Darcília Ruani Jordão

Estabilidade Global de Edifícios
Sobre Fundações Profundas,
Considerando a Interação Estrutura - Solo

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, como
parte dos requisitos para a obtenção do Título de
Mestre em Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Nelson Aoki

São Carlos
2003

Dedico este trabalho aos meus pais

Orlando e Armerinda

AGRADECIMENTOS

A Deus pela força e determinação nos momentos mais difíceis.

Ao CNPq pelo apoio financeiro para a realização deste trabalho.

Ao Departamento de Geotecnia por ter oferecido condições para o meu aperfeiçoamento profissional e elaboração desta dissertação.

Ao Prof. Nelson Aoki pela orientação.

Ao Departamento de Estruturas, por ter colocado à disposição o programa de cálculo estrutural TQS para a realização da análise dos modelos numéricos. Em especial ao Prof. José Elias Laier e ao Prof. José Samuel Giongo.

Ao Eng. Valter Frederico por ter cedido as plantas de fundação do edifício do exemplo 1.

Ao Eng. Ricardo Dias pelas sugestões com o uso do programa de cálculo estrutural TQS e ao Eng. Jeselay Reis pelo auxílio na programação em FORTRAN.

Ao Prof. Edmundo Esquivel pelas sugestões na redação desta dissertação.

A Gilvana, Fernanda e Valdirene pelo apoio e pela amizade.

A todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Geotecnia que de uma maneira ou outra tornaram possível a conclusão desta etapa.

Aos meus pais, Orlando e Armerinda, pela educação e pelo amor que me deram. À minha irmã Ermelinda, pela grande amizade. Ao meu namorado Alex, por sua compreensão e amor. Aos meus avós, Sebastião e Maria, que sempre torceram por mim. Aos meus tios, Sebastião e Nanci, que sempre me ajudaram. À Miriam e José pelo apoio que recebi.

O homem está sempre disposto a negar tudo aquilo que não compreende.

Pascal

RESUMO

JORDÃO, D. R. (2003). Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas, considerando a interação estrutura – solo. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003

Apresenta-se uma metodologia para análise de interação solo-estrutura aplicada ao estudo da estabilidade global de estruturas de concreto armado sobre fundações profundas. A metodologia de análise de interação solo-estrutura consiste num processo iterativo no qual, inicialmente, determinam-se as reações da superestrutura, considerando os apoios indeslocáveis. Com estas reações, por meio do programa EDRR, calculam-se os deslocamentos dos blocos de fundação. Com as reações e estes deslocamentos calcula-se os coeficientes das molas que substituirão os apoios fixos da superestrutura, cujas reações são recalculadas. Repete-se o processo até que as reações de duas iterações consecutivas sejam aproximadamente iguais. O programa EDRR (estaqueamento, deslocamento horizontal, recalque, rotação), elaborado em linguagem FORTRAN, determina os esforços no estaqueamento através de análise matricial considerando a reação horizontal do solo. Os deslocamentos horizontais e rotações são calculados através da teoria de viga sobre apoio elástico, enquanto os recalques no maciço de solos são calculados considerando o efeito de grupo através da continuidade do meio. Através de exemplos de casos reais, com medida de recalques, demonstra-se a eficiência da metodologia na previsão dos recalques. Além disso, procura-se mostrar que os recalques influenciam na estabilidade global da superestrutura.

Palavras – chave: Interação solo-estrutura; estabilidade global; fundações profundas; recalque; deslocamento horizontal

ABSTRACT

JORDÃO, D. R. (2003). Global stability of buildings on deep foundations considering the soil structure interaction. M.Sc. Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003

This work presents a methodology for the analysis of soil-structure interaction applied to the study of the global stability of reinforced concrete structures on deep foundations. The soil-structure interaction methodology consists of an iterative process in which, at the beginning, the superstructure support reactions are computed, assuming fixed supports. Using the computed reactions, with aid of the EDRR program, foundation cap displacements are computed. Then, with the computed support reactions and displacements, spring coefficients, which will replace the fixed supports, are calculated. The process is repeated until reactions determined in two consecutive iterations are close to each other. The EDRR program, written in FORTRAN language, computes the forces at the top of piles by means of matrix analysis, taking into account the horizontal soil reaction. Horizontal linear displacements and rotations are computed using the elastic foundation beam theory, and soil mass settlements are computed taking into account the group effect considering the mass continuity. Through real case examples, with settlement monitoring, the proposed methodology efficiency is demonstrated. Furthermore, the influence of settlements on the structure global stability is shown.

Keywords: soil structure interaction; global stability; deep foundations; settlement; horizontal displacement

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1	Sistema de referência para estudo da interação solo-estrutura.....	02
FIGURA 2	Diagrama de transferência de carga: estaca isolada (AOKI, 1989, 1997).....	06
FIGURA 3	Diagramas simplificados de transferência de carga (AOKI, 1989, 1997).....	09
FIGURA 4	Divisão da base em $n_1 \times n_2$ sub-áreas iguais.....	11
FIGURA 5	Divisão do fuste em $n_1 \times n_3$ sub-áreas iguais.....	13
FIGURA 6	Força normal no interior de um espaço semi-infinito.....	15
FIGURA 7	Procedimento de Steinbrenner para solos estratificados.....	17
FIGURA 8	Módulo de reação horizontal.....	20
FIGURA 9	Variações do módulo de reação com a profundidade.....	21
FIGURA 10	Redução do módulo proposto por Davisson (1963).....	22
FIGURA 11	Solicitações na estaca.....	24
FIGURA 12	Sistema global de referência.....	27
FIGURA 13	Medidas dos ângulos α_i e ω_i da estaca i	27
FIGURA 14	Estimativa de recalques de edificações (GUSMÃO, 1994).....	33
FIGURA 15	Analogia da viga-parede (GOSCHY, 1978).....	34
FIGURA 16	Efeito da seqüência construtiva nos recalques.....	35
FIGURA 17	Fluxograma da metodologia para análise de interação solo-estrutura.....	40
FIGURA 18	Esquema do bloco com as quatro estacas.....	44
FIGURA 19	Esquema das estacas.....	45
FIGURA 20	Dimensões dos blocos de coroamento.....	48
FIGURA 21	Esquema da planta do pavimento tipo (Exemplo 4.1).....	51
FIGURA 22	Planta de localização dos pilares e tubulões.....	52
FIGURA 23	Perfil de sondagem local.....	54
FIGURA 24	Simulação da diminuição do módulo de deformabilidade.....	56
FIGURA 25	Curva de dispersão entre os recalques medidos e calculados.....	56
FIGURA 26	Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P1, P2, P3 e P4.....	57
FIGURA 27	Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P5, P6, P7 e P8.....	57

FIGURA 28	Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P9, P10, P11 e P12.....	58
FIGURA 29	Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P13, P14, P15 e P16.....	58
FIGURA 30	Curvas de isorecalques de valores medidos e calculados considerando a interação solo-estrutura.....	59
FIGURA 31	Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P1, P2, P3 e P4.....	61
FIGURA 32	Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P5, P6, P7 e P8.....	62
FIGURA 33	Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P9, P10, P11 e P12.....	62
FIGURA 34	Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P13, P14, P15 e P16.....	63
FIGURA 35	Momentos fletores nas bases dos pilares P1, P2, P3 e P4.....	63
FIGURA 36	Momentos fletores nas bases dos pilares P5, P6, P7 e P8.....	64
FIGURA 37	Momentos fletores nas bases dos pilares P9, P10, P11 e P12.....	64
FIGURA 38	Momentos fletores nas bases dos pilares P13, P14, P15 e P16.....	65
FIGURA 39	Deslocamentos horizontais do pórtico relativos ao vento na direção do eixo y.....	66
FIGURA 40	Esquema da planta do pavimento tipo (Exemplo 4.2).....	67
FIGURA 41	Planta de locação dos tubulões.....	68
FIGURA 42	Perfil de sondagem local.....	70
FIGURA 43	Simulação da diminuição do módulo de deformabilidade.....	71
FIGURA 44	Curva de dispersão entre os recalques medidos e calculados.....	72
FIGURA 45	Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P1, P2, P3 e P4.....	73
FIGURA 46	Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P7, P8, P9 e P10.....	73
FIGURA 47	Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P13, P14, P15 e P16.....	74
FIGURA 48	Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P19, P20, P21 e P22.....	74
FIGURA 49	Curvas de isorecalques de valores medidos e calculados considerando a interação solo-estrutura.....	75
FIGURA 50	Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P1, P2, P3 e P4.....	77

FIGURA 51	Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P7, P8, P9 e P10.....	78
FIGURA 52	Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P13, P14, P15 e P16.....	78
FIGURA 53	Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P19, P20, P21 e P22.....	79
FIGURA 54	Convergência da reação horizontal do pilar P6.....	79
FIGURA 55	Convergência da reação horizontal do pilar P8.....	80
FIGURA 56	Convergência da reação horizontal do pilar P16.....	80
FIGURA 57	Convergência da reação horizontal do pilar P18.....	81
FIGURA 58	Deslocamentos horizontais do pórtico relativos ao vento na direção do eixo y.....	81

