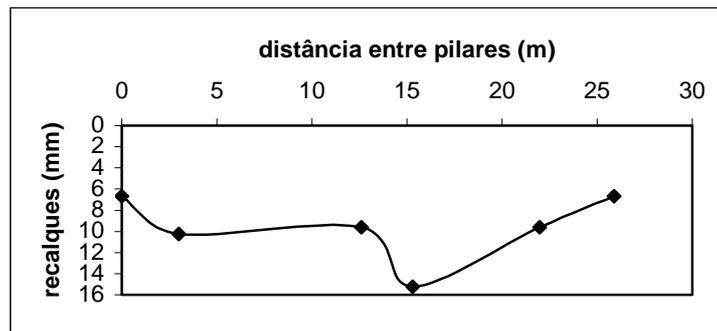


FIGURA 22. Curva deformada da estrutura do edifício 4 – eixo horizontal

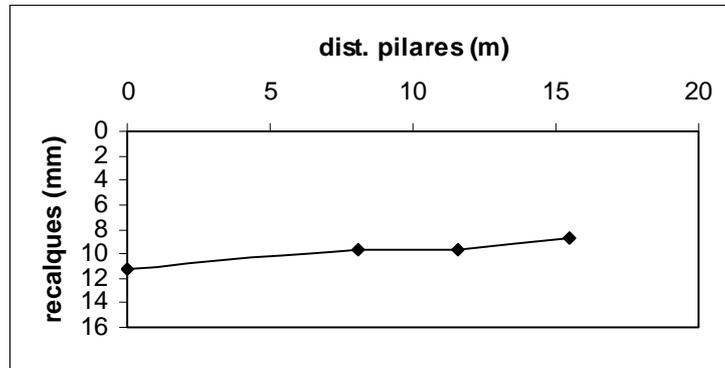


FIGURA 23. Curva deformada da estrutura do edifício 4 – eixo vertical

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.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH et al. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1996. cap. 8, p. 302-327.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1991. 142 p.

AOKI, N. Reflexões sobre o comportamento de sistema isolado de fundação. In: SEFE IV, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2000. v.1, p. 24-39.

AOKI, N.; LOPES, F. R. “Estimating stress and settlements due to deep foundation”. In: CONFERENCE PANAMERICAN OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 377-386.

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. Tese (Concurso para professor titular) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

BJERRUM, L. “Discussion on section 6”. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1963, Wiesbaden. v.2, p. 135-137.

BURLAND, J. B.; BURBIDGE, M. C. Settlements of foundations on sand and gravel. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers Design and Construction**, London, part 1, v.78, p. 1325-1381, Dec. 1985.

CINTRA, J. C. A. **Capacidade de carga e recalques de fundações diretas**. São Carlos: Publicação da Escola de Engenharia de São Carlos, 1984.

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 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R.; CRISPEL, F. A. A medida dos recalques desde o início da construção como controle de qualidade das fundações. In: SEFE IV, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2000. v.1. p. 191-202.

GONÇALVES, J. C. **Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício.** 2004. 126 p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

GONÇALVES, J. C.; DANZIGER, F. A. B.; SANTA MARIA, P. E. L.; CRISPEL, F. A. Comparação entre recalques medidos e previstos em edifício com fundações superficiais. In: SEFE V, 2004, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2000. v. 2. p. 290-299.

GUSMÃO, A. D. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 47-55, Abr. 1994

GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo estrutura e sua influência em recalques de edifícios.** 1990. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda.** 2000. 140 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

JANBU, N.; BJERRUM, L.; KJAERNSLI, B. **Veiledning ved losning av fundamenteringsoppgaver.** Oslo: Norwegian Geotechnical Institute, 1956. (Publication 16).

LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H. Comportamento de tubulões através da medida de recalques de um edifício no interior de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DO SOLO E ENGENHARIA DE FUNDAÇÃO, COBRAMSEF, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu, 1994. v. 1, p. 135-142.

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 FUNDAÇÃO, COBRAMSEF, 11., 1998, Brasília. **Anais....** Brasília, 1998. v. 3, p. 1461-1468.

LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H.; ANUNCIACÃO, R. G. Recalques dos tubulões durante a construção de um edifício. In: SEFE IV, 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2000. v. 1, p. 45-57.

LUCENA, A. E. F. L.; BEZERRA, R. L.; GUSMÃO, A. D. Monitoramento de recalques de edifícios sobre fundações diretas desde o início da construção e avaliação da interação solo estrutura. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 27, n. 3, p. 215-229, dez. 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6122/96 - Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

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

SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute settlement over sand. **JSMDF, ASCE**, v.96, n. SM3, p. 1011-1043, 1970.

SCHMERTMANN, J. H.; HARTMAN, J.P.; BROWN, P. R. Improved strain influence factor diagrams. **Journal of the Geotechnical Engineering Division-ASCE**, v.104, n. 8, p. 1131-1135, 1978.

SCHULTZE, E.; SHERIF, G. Prediction of settlements from evaluated settlement observation on sands. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973, v. 2, p. 225-230.

SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. Allowable Settlements of buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers Design and Construction**, London, v. 5, pt. 3, p. 727-768, 1956.

SOARES, V. B.; SOARES, W. C. **Estacas de compactação (melhoramento de solos arenosos com estacas de compactação)**. João Pessoa: Paraibana, 2004. 176 p.

SOARES, W. C. **Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação**. 2005. 132 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH et al. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1996. cap. 7, p. 227-264.

TEIXEIRA, C. Z. **Capacidade de carga de sapatas, estacas de pequeno diâmetro e tubulões curtos em função do SPT: um estudo em solos residuais de gnaisses para a região sul de minas**. 1997. 272 p. tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley, 1967. 792 p.

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios, causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: PINI, 1989. 175 p.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações: critérios de projeto e investigação do subsolo fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de textos, 2004. v.1, 226 p.