Sumário

1. INTRODUÇÃO.....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 PREVISÃO DE RECALQUES	4
2.1.1 <i>Transferência de carga vertical</i>	5
2.1.2 <i>Método AOKI - LOPES</i>	10
2.2. PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E ROTAÇÕES.....	19
2.2.1. <i>Método do módulo de reação horizontal</i>	20
2.2.2. <i>Solução de Hetényi</i>	23
2.3. MODELO DE ESTAQUEAMENTO	26
2.4. ALGUMAS METODOLOGIAS DE ANÁLISE DE INTERAÇÃO SOLO - ESTRUTURA	29
2.4.1. <i>Efeitos da interação solo-estrutura</i>	32
2.5. ESTABILIDADE GLOBAL DA SUPERESTRUTURA.....	36
3. METODOLOGIA.....	39
3.1. PROGRAMA EDRR.....	41
3.1.1. <i>Arquivos de entrada de dados</i>	42
3.1.2. <i>Arquivos de saída de resultados</i>	43
3.2. VALIDAÇÃO DO PROGRAMA EDRR	43
3.2.1. <i>Esforço no topo do elemento estrutural de fundação profunda</i>	44
3.2.2. <i>Previsão de recalques</i>	45
3.2.3. <i>Previsão de deslocamentos horizontais</i>	46
4. EXEMPLOS NUMÉRICOS	50
4.1. EXEMPLO 1	51
4.2. EXEMPLO 2	67
5. CONCLUSÕES.....	83
BIBLIOGRAFIA	85
ANEXO	93

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Com o aumento do número de projetos de edifícios com elevado número de pavimentos, surge a necessidade de estudos mais detalhados sobre o comportamento dos mesmos, tanto do ponto de vista da superestrutura quanto da fundação. Entende-se por fundação o sistema composto pela subestrutura e o maciço de solos. O desempenho mecânico de uma edificação é governado pela interação entre a superestrutura e a fundação, num mecanismo denominado de interação solo-estrutura.

Na prática de engenharia este mecanismo de interação é comumente desprezado e os projetos estruturais e de fundações ainda são desenvolvidos de forma não interligada.

No caso dos projetos estruturais, o dimensionamento das peças estruturais e as cargas verticais nas fundações são baseadas na hipótese de apoios indeslocáveis da edificação e são, geralmente, calculadas por um engenheiro de estruturas. Portanto, o projeto de fundações que atendem estas cargas é desenvolvido a partir de cargas obtidas sob a hipótese de apoios indeslocáveis que não correspondem à realidade física. A partir do valor destas cargas e das características do maciço de solos, o engenheiro de fundações determina a área da superfície de contato e a cota da base do elemento isolado de fundação superficial ou, a seção transversal e a profundidade da ponta, do elemento isolado de fundação profunda. Os recalques são estimados isoladamente, para cada elemento estrutural de fundação, a partir da hipótese de que esse elemento

estrutural possa se deslocar de forma independente dos demais, ou seja, que a superestrutura é infinitamente flexível.

O estudo da interação solo-estrutura exige um sistema de referência comum e uma visão integrada dos diferentes materiais que compõem os sistemas estruturais e os sistemas geotécnicos. No entanto, os engenheiros estruturais e os engenheiros de fundações, admitem sistemas de referência diferentes entre si. Em ambas as convenções a origem do sistema de referência é deslocável. A escolha mais coerente seria um ponto abaixo da superfície do maciço de solo na profundidade onde se consideraria a superfície do indeslocável (Figura 1).

FIGURA 1 – Sistema de referência para estudo da interação solo-estrutura

A consideração da superestrutura, dos elementos estruturais de fundação e do maciço de solos como sistemas independentes, não corresponde à realidade do comportamento do conjunto. Surge, assim, a necessidade de considerar a interação entre estes sistemas, na determinação da grandeza dos recalques e sua influência na

redistribuição dos esforços solicitantes nos elementos estruturais e, na estabilidade global da superestrutura.

O propósito deste trabalho é avaliar o efeito da interação solo-estrutura na grandeza dos recalques, comparando recalques medidos e recalques estimados, e na estabilidade global da superestrutura.

Procura-se mostrar que a estabilidade global da superestrutura depende do maciço de solos onde a estrutura está apoiada e que deve ser revisto o conceito de se considerar apoios indeslocáveis para o cálculo da mesma.

O presente trabalho está dividido em cinco capítulos.

O capítulo 1 traz uma introdução e uma visão global do tema abordado. Também mostra os objetivos e a estrutura do trabalho, comentando superficialmente o conteúdo de cada capítulo.

O capítulo 2 contém a revisão bibliográfica sobre os métodos de estimativas de deslocamentos, empregados no desenvolvimento do programa EDRR, e sobre interação solo-estrutura e seus efeitos.

No capítulo 3 descreve-se a metodologia adotada para a análise de interação solo-estrutura. Apresenta-se descrição do programa EDRR e as implementações feitas a partir das hipóteses adotadas por Iwamoto (2000) em seu programa de cálculo de deslocamentos de fundações.

No capítulo 4 são analisados dois exemplos de obras, com medidas de recalque. Também são apresentadas discussões sobre os resultados obtidos.

Finalmente no capítulo 5, encontram-se as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

No anexo é apresentado o fluxograma do programa EDRR.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Previsão de recalques

Vários métodos para estimativas de recalques de fundações profundas foram apresentados nas últimas décadas. A apresentação destes métodos deve-se a necessidade do aperfeiçoamento dos projetos, ao desenvolvimento dos computadores menores e mais potentes, e aos programas computacionais. Estes dois últimos, tornaram viáveis procedimentos de cálculo, que antes não seriam cogitados como práticos, para projetos de engenharia.

Poulos¹ (1993 apud REZENDE, 1995) classifica os métodos de previsão de recalques em:

- **empíricos**, baseados em resultados de ensaios em modelos reduzidos ou em protótipos. Neste método se enquadram os trabalhos de Meyerhof (1959) e Vésic (1969) para areias e Whitaker (1957) e Sowers et al. (1961) para as argilas;
- **simplificados**, onde o grupo de estacas é substituído por uma fundação equivalente e mais simples. Pode-se citar os trabalhos de Sowers e Sowers (1970), Poulos e Davis (1980), Lee et al. (1987) e Randolph (1994);

¹ POULOS, H. G. (1993). *Settlement prediction for bored pile groups*. Proc 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations and Auger Piles. Ghent, 1-4 june, p.103-117

- **analíticos**, que consideram a interação entre as estacas e o solo adjacente. Estes ainda podem ser subdivididos em:

- a) *Método dos fatores de interação*: onde o efeito do grupo em uma das estacas é dado pela superposição dos efeitos individuais de todas as estacas adjacentes. A solução é obtida impondo-se a compatibilidade entre os deslocamentos da estaca e do solo. Dentre os diversos trabalhos estão Poulos e Davis (1980), Polo e Clemente (1988) e Clemente (1990).
- b) *Métodos de análise completa*: as principais características deste tipo de análise são:
 - a possibilidade de considerar diferentes comprimentos ou diâmetros de estacas e rigidez dentro de um grupo;
 - comportamento não linear da estaca-solo e diferentes resistências do fuste e da base para estacas dentro do grupo.

Entre os trabalhos do método de análise completa estão os de Randolph e Wroth (1979), Lee et al (1987), Yamashita et al (1987) e Lee (1991).

Um método analítico de simples aplicação foi proposto por Aoki e Lopes (1975) que utiliza as equações de Mindlin (1936) para superposição dos efeitos de cargas no interior do solo. Apresenta a vantagem de se poder considerar a ação combinada de qualquer tipo de elemento estrutural de fundação e de fornecer os recalques em qualquer ponto desejado.

Para utilizar tal método, deve-se primeiro estimar para cada estaca os diagramas de atrito local $Q(z)$ e a carga na ponta Pp . A seguir será descrito o mecanismo de transferência de carga.

2.1.1 Transferência de carga vertical

Um modelo simples de transferência de carga da estaca isolada para o maciço de solos, no caso em que o comportamento é comandado pelo solo, encontra-se em

Aoki (1979, 1989, 1997). Neste modelo consideram-se conhecidos os diagramas de atrito local $Q(z)$, atrito acumulado $Pl(z)$, força normal $N(z)$ e recalque $\delta(z)$ (δ_s é o deslocamento da ponta e δ_p é o encurtamento elástico do fuste), apresentados na Figura 2.

FIGURA 2– Diagrama de transferência de carga: estaca isolada (AOKI, 1979, 1989,1997)

As reações distribuídas ao longo do fuste e da base da estaca são dependentes do perfil de solo, isto é, natureza, resistência e rigidez das diferentes camadas de solo ao longo do fuste e sob a ponta da estaca até a superfície do indeslocável.

A questão é como determinar o diagrama de transferência de carga $Q(z)$ de atrito local ao longo do fuste e a reação do solo sob a ponta representada pela força resultante P_p . Uma vez determinadas estas reações e desprezando-se o peso próprio da estaca pode-se escrever que o diagrama de atrito total, acumulado do topo da estaca até (z) é:

$$P_l(z) = \int_z^{L+C} Q(z) dz \quad (01)$$

O diagrama de força normal N entre o topo da estaca e a seção (z) é:

$$N(z) = P - P_l(z) \quad (02)$$

Este diagrama mostra a distribuição da força axial ao longo do fuste da estaca.

O diagrama correspondente à parcela de recalque devido ao encurtamento elástico do fuste da estaca δ_p é estimado de acordo com a lei de Hooke:

$$\delta_p(z) = \int_C^z \frac{N(z)}{AE} dz \quad (03)$$

na qual:

A = seção transversal do fuste da estaca

E = módulo de elasticidade do material da estaca

O diagrama correspondente aos deslocamentos dos pontos ao longo do eixo da estaca é

$$\delta(z) = \delta_s + \delta_p(z) \quad (04)$$

na qual:

δ_s é o deslocamento da ponta da estaca.

Para a seção do topo da estaca ($z=C+L$) o deslocamento δ_o será:

$$\delta_o = \delta(C+L) = \delta_s + \delta_p \quad (05)$$

onde, δ_p pode ser estimado pela expressão:

$$\delta_p = \delta_p(C+L) = \int_C^{L+C} \frac{N(z) dz}{AE} \quad (06)$$

Para a seção da base da estaca ($z=C$) o atrito lateral total acumulado será igual a:

$$P_l = P_l(C) = \int_{L+C}^C Q(z) dz \quad (07)$$

Por outro lado o equilíbrio estático exige que:

$$P = P_l + P_p \quad (08)$$

Para se estimar a parcela de recalque δ_s é necessário recorrer a um modelo matemático para representar o comportamento do maciço de solos. De acordo com Vésic (1975), um dos modelos matemáticos a que se pode recorrer é o do meio elástico semi-infinito, isótropo, homogêneo, caracterizado pelo módulo de elasticidade E_s e pelo coeficiente de Poisson ν . Portanto, a parcela de deslocamento δ_s é dada por:

$$\delta_s = \delta_{s,l} + \delta_{s,p} \quad (09)$$

na qual:

$\delta_{s,l}$ = componente devido ao carregamento ao longo do fuste $Q(z)$

$\delta_{s,p}$ = componente devido ao carregamento pela ponta Pp

Entretanto, o diagrama de atrito lateral $Q(z)$ resultante (Figura 2) pode não ser compatível com o atrito local na ruptura. Uma solução simples para o problema foi apresentada por Aoki (1989,1997), que determina os diagramas de atrito $Q(z)$ e a carga Pp , a partir dos seguintes fatos experimentais:

- o atrito total na ruptura PL é quase completamente mobilizado para pequenos deslocamentos do topo da estaca, ou seja, 4 mm a 10 mm, aparentemente independente do tipo ou dimensão da estaca;
- a resistência pela ponta na ruptura PP , é mobilizada para grandes deslocamentos, sendo dependente das dimensões da estaca, ou seja, 8% do diâmetro para as estacas cravadas e até 30% para as estacas escavadas.

Estes fatos evidenciam que o atrito lateral é mobilizado antes da ponta, podendo-se admitir, de forma simplificada, que a reação pela ponta só se inicia após a total mobilização do atrito lateral.

Para uma carga aplicada P maior que o atrito total na ruptura PL e menor que a carga na ruptura PR , admite-se que todo o atrito lateral é mobilizado pelo fuste e a

diferença entre a carga aplicada P e o atrito total na ruptura PL fornece a carga na ponta da estaca Pp :

$$Pp = P - PL \quad (10)$$

FIGURA 3 – Diagramas simplificados de transferência de carga (AOKI, 1979, 1989, 1997)

Em consequência o diagrama de atrito acumulado seria igual ao diagrama de atrito na ruptura e, portanto:

$$Pl(z) = PL(z) \quad (11)$$

O diagrama de força normal seria:

$$N(z) = P - PL(z) \quad (12)$$

Para uma carga aplicada P menor que o atrito lateral na ruptura PL , os recalques seriam da ordem de alguns milímetros e toda a carga seria suportada pelo fuste. Neste caso, a ponta da estaca não recebe carregamento e $Pp = 0$.

Neste caso, pode-se recorrer a duas hipóteses:

- admite-se a distribuição parcial da carga à medida que vai vencendo a resistência lateral máxima ao longo do fuste (Figura 3b);
- ou, admite-se que a distribuição se manifeste ao longo do fuste da estaca, redistribuindo as cargas (Figura 3c). Para este caso, o diagrama de esforço normal da estaca é:

$$N(z) = P \left(1 - \frac{PL(z)}{PL} \right) \quad (13)$$

Nesta proposição, o diagrama de transferência de carga, ou seja, o atrito lateral $Q(z)$, vai depender somente do conhecimento do atrito lateral na ruptura nas camadas de solo ao longo do fuste da estaca. Este diagrama pode ser estimado, por exemplo, por métodos teóricos ou empíricos, por exemplo, Aoki e Velloso (1975).

Portanto, neste estado limite de carregamento os diagramas de esforços solicitantes são estaticamente determinados constituindo o *sistema geotécnico fundamental* para cálculo das linhas de estado correspondente a níveis menores de carregamento.

2.1.2. Método AOKI - LOPES

Este método utiliza as equações de Mindlin (1936) para superposição dos efeitos de cargas no interior do solo. As cargas que um grupo de estacas ou tubulões transmite ao terreno são discretizadas em um sistema equivalente de cargas concentradas cujos efeitos são superpostos no ponto em estudo

A discretização adotada por Aoki e Lopes (1975) é realizada conforme mostrado a seguir:

a) Base do elemento estrutural

O elemento cilíndrico é definido pelas coordenadas do ponto A (x_A, y_A, z_A) do centro da base do mesmo e pelos raios da base (R_b) e do fuste (R_f).

A carga na base do elemento cilíndrico (P_b) é admitida sendo uniformemente distribuída. A área da base é dividida em $n_1 \times n_2$ sub-áreas iguais, sendo n_1 o número de divisões da circunferência e n_2 o número de divisões do raio da base (Figura 4).

FIGURA 4 – Divisão da base em $n_1 \times n_2$ sub-áreas iguais

Em cada sub-área atuará uma carga pontual (P_{ij}) (devido ao carregamento uniforme) aplicada no ponto I_{ij} , centro de gravidade da sub-área, na profundidade $c=Z_a$:

$$P_{i,j} = \frac{P_b}{n_1 * n_2} \quad (14)$$

Os índices i e j indicam a posição de cada sub-área.

Fazendo uma mudança de coordenadas convenientes, tal que seja possível utilizar as equações de Mindlin que são referidas a um sistema de eixos coordenados, tem-se:

$$r_{i,j} = \sqrt{r_o^2 + \rho_{i,j}^2 - 2r_o\rho_{i,j} \cos\beta_i} \quad (15)$$

$$r_o = \left[(X_A - X_B)^2 + (Y_A - Y_B)^2 \right]^{1/2} \quad (16)$$

$$\rho_{i,j} = \frac{2 \sin \theta}{3 \theta} \frac{R_b}{\sqrt{n_2}} \left[j \sqrt{j} - (j-1) \sqrt{j-1} \right] \quad (17)$$

$$\beta_i = \frac{180}{n_1} (2i - 1) \quad (18)$$

$$\theta = \left(\frac{180}{n_1} \right)^o = \left(\frac{\pi}{n_1} \right) rad \quad (19)$$

$$\alpha_2 = \arctg \frac{X_A - X_B}{Y_A - Y_B} \quad (20)$$

b) Fuste do elemento cilíndrico de fundação

A carga lateral P_s é subdividida em várias forças $P_{i,k}$ aplicadas no ponto $I_{i,k}$ situado na profundidade c_k .

A força $P_{i,k}$ aplicada na profundidade c_k é:

$$P_{i,k} = \frac{D_2 - D_1}{2n_3} \left[2f_1 - \frac{2k-1}{n_3} (f_1 - f_2) \right] \quad (21)$$

A profundidade c_k que varia entre D_1 e D_2 é:

$$c_k = D_1 + \frac{D_2 - D_1}{n_3} (k-1) + \frac{\frac{(D_2 - D_1)}{n_3} \left[f_1 + (f_1 - f_2) \frac{l-3k}{3n_3} \right]}{2f_1 - (f_1 - f_2) \frac{2k-1}{n_3}} \quad (22)$$

E os outros dados necessários são:

$$\beta_i = \frac{360 * i}{n_1} \quad (23)$$

$$\alpha_2 = \arctg \frac{X_A - X_B}{Y_A - Y_B} \quad (24)$$

$$r_i = \sqrt{r_o^2 + R_s^2 - 2r_o R_s \cos \beta_i} \quad (25)$$

c) Aplicação das equações de Mindlin para determinação dos recalques

Tensões e recalques induzidos por uma carga pontual vertical no interior de um meio semi-infinito, homogêneo, isótropo, elástico linear podem ser obtidas pelas equações de Mindlin (Figura 6), embora o solo não seja um material perfeitamente elástico, homogêneo e isotrópico.

FIGURA 6 – Força normal no interior de um espaço semi-infinito

O recalque na direção z no ponto B devido a carga pontual é dado pela seguinte expressão:

$$\delta_z = \frac{P}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \dots + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (26)$$

na qual:

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

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

ν = coeficiente de Poisson

G = módulo de elasticidade transversal

P = carga pontual

$B(x,y,z)$ = ponto em estudo

Os recalques devidos à aplicação de um conjunto de cargas pontuais, em um ponto em estudo $B(x,y,z)$ é obtido pela somatória de recalques devido às cargas atuantes nos fustes de um grupo de estacas e a somatória dos recalques devido às cargas atuantes nas bases de um grupo de estacas:

$$\delta_s = \sum_{n=1}^{n \text{ estaca}} \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \delta_{i,j} + \sum_{n=1}^{n \text{ estaca}} \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_3} \delta_{i,k} \quad (27)$$

na qual:

$\delta_{i,j}$ = recalque devido a carga pontual $P_{i,j}$ atuante na base do elemento

$\delta_{i,k}$ = recalque devido a carga pontual $P_{i,k}$ atuante no fuste do elemento cilíndrico

As estimativas de recalques baseadas na solução de Mindlin têm aplicação limitada pois não consideram a estratificação do maciço de solos e nem a camada indeslocável a uma determinada profundidade. Para considerar tais situações, pode-se recorrer ao procedimento de Steinbrenner² (apud ALONSO, 1998). Segundo Feda (1978), o erro que se comete com tal consideração é pequeno contanto que o módulo de deformabilidade aumente com a profundidade.

2.1.2.1. Procedimento de Steinbrenner

Se o meio é homogêneo e de espessura finita, pode-se usar o procedimento de Steinbrenner. O recalque de uma superfície carregada repousando em estrato indeslocável é determinado através da diferença entre o recalque de uma massa semi-infinita no ponto de aplicação da carga e o recalque na profundidade do indeslocável.

A proposição de Steinbrenner pode ser generalizada para o caso em que existem várias camadas antes do indeslocável. Para exemplificar, considere um maciço de solos formado por duas camadas de solos sobre um meio indeslocável (Figura 7).

² STEINBRENNER, W. (1934). *Tafeln zur setzungsberechnung*. Die Strasse, vol 1

FIGURA 7 – Procedimento de Steinbrenner para solos estratificados

O cálculo é feito, de baixo para cima, iniciando-se pela camada em contato com o indeslocável. Admite-se que todo o solo, do indeslocável para cima, seja do mesmo material da camada 2 (Figura 7b). Em seguida, calcula-se o recalque no nível do indeslocável e no topo da camada 2. O recalque nesta camada será w_{BC} , calculado pela expressão a seguir:

$$w_{BC} = w_{B1} - w_C \quad (28)$$

na qual:

w_{B1} = recalque do ponto B, considerando o semi-espaco infinito homogêneo 2

w_C = recalque do ponto C, considerando o semi-espaco infinito homogêneo 2

O procedimento é repetido deslocando-se o indeslocável para o topo da camada já calculada e utilizando-se as características do solo imediatamente acima calcula-se o recalque w_{AB} (Figura 7c).

$$w_{AB} = w_A - w_{B2} \quad (29)$$

na qual:

w_{B2} = recalque do ponto B , considerando o semi-espço infinito homogêneo 1

w_A = recalque do ponto A , considerando o semi-espço infinito homogêneo 1

O recalque no nível da aplicação da carga será obtido pela superposição dos recalques das camadas (Figura 7a):

$$w_{AC} = w_{AB} + w_{BC} \quad (30)$$

2.2. Previsão de deslocamentos horizontais e rotações

Sales et al. (1998) comentam em seu trabalho que entre os métodos existentes para a previsão de deslocamentos e rotações, destacam-se os seguintes:

- método do equilíbrio limite;
- método do módulo de reação horizontal;
- modelo de meio contínuo e elástico;
- métodos dos elementos finitos.

Cada método para a previsão de deslocamentos e rotações possui suas vantagens e desvantagens.

O método do equilíbrio limite adota uma forma de deslocamento para a estaca. Este movimento pode ser de translação, giro de toda a estaca ou apenas parte dela, dependendo se a estaca é considerada curta ou longa. Definido o comportamento da estaca, verifica-se o equilíbrio de tensões atuantes na face da estaca. Destaca-se neste método o trabalho apresentado por Broms (1964a, 1964b).

O método do módulo de reação horizontal considera o solo como uma série de molas independentes como no modelo proposto por Winkler. A teoria de vigas sobre apoio elástico é muito usada devido a sua facilidade, experiência acumulada, possibilidade de variação com a profundidade dos parâmetros de tensão x deformação e simulação do comportamento não-linear do solo. As maiores desvantagens deste método são o desacoplamento entre as molas e a impossibilidade teórica de análise de grupos de estacas. Há outros modelos que utilizam o módulo de reação horizontal em suas formulações. Entre estes modelos pode-se citar Hetényi (1946), Davisson e Gill (1963) e Davisson e Robson (1965).

O método do meio contínuo e elástico utiliza a teoria da elasticidade para prever o comportamento da estaca, assumindo o solo como um meio contínuo elástico. Este método apresenta bons resultados apenas para baixos níveis de deformação, quando o comportamento do solo pode ser aproximado pelo regime elástico. O método possibilita a análise de interação em um grupo de estacas. Entre os trabalhos, cita-se o de Douglas e Davis (1964), Spillers e Stoll (1964), Poulos (1971a, 1971b, 1972), Banerjee e

Davies (1978). Douglas e Davis (1964) apresentaram soluções para o deslocamento e rotações de uma placa vertical rígida em um semi-espço elástico, carregada no seu topo por uma carga lateral mais um momento. Poulos (1971) apresentou essas soluções para elementos verticais flexíveis.

O método dos elementos finitos possibilita a modelagem do solo de maneira mais próxima à realidade por incorporar vários dos fatores que afetam na interação solo - estaca. Entretanto, o caso em questão traz o ônus de ser um problema tridimensional e portanto com um maior esforço computacional das análises. Entre os trabalhos está o de Muqtadir e Desai (1986),

2.2.1. Método do módulo de reação horizontal

O módulo de reação horizontal (K) é definido como a proporção entre a reação aplicada pelo solo à estaca (p) e o deslocamento horizontal (y), como mostra a Figura 8 e a eq. (31):

FIGURA 8 – Módulo de reação horizontal

$$K = \frac{p}{y} \quad (31)$$

Para se estudar uma estaca carregada transversalmente, há necessidade de se prever a variação do módulo de reação horizontal com a profundidade.

As variações mais simples são as que admitem K constante ou crescente linearmente com a profundidade conforme Alonso (1998).

FIGURA 9 – Variações do módulo de reação com a profundidade

O primeiro caso corresponde aos solos que apresentam características de deformação mais ou menos independentes da profundidade. Os solos que se enquadram neste tipo são as argilas pré-adensadas (argilas rijas a duras). Para esses solos pode-se escrever:

$$K = \text{constante} \quad (32)$$

O segundo caso corresponde aos solos que apresentam características de deformação proporcionais à profundidade (z), como, por exemplo, os solos de comportamento arenoso e as argilas normalmente adensadas (argilas moles). Para esses solos pode-se escrever:

$$K = \eta_h * z \quad (33)$$

em que:

η_h = coeficiente de reação horizontal do solo (denominação assim proposta por CINTRA, 1981)

Davisson (1963) sugere que, mesmo para o caso de argilas pré-adensadas, admita-se uma variação discreta de K conforme ilustra a Figura 10.

FIGURA 10 – Redução do módulo proposto por Davisson (1963)

Os parâmetros K e η_h , que são necessários para projetos de estacas carregadas horizontalmente, podem ser obtidos através de ensaios *in situ* (provas de carga, ensaio de placa e outros).

Estes parâmetros, bem como a variação de K com a profundidade, são de difícil previsão pois os mesmos dependem de vários fatores além da própria natureza do solo que envolve a estaca.

O comportamento da estaca é muito influenciado pelo solo que ocorre nos primeiros metros.

Assim, Matlock e Reese³ (1960 apud ALONSO, 1998) concluem que, no caso de areias, o comportamento da estaca é comandado pelo solo que ocorre até a profundidade $z = T$:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}} \quad (34)$$

em que:

E = módulo de elasticidade longitudinal do material

I = momento de inércia

No caso de argilas pré-adensadas, como mostra a Figura 10, o refinamento do valor de K deverá ser restrito à profundidade $z = 0,4R$:

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \quad (35)$$

onde:

T e R = coeficientes que traduzem a rigidez das estacas

2.2.2. Solução de Hetényi

O modelo proposto por Hetényi (1946) considera que a reação aplicada pelo solo à estaca (p) é proporcional ao deslocamento horizontal (y) e este é independente de cargas ou deslocamentos horizontais produzidos em outro ponto na fundação. Esta suposição implica na declaração que o meio de suporte é elástico.

Considerando K constante com a profundidade e admitindo para a estaca os eixos indicados na Figura 11, com as relações clássicas da Resistência dos Materiais e

³ MATLOCK, H.; REESE, L. C. (1960). “Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles”. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, outubro

considerando-se o equilíbrio de um elemento infinitesimal de comprimento dx , situado entre duas seções transversais quaisquer, tem-se:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -Ky + q \quad (36)$$

em que:

E = módulo de elasticidade longitudinal do material

I = momento de inércia

K = módulo de reação horizontal

q = carga distribuída na estaca

p = reação horizontal do terreno

y = deslocamento horizontal

FIGURA 11 – Solicitações na estaca

Ao longo das partes descarregadas da estaca onde nenhuma carga distribuída está agindo, $q = 0$, a reação horizontal do terreno é a única força que atua na estaca. Portanto, a equação anterior toma a forma:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -Ky \quad (37)$$

Resolvendo a eq. (37), chega-se nas expressões para o deslocamento (38) e a rotação (39) no ponto de aplicação dos esforços (topo da estaca):

$$(y)_{x=0} = \frac{1}{2\beta^3 EI} (H - \beta M) \quad (38)$$

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=0} = -\frac{1}{2\beta^2 EI} (H - 2\beta M) \quad (39)$$

O fator β inclui a rigidez à flexão da estaca bem como a elasticidade do meio suporte e influencia a forma da linha elástica. Este fator é dado pela seguinte expressão:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} \quad (40)$$

2.3. Modelo de estaqueamento

Para se distribuir as cargas provenientes da superestrutura aos elementos estruturais de fundação profunda (estacas ou tubulões), há necessidade de se utilizar um bloco de coroamento.

O conjunto de elementos estruturais de fundação profunda solidarizado pelo bloco de coroamento denomina-se estaqueamento, podendo o mesmo ser constituído por estacas verticais, estacas inclinadas ou por ambas.

Um dos primeiros trabalhos publicados sobre estaqueamentos foi o de Nökkenteved⁴ (1924 apud COSTA, 1973) que se baseou na hipótese do bloco rígido, tendo desprezado a influência do solo e admitido o comportamento elástico das estacas.

Outro trabalho relevante é o de Schiel (1957), que partindo das hipóteses básicas de Nökkenteved, sistematizou o método de cálculo através do processo matricial, sendo a deformação do bloco de coroamento desprezada diante da deformação das estacas, calculadas como bi-rotuladas, supondo-se o comportamento elástico do estaqueamento.

Costa (1973) apresentou uma contribuição ao estudo de estaqueamentos elásticos na qual considera esforços axiais, esforços transversais e momentos. Foi utilizado o método dos deslocamentos, através de análise matricial, admitindo-se o engastamento perfeito das estacas com o bloco de fundação, suposto este perfeitamente rígido. E ainda é considerada a reação horizontal do solo, admitindo-se que as estacas se comportam lateralmente segundo as hipóteses da teoria das vigas sobre apoio elástico descrita em Hetényi (1946).

A seguir será descrito o método proposto por Costa (1973) para o cálculo de estaqueamento considerando a reação horizontal do solo.

Para iniciar o cálculo do estaqueamento faz-se necessário a adoção de um sistema global de referência constituído por eixos cartesianos, onde a origem coincida com o centróide entre o bloco e o pilar.

As reações que o pilar transmite ao bloco, podem ser reduzidas a origem desse sistema de referência, admitindo-se o bloco como infinitamente rígido (Figura 12).

⁴ NÖKKENTEVED, C. (1924). Cálculo de estacarias

Sendo definidas as coordenadas (x_i, y_i, z_i) do topo de todas as estacas em relação a esse sistema global de referência, assim como os ângulos α_i e ω_i (Figura 13), obtém-se a matriz de transformação $[P]$ das estacas.

FIGURA 12 – Sistema global de referência

FIGURA 13 – Medidas dos ângulos α_i e ω_i da estaca i

A matriz de rigidez $[S]$ do estaqueamento, é calculada por:

$$[S] = \sum_{i=1}^n [s_i] [P] \quad (41)$$

em que:

$[s_i]$ = matriz de rigidez da estaca i

que é dada por:

$$[s_i] = \begin{bmatrix} EA_x / L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4\beta_z^3 EI_z & 0 & 0 & 0 & 2\beta_z^2 EI_z \\ 0 & 0 & 4\beta_y^3 EI_y & 0 & -2\beta_y^2 EI_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & GI_x / L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -2\beta_y^2 EI_y & 0 & 2\beta_y EI_y & 0 \\ 0 & 2\beta_z^2 EI_z & 0 & 0 & 0 & 2\beta_z EI_z \end{bmatrix} \quad (42)$$

na qual:

β = parâmetro que caracteriza a rigidez relativa estaca/base elástica

E = módulo de elasticidade do material da estaca

I = momento de inércia da estaca

A = área da seção transversal da estaca

Então, pode-se calcular a matriz deslocamento do bloco $[\delta]$ dada por:

$$[\delta] = [S]^{-1} [F] \quad (43)$$

Os esforços no topo de cada estaca é determinado através da seguinte expressão:

$$[F_i] = [s_i] [\delta] [P] \quad (44)$$

2.4. Algumas metodologias de análise de interação solo - estrutura

Dentre os diversos modelos desenvolvidos para análise de interação solo-estrutura, os trabalhos de Meyerhof e Chamecki, tem grande importância por seu pioneirismo e originalidade.

Meyerhof (1953), considerando que na prática a rigidez da superestrutura é bem maior que a rigidez da fundação, propôs a *viga de rigidez à flexão equivalente* para estimar a contribuição da superestrutura, isto é, considerou a rigidez da superestrutura juntamente com as características de rigidez do solo e da fundação, na estimativa de recalques totais e diferenciais do conjunto.

Chamecki (1956) apresentou uma solução geral, que, apesar de muito inovadora para a época por considerar a interação solo-estrutura, baseava-se ainda na prática rotineira da engenharia estrutural e de fundações. O engenheiro estrutural fornece as reações totais dos apoios, admitindo a hipótese dos mesmos serem indesejáveis, juntamente com os coeficientes de transferência de carga, que são as reações verticais dos apoios, provenientes de recalques unitários de cada apoio em separado. Em seguida, o engenheiro de fundações calcula os recalques para as reações de apoio da estrutura indesejável. A partir daí, inicia-se um processo iterativo com a consideração da rigidez da estrutura, onde através da utilização de expressões estabelecidas, são fornecidas as novas reações de apoio, sendo em seguida, obtidos valores dos novos recalques. Este processo é repetido até que os valores das reações de apoio e recalques convirjam entre si.

Poulos (1975) propôs uma metodologia de análise baseada no cálculo matricial de estruturas para a estimativa de recalques da fundação incorporando a interação solo-estrutura. A análise requer o desenvolvimento de duas equações:

- i) Equação de *interação superestrutura-fundação*, que relaciona o comportamento da superestrutura e da fundação em termos das cargas estruturais aplicadas e das reações desconhecidas na fundação:

$$\{V\} = \{V_o\} + [SM]\{\delta\} \quad (45)$$

- ii) Equação de *interação fundação-maço de solos*, que relaciona o comportamento da fundação e do maço de solos em termos das reações desconhecidas na fundação e das propriedades do solo:

$$\{\delta\} = [FM]\{V\} \quad (46)$$

sendo:

$\{V\}$ – vetor das reações de apoio, considerando a interação solo-estrutura;

$\{V_o\}$ – vetor das reações de apoio, obtido a partir da análise convencional da superestrutura, considerando os apoios indeslocáveis;

$\{\delta\}$ – vetor dos deslocamentos (translações e rotações) dos apoios considerando-se a interação solo-estrutura;

$[SM]$ – matriz de rigidez estrutural, que relaciona adicional de carga a deslocamentos unitários nos apoios;

$[FM]$ – matriz de flexibilidade da fundação, que relaciona deslocamentos dos apoios a transferências de cargas unitárias.

Considerando o modelo completo de cargas e deslocamentos, existem seis componentes de reação (três forças e três momentos) e seis componentes de deslocamento (três translações e três rotações) em cada apoio. Sendo n o número de apoios da estrutura, os vetores definidos acima serão da ordem $6n$ e as matrizes de rigidez e flexibilidade serão representadas por matrizes quadradas de dimensão $6n \times 6n$.

Vale ressaltar que o deslocamento em um apoio pode não depender apenas do seu carregamento, mas também do carregamento dos demais apoios, isto é, pela continuidade do maço de solos modelado como meio perfeitamente elástico, em termos matriciais os elementos fora da diagonal principal das matrizes de flexibilidade e de rigidez podem não ser nulos.

A interação solo-estrutura é estabelecida pela combinação das eq. (45) e eq. (46), resultando em:

$$\{V_o\} = (I - [SM][FM])\{V\} \quad (47)$$

A solução da eq. (47) fornece as reações de apoio desconhecidas $\{V\}$ e daí, por meio da eq. (46), pode-se determinar os deslocamentos. Na eq. (47), I é a matriz identidade.

Aoki (1989, 1997) propôs um modelo simples de transferência de carga vertical isolada para o maciço de solos e, a extensão desse modelo, para o caso de grupo de estacas e de grupo de blocos interligados pela superestrutura.

O roteiro proposto pelo autor pode ser resumido da seguinte forma:

- Inicialmente procede-se ao cálculo convencional da superestrutura considerando apoios indesejáveis;
- As reações de apoio (esforços axiais e momentos) são então aplicados aos blocos sobre as estacas. O movimento do bloco do pilar k sob ação destas cargas é calculado, por exemplo, pelo método Aoki e Lopes (1975);
- Calculam-se as rigidezes equivalentes do apoio k dividindo a reação pelo deslocamento;
- As rigidezes serão impostas nos respectivos apoios i da superestrutura, que recalculados fornecerão novas reações de apoio;
- O procedimento é repetido até ocorra a convergência das reações (ou recalques) obtidas em duas iterações consecutivas.

Iwamoto (2000) utilizou o modelo proposto por Aoki (1989,1997) em sua análise de interação solo-estrutura. Os métodos empregados em sua análise foram:

- o método proposto por Aoki e Velloso (1975) como uma das ferramentas para a obtenção do diagrama de transferência;
- para o cálculo do recalque de um grupo de estacas utilizou Aoki e Lopes (1975);
- a distribuição de cargas do bloco para as estacas foi feita através do método de Schiel (1957);
- para considerar a rigidez da superestrutura, a idéia do processo iterativo de Chamecki (1956).

2.4.1. Efeitos da interação solo-estrutura

2.4.1.1. *Redistribuição dos esforços nos elementos estruturais*

O recalque dos apoios provoca uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais podendo provocar o aparecimento de danos na edificação como fissuras em vigas e lajes e esmagamento de pilares.

Em decorrência da interação solo-estrutura, a redistribuição de esforços faz com que os pilares que tendem a recalcar menos tenham um acréscimo de carga como constatado em Gusmão (1990).

Gusmão (1994) apresenta três casos reais de edifícios comparando-os com resultados estimados convencionalmente (sem a consideração da rigidez da estrutura) e com os resultados medidos em campo. A comparação foi feita através de dois parâmetros (fator de recalque absoluto e fator de recalque diferencial) para avaliar os efeitos da redistribuição de carga nos pilares e tendência a uniformização dos recalques. Através destas comparações, concluiu que os efeitos da interação solo-estrutura realmente tende a redistribuir as cargas nos pilares e a uniformizar os recalques da edificação

Lobo et al. (1997), analisaram a redistribuição de carga que ocorre entre os pilares de edifícios apoiados em tubulões cujos recalques foram medidos durante a construção. Através da interpretação das curvas carga - recalque puderam estimar o atrito ao longo dos fustes, o que levou a conclusão que os pilares submetidos a maior carregamento tiveram uma redução de carga, que resultou em média próxima a 50%, devido a fatores relativos a interação solo estrutura, que geralmente não é considerada nos projetos estruturais.

2.4.1.2. *Uniformização dos recalques diferenciais*

Gusmão (1994), afirma que um efeito importante decorrente da interação solo-estrutura é a solidariedade existente entre os elementos estruturais que confere a estrutura uma considerável rigidez, restringindo o movimento relativo entre os seus apoios, e fazendo com que os recalques diferenciais observados sejam menores que os estimados convencionalmente supondo a superestrutura infinitamente flexível. A

consideração deste efeito pode viabilizar projetos de fundações que não seriam aceitos em uma análise convencional devido à magnitude dos recalques.

FIGURA 14 – Estimativa de recalques de edificações (GUSMÃO, 1994)

2.4.1.3. *Influência do processo construtivo*

Segundo Goschy (1978), a rigidez da estrutura aumenta gradualmente com o processo construtivo e com o carregamento. Assim, para os primeiros incrementos de carga a estrutura se comporta como uma viga flexível em um meio elástico e sua rigidez é crescente com o processo construtivo (Figura 15).

FIGURA 15 – Analogia da viga-parede (GOSCHY, 1978)

Brown e Yu (1986), analisaram uma estrutura plana e uma tridimensional com a finalidade de quantificar a diferença dos efeitos da distribuição de carga entre os pilares e do recalque diferencial na interação estrutura – fundação – solo, considerando a estrutura completa com aplicação instantânea do carregamento e com carregamento aplicado progressivamente durante a construção. Concluíram que as interações de estruturas planas e espaciais mostram que a rigidez efetiva, para propósito de interação, de uma edificação que é carregada progressivamente durante a construção está em torno da metade da rigidez de uma edificação completa.

Gusmão e Gusmão Filho (1994), afirmam que durante a construção, a carga dos pilares cresce e, conseqüentemente, o recalque absoluto também cresce. O aumento da rigidez da estrutura faz com que haja uma tendência à uniformização dos recalques. A rigidez da estrutura não cresce linearmente com o número de pavimentos da estrutura. Há uma rigidez limite, atingida após a construção dos primeiros pavimentos, a partir da

qual a distribuição dos recalques passa a ser função apenas do carregamento (Figura 16).

FIGURA 16 – Efeito da seqüência construtiva nos recalques
(GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994)

Fonte et al. (1994), apresentaram uma análise de um edifício de catorze andares sobre fundações superficiais, levando em consideração os efeitos da interação solo-estrutura e o efeito construtivo, através de um programa de elementos finitos. Os resultados mais satisfatórios de recalques diferenciais foram obtidos pelos dois modelos que consideram o efeito da interação solo-estrutura e aplicação gradual de cargas (andar por andar e de dois em dois andares) que faz com que a rigidez sofra constantes modificações para cada seqüência de carregamento. O modelo que considera os efeitos da interação solo-estrutura e aplica carregamento instantâneo subestima os recalques diferenciais devido a consideração implícita de uma rigidez para a estrutura maior que a real. Os resultados do modelo para carregamento instantâneo sem considerar a interação solo-estrutura superestimam os recalques diferenciais por não considerar a rigidez da estrutura.

2.5. Estabilidade global da superestrutura

Nos edifícios em concreto armado a atuação simultânea das ações verticais e horizontais propicia o surgimento de deslocamentos horizontais da estrutura acarretando dois tipos de esforços de segunda ordem: os locais e os globais. Os esforços globais são aqueles introduzidos pelo deslocamento dos nós da estrutura. Esse efeito denomina-se não-linearidade geométrica e pressupõe, a princípio, um equilíbrio na posição deslocada, o que implica no aparecimento de esforços adicionais (ou de 2ª. ordem global) em vigas e pilares. Os esforços locais estão relacionados com a modificação nos eixos das barras que não se mantêm retilíneos. Não serão analisados os efeitos de 2ª. ordem locais.

De acordo com o projeto de revisão da NBR 6118 (2000), todas as estruturas são deslocáveis. No entanto, por conveniência de análise, permite a classificação em estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis:

- Estruturas de nós fixos são aquelas onde os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª. ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª. ordem). Nessas estruturas, pode-se dispensar a adição da parcela dos esforços de segunda ordem global no dimensionamento.
- Estruturas de nós móveis são aquelas onde esses deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª. ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª. ordem). Nessas estruturas, a parcela dos esforços de segunda ordem global deve ser somada à de primeira ordem no dimensionamento dos elementos.

Para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª. ordem, são indicados dois processos aproximados: o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z .

O coeficiente α foi introduzido por Beck e König (1966) e, mais tarde, denominado de parâmetro de instabilidade por Franco (1985a). O valor do parâmetro de instabilidade α para as estruturas de edifícios é dado pela seguinte expressão:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{N}{(EI)_{eq}}} \quad (48)$$

na qual:

H = altura total do edifício

N = somatória das ações verticais atuantes

$(EI)_{eq}$ = somatória dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada

Segundo Franco (1985b), o valor limite de α depende do sistema de contraventamento da estrutura:

- Pilares-paredes: $\alpha_{lim} = 0,7$
- Associações: $\alpha_{lim} = 0,6$
- Pórticos: $\alpha_{lim} = 0,5$

Prado e Giongo (1995) afirmam que havendo necessidade de se considerar os esforços de 2^a. ordem, deve-se avaliar ainda se esses não apresentam valores elevados o que implicaria na conveniência de se alterar a estrutura. Pode-se dizer que isso acontece quando $\alpha > 1,0$.

O coeficiente γ_z foi introduzido por Franco e Vasconcellos (1991) e é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1,d}}} \quad (49)$$

na qual:

$M_{1,d}$ = soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seu valor de cálculo, em relação à base da estrutura (momento de tombamento)

ΔM_d = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise em 1ª. ordem com todas as componentes de força horizontal de cálculo agindo (1ª. avaliação dos momentos fletores de 2ª. ordem global na base da estrutura)

O valor do coeficiente γ_z calculado é comparado com o valor limite, acima do qual a estrutura deve ser considerada de nós móveis. Para $\gamma_z \leq 1,1$ a estrutura é considerada de nós fixos.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

O presente trabalho está baseado na metodologia apresentada por Aoki (1987,1997). As tensões de ruptura do solo são determinadas pelo método Aoki e Velloso (1975). Para o cálculo do recalque de um grupo de estacas utiliza-se Aoki e Lopes (1975). A distribuição de cargas do bloco para as estacas é obtida através do método proposto por Costa (1973). E para considerar a rigidez da superestrutura, a idéia do processo iterativo de Chamecki (1956).

A metodologia proposta difere da de Iwamoto (2000) quanto ao cálculo do estaqueamento. Este, por sua vez, considera apenas reações verticais e momentos no bloco (três graus de liberdade). Enquanto, a metodologia proposta considera as reações verticais, horizontais e momentos no bloco (cinco graus de liberdade), desconsiderando apenas o momento torsor. O cálculo do estaqueamento é feito considerando a reação horizontal do solo. Portanto, obtém-se recalques, deslocamentos horizontais e rotações no bloco.

A metodologia para análise de interação solo-estrutura proposta pode ser resumida da seguinte forma:

- a) Inicialmente procede-se ao cálculo convencional da superestrutura considerando apoios indeslocáveis e calcula-se a estabilidade global;

- b) As reações de apoio (esforços axiais, esforços transversais e momentos) são então aplicados aos blocos sobre os elementos de fundação. O deslocamento do bloco do pilar k sob ação destas cargas é determinado através do programa “EDRR”;
- c) Na $m^{\text{ésima}}$ iteração a superestrutura é reprocessada, substituindo-se o apoio indeslocável por molas de rigidez conhecida, obtendo-se as novas reações de apoio e a estabilidade global da superestrutura;
- d) Repete-se estas operações até que as reações da iteração coincidam com os valores obtidos na iteração anterior.

A Figura 17 apresenta o fluxograma da metodologia para análise de interação solo-estrutura:

FIGURA 17 – Fluxograma da metodologia para análise de interação solo-estrutura

3.1. Programa EDRR

O programa EDRR tem como objetivo a determinação dos esforços e deslocamentos nos elementos estruturais de fundação profunda.

As hipóteses adotadas para o cálculo do estaqueamento são:

- engastamento das estacas com o bloco;
- bloco suposto rígido;
- consideração da reação horizontal do terreno;
- módulo de reação horizontal constante com a profundidade.

Para o cálculo do recalque admitiu-se as seguintes hipóteses:

- elemento estrutural de fundação profunda cilíndrico,
- elemento estrutural com comprimentos e diâmetros diferentes;
- solos estratificados;
- não considera a contribuição do bloco na capacidade de carga do grupo de elementos estruturais;
- recalque do bloco é igual ao recalque do grupo de elementos estruturais pertencentes ao bloco;
- considera o efeito de grupo.

O programa EDRR pode ser resumido da seguinte forma:

- as leituras de carregamentos no bloco são lidas a partir do arquivo gerado pelo programa de cálculo estrutural da superestrutura, que nos exemplos analisados foi utilizado o programa de cálculo estrutural TQS;
- utilizando a rotina apresentada por Costa (1973) sobre o cálculo de estaqueamento com consideração da reação horizontal do solo, são processados os esforços que serão transmitidos para cada elemento estrutural de fundação profunda que compõem um bloco;
- com os carregamentos axiais, através do diagrama de resistência lateral do solo, calculam os esforços normais do elemento estrutural e com isso o encurtamento

elástico do fuste e a parcela de carregamento na base do elemento estrutural. O deslocamento vertical do grupo de elementos estruturais é calculado através do método proposto por Aoki e Lopes (1975), considerando o efeito de grupo e a estratificação do maciço de solos;

- com os carregamentos horizontais e momentos fletores, determinam-se os deslocamentos horizontais e as rotações pelo método proposto por Hetényi (1946). Para este caso, considera-se uma série de molas ao longo do comprimento do elemento estrutural, portanto, não considera o efeito de grupo.

3.1.1. Arquivos de entrada de dados

O programa EDRR utiliza três arquivos de entrada de dados: o das reações provenientes do programa de cálculo da superestrutura, o do bloco de coroamento e o do cálculo de recalques. A seguir, um resumo das entradas de dados.

Reações:

- Reações verticais, horizontais e momentos que serão aplicados aos blocos.

Blocos de coroamento:

- Número de estacas que compõem o bloco k ;
- Módulo de elasticidade e de cisalhamento do concreto das estacas;
- Módulo de reação horizontal ($CONST$);
- Coordenadas X , Y e Z , ângulo de cravação ($ANCR$), comprimento, área da seção transversal e momentos de inércia das estacas;

Cálculo dos recalques:

- Número total de estacas, raio do fuste e raio da base de cada estaca, número de subdivisões n_1 , n_2 e n_3 ;
- Número de camadas do solo, módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson de cada camada;

- Dados de distribuição de resistência lateral local entre o fuste da estaca e o solo, previamente determinado pelo método Aoki e Velloso (1975).

3.1.2. Arquivos de saída de resultados

O programa EDRR possui três arquivos de saída de resultados: o do bloco, o do cálculo dos recalques e o dos coeficientes de rigidez. A seguir, o resumo da saída de dados.

Bloco de coroamento:

- Lista os esforços nos topos das estacas

Saída do grupo de estacas (recalque):

- Lista distribuição de transferência de esforço axial nas estacas, o encurtamento elástico do fuste, o recalque da base, o recalque do fuste e o recalque total.

Saída do arquivo MOLA (recalque, deslocamento e rotação do bloco):

- Lista os deslocamentos sofridos pelos blocos;
- Lista os coeficientes de rigidez.

3.2. Validação do programa EDRR

Para validar o programa elaborado, alguns exemplos da literatura foram utilizados, entre eles citam-se:

- para os esforços no topo das estacas: Do Val e De Mello (1986);
- previsão de recalques: Alonso (1998);
- previsão de deslocamentos: Miguel e Cintra (1995) e Ng *et al.* (2001)

3.2.1. Esforço no topo do elemento estrutural de fundação profunda

Do Val e De Mello (1986) propõem uma metodologia para o cálculo do estaqueamento onde é considerada a contribuição do bloco na capacidade de carga de grupos de estacas. Apresentam o exemplo de um bloco com quatro estacas de um edifício industrial cuja estrutura consiste basicamente de um pórtico de concreto armado formado por duas linhas de pilares. Estes conduzem à fundação o seguinte carregamento:

$$\begin{array}{lll} V = 1795 \text{ kN} & H_x = 18 \text{ kN} & H_y = 137 \text{ kN} \\ M_x = 1876 \text{ kN} \times \text{m} & M_y = 500 \text{ kN} \times \text{m} & \end{array}$$

A Figura 18 mostra o esquema do bloco com as estacas.

FIGURA 18 – Esquema do bloco com as quatro estacas

O subsolo foi dividido em três camadas, determinadas através das sondagens:

Tabela 01 – Parâmetros do solo (DO VAL E DE MELLO, 1986)

Camada	Profundidade (m)	E (kN/m ²)	ν
1	5,6	20000	0,40
2	9,6	60000	0,35
3	20,0	200000	0,30

Os autores analisam o problema pelo método de Schiel (1957), pelo método desenvolvido por Aoki (1985) e pelo método que considera a contribuição do bloco na capacidade de carga de grupos de estacas (proposto por eles). O comprimento das

estacas com diâmetro de 42 cm é de 9 m. A Tabela 02 mostra as cargas atuantes nas estacas determinadas através de cada um desses processos e pelo programa EDRR:

Tabela 02 – Reações verticais nas estacas

Estaca	Método Schiel	Método Aoki	Do Val e De Mello	Programa EDRR
1	262	207	66	245
2	981	1036	840	949
3	-83	-28	8	-51,2
4	635	580	430	652,9

Através da Tabela 02, observa-se que os valores calculados das cargas nas estacas estão consistentes com os exemplos da literatura que não consideram a contribuição do bloco.

3.2.2. Previsão de recalques

O exemplo analisado por Alonso (1998) consiste em calcular o recalque no topo das estacas *A* e *B*, admitindo-se que as mesmas suportam uma laje flexível que aplica a cada uma, a carga de 1080 kN resistida metade pela ponta e metade por atrito.

FIGURA 19 – Esquema das estacas

As tabelas a seguir reproduzem os valores dos parâmetros do solo, coordenadas das estacas e pontos para cálculo dos recalques, apresentados por Alonso (1998):

Tabela 03 – Parâmetros do solo

Profundidade (m)	E (kN/m ²)	ν
13	40000	0,35
15	60000	0,30
20	40000	0,35
23	60000	0,30
30	40000	0,35

Tabela 04 – Coordenadas das estacas (diâmetro = 0,50 m) e atrito local

Estaca	X (m)	Y (m)	Z (m)	f (kN/m)
A	0	1,085	13	42
B	1,25	1,085	20	27
C	0,625	0	20	27

Tabela 05 - Pontos para cálculos do recalque

Ponto	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0	1,085	13
2	1,25	1,085	20

A Tabela 06 mostra os resultados dos recalques totais encontrados por Alonso (1998) e pelo programa EDRR:

Tabela 06 – Comparação dos valores de recalques

	Recalque (cm) (ALONSO, 1998)	Recalque total (cm) Programa EDRR	Variação (%)
Ponto 1	1,593	1,601	0,5
Ponto 2	1,501	1,513	0,8

Portanto, conclui-se que os valores calculados de recalques estão muito próximos ao do exemplo da literatura.

3.2.3. Previsão de deslocamentos horizontais

O deslocamento calculado foi comparado com resultados de prova de carga em um par de estacas tipo raiz, realizada no Campo Experimental de Fundações da USP / São Carlos, com o solo em seu teor de umidade natural. O perfil do subsolo apresenta uma camada superficial de 6 m de espessura composta por areia argilosa marrom

colapsível (Sedimento Cenozóico) e por uma camada inferior de solo residual composta por uma areia argilosa vermelha (Grupo Bauru).

As estacas possuem comprimento de 16 m e diâmetro de 0,25 m. O nível d'água foi encontrado a 10 m de profundidade, no inverno.

Miguel e Cintra (1996) para constatar qual a espessura da camada superficial do solo que tem influência no comportamento das estacas carregadas transversalmente, calcularam o comprimento de engastamento L_f , a partir da superfície do terreno, utilizando o método de Davisson e Robson (1965). O comprimento de engastamento calculado ($L_f = 1,97$ m) foi bem inferior a 6 m. Comprovando que o comportamento das estacas ensaiadas é governado exclusivamente pela camada superficial de espessura de 6 m, não havendo nenhuma influência da segunda camada.

O módulo de reação horizontal do solo (K) admitido pelo programa é constante. No exemplo analisado, o solo admite K variando linearmente com a profundidade. Segundo Chang⁵ (1937 apud COSTA, 1973), para esses casos, pode-se considerar o valor de K constante, de valor igual a um terço obtido à máxima profundidade alcançada pela estaca, por ser a parte superior da mesma sujeita a maiores esforços e deflexões.

Mas como foi constatado pelos autores, o comportamento das estacas ensaiadas é governado exclusivamente pela camada superficial de espessura de 6 m, não havendo nenhuma influência da segunda camada. Logo, o valor de K foi adotado em função da primeira camada. Para este exemplo foi adotado o módulo de reação horizontal igual a 8000 kN/m².

Nas tabelas a seguir estão apresentados os dados necessários para a resolução do exemplo.

Tabela 07 – Coordenadas das estacas

Estaca	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0,00	0,00	16
2	0,00	3,55	16

Tabela 08 – Pontos para cálculos do recalque

Ponto	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0,00	0,00	16
2	0,00	3,55	16

Com estes dados pode-se, através do programa EDRR, obter os deslocamentos horizontais para uma carga de 13 kN. A Tabela 09 apresenta os resultados obtidos:

⁵ CHANG, Y. L. (1937). *Discussion of lateral-pile-loading tests*. (L.B. Feagen), Transactions ASCE, vol 102

Tabela 09 – Deslocamentos horizontais

	Carga (kN)	Desl medido (mm)	Desl obtido (mm)
Estaca 1	13	2,55	2,61
Estaca 2	13	2,87	2,61

Portanto, observa-se que os valores de deslocamentos horizontais calculados estão muito próximos dos medidos. A Tabela 10 mostra a variação média dos deslocamentos horizontais medidos e calculados:

Tabela 10 – Variação dos resultados

	Desl medido (mm)	Desl obtido (mm)	Variação
Média	2,71	2,61	3,7 %

Um outro exemplo da literatura utilizado para a validação do programa EDRR se encontra no trabalho de Ng et al (2001).

Neste exemplo, a prova de carga foi realizada, em Hong Kong, em dois grupos de estacas sendo um bloco triangular constituído de três estacas (P3-3D) e o outro retangular de duas (P2-3D), espaçados de 3 vezes o diâmetro das estacas (ver Figura 20). As estacas têm comprimento de aproximadamente 30 m e diâmetro de 1,50 m.

FIGURA 20 – Dimensões dos blocos de coroamento

O módulo de reação horizontal K foi adotado de maneira análoga ao do exemplo anterior. Portanto, o valor de K é 20000 kPa e 27000 kPa para P2-3D e P3-3D, respectivamente.

A Tabela 11 apresenta as coordenadas das estacas, necessárias na entrada de dados do programa EDRR.

Tabela 11 - Coordenadas das estacas

Estaca	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0	0	30
2	0	4,50	30
3	4,50	2,25	30
4	10,4	2,25	30
5	14,9	2,25	30

Os deslocamentos horizontais medidos e os calculados para cada bloco juntamente com a variação estão mostrados na Tabela 12:

Tabela 12 – Valores medidos e previstos de deslocamentos horizontais

Carga por bloco = 1030 kN			
Grupo	Desl medido (mm)	Desl calculado (mm)	Variação (%)
P3-3D	2,1	2,3	9,5
P2-3D	5,7	5,5	3,5

Observando a tabela anterior, nota-se que os valores de deslocamentos horizontais calculados pelo programa EDRR estão muito próximos ao do exemplo da literatura.

CAPÍTULO 4

EXEMPLOS NUMÉRICOS

Medidas de recalques de edifícios sobre fundações profundas não são comumente encontradas. Por esta razão, nos dois exemplos numéricos analisados, o elemento estrutural de fundação é o tubulão. Essas medidas de recalques foram obtidas dos trabalhos de Lobo et al (1994) e Lobo et al (1996).

No exemplo 1 é analisada a redistribuição dos esforços horizontais e momentos fletores nas bases dos pilares e a estabilidade global da superestrutura quando considerada a análise com interação solo-estrutura.

O exemplo 2 mostra a tendência a uniformização dos deslocamentos horizontais, a convergência do processo iterativo dos esforços horizontais e a análise da estabilidade global da superestrutura.

Em ambos os exemplos são feitas comparações entre os recalques medidos e os recalques calculados para validação da metodologia.

4.1. Exemplo 1

Este edifício, com estrutura em concreto armado, está localizado na cidade de Bauru (S.P.). Possui pavimento térreo, primeiro andar e 11 pavimentos tipo sendo o último de cobertura. Na Figura 21 é mostrado o esquema da planta do pavimento tipo.

FIGURA 21 – Esquema da planta do pavimento tipo

Cada pilar está apoiado em um tubulão. Todos os tubulões estão apoiados a aproximadamente 10 metros de profundidade. A Figura 22 apresenta a planta dos pilares e tubulões.

FIGURA 22 – Planta de localização dos pilares e tubulões

A Tabela 13 fornece dados relativos às dimensões dos pilares e tubulões, onde d é o diâmetro do fuste e D é o diâmetro da base.

Tabela 13 – Dimensões de pilares e tubulões

Pilares	Dimensões dos pilares (m)	Tubulões		Pilares	Dimensões dos pilares (m)	Tubulões	
		d (m)	D (m)			d (m)	D(m)
1	0,20 x 0,60	0,70	1,50	9	0,20 x 1,00	0,80	2,40
2	0,20 x 0,60	0,70	1,40	10	0,20 x 1,00	0,90	2,40
3	0,20 x 0,60	0,70	1,40	11	0,20 x 1,00	0,90	2,40
4	0,20 x 0,60	0,70	1,50	12	0,20 x 1,00	0,80	2,40
5	0,20 x 1,00	0,80	2,40	13	0,20 x 0,60	0,70	1,50
6	0,20 x 1,00	0,90	2,50	14	0,20 x 0,60	0,70	1,30
7	0,20 x 1,00	0,90	2,50	15	0,20 x 0,60	0,70	1,30
8	0,20 x 1,00	0,80	2,40	16	0,20 x 0,60	0,70	1,50

O módulo de elasticidade adotado para concreto armado foi calculado conforme NB 1/78:

$$E = 0,9 * 6600 * \sqrt{f_{ck} + 3,5} \quad (MPa) \quad (50)$$

- Estrutura do edifício: $f_{ck} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_c = 31710 \text{ MPa}$
- tubulões: $f_{ck} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow E_t = 25500 \text{ MPa}$

Para análise, foi adotado $E_c = 31000 \text{ MPa}$ e $E_t = 25000 \text{ MPa}$.

As forças de vento atuantes no edifício foram calculadas de acordo com a norma brasileira NBR 6123 (1988). Os dados necessários para o cálculo das forças de vento são apresentados a seguir:

- velocidade básica do vento: $v_o = 40 \text{ m/s}$;
- fator do terreno: $S1 = 1$;
- categoria de rugosidade: $S2 = IV$;
- classe da edificação: B ;
- fator estatístico: $S3 = 1$

O solo típico de Bauru é classificado como uma areia fina argilosa. Segundo Ferreira (1991) nos primeiros seis metros o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) varia entre 2 a 6, ocorrendo um crescimento praticamente linear com a profundidade, até por volta de 10 a 14 m.

O módulo de deformabilidade do solo foi calculado pela seguinte expressão:

$$E = 5 * K * N_{SPT} \quad (51)$$

na qual:

K = coeficiente que depende do tipo de solo (AOKI e VELLOSO, 1975). Para a análise adotou-se $K = 0,6 \text{ MPa}$ por se tratar de uma areia argilosa

N_{SPT} = índice de resistência à penetração

A Tabela 14 apresenta os valores calculados do módulo de deformabilidade E e o coeficiente de Poisson ν (BOWLES, 1997) para cada camada.

Tabela 14 – Parâmetros do solo

Profundidade (m)	E (kN/m ²)	ν
4,00	9750	0,3
9,00	16200	0,3
11,00	45000	0,3
19,00	85500	0,3

A Figura 23 mostra resultados de uma sondagem de simples reconhecimento realizada no local da edificação.

SPT	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PROF (m)
2	AREIA FINA ARGILOSA, MARROM E AVERMELHADA, FOFA A MUITO COMPACTA	14,89
3		
4		
4		
5		
5		
5		
6		
6		
15		
15		
16		
17		
15		
15		
17		
22		19,00
27		
99		

FIGURA 23 – Perfil de sondagem local

O módulo de reação horizontal adotado para análise foi 8000 kN/m^2 . A adoção deste valor deve-se a hipótese de que o solo de São Carlos e Bauru possuem as mesmas características. Com base no exemplo, de Miguel e Cintra (1996), utilizado para a validação do programa EDRR, admite-se que o comportamento do tubulão é influenciado pelo solo até a profundidade de três metros.

Segundo Cintra (1998), em certos tipos de solo não-saturado, sua inundação pode causar um colapso da sua estrutura, caracterizado por um recalque suplementar, repentino e de grandes proporções. Esses tipos de solo são classificados como colapsíveis.

Os solos colapsíveis brasileiros, em especial o sedimento cenozóico, o colapso só ocorre se for atingida uma carga limite ou crítica, diferente do *loess* russo, que ao serem inundados entram em colapso apenas pelo peso próprio da camada de solo.

Apesar do edifício apresentar em planta uma relativa simetria, os pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7 P8 e P12, recalçaram entre 6,3 a 11,3 mm, enquanto os pilares P13, P14 e P15 não passaram de 3,2 mm. Provavelmente, nessa região houve acúmulo de água.

O maior umedecimento nessa região pode ter provocado uma redução na resistência lateral ao longo do fuste, aumentando a parcela de carga na base, resultando em maior recalque desses tubulões, fato associado a colapsibilidade do solo de Bauru.

Para o caso em estudo, foram adotadas as seguintes hipóteses:

- com a inundação, a resistência lateral diminui para $1/3$ no topo até $1/2$ na base (IWAMOTO, 2000);
- para simular a perda do módulo de deformabilidade do solo foi adotado: $1/3$ de redução para solos que envolvem o tubulão 4 (onde ocorreu o maior recalque), $1/2$ de redução para solos que envolvem os tubulões 1, 2, 3 e 8; $2/3$ de redução para solos que envolvem os tubulões 5, 6, 7, 12 e 16 (Figura 24).

Com estes dados aplicou-se o procedimento para a análise do edifício considerando a interação solo-estrutura.

A seguir, são apresentados os resultados obtidos de recalques, deslocamentos horizontais e redistribuição de esforços horizontais e momentos fletores nas bases dos pilares.

FIGURA 24 – Simulação da diminuição do módulo de deformabilidade

A Figura 25 apresenta a curva de dispersão entre o recalque medido e o recalque calculado pelo programa EDRR considerando interação solo-estrutura. Pode-se notar que os valores dos recalques medidos e calculados estão próximos.

FIGURA 25 – Curva de dispersão entre os recalques medidos e calculados

Nas Figuras 26, 27, 28 e 29 são apresentadas comparações entre o recalque medido e o recalque calculado pelo programa EDRR considerando interação solo-estrutura.

FIGURA 26 – Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P1, P2, P3 e P4

FIGURA 27 – Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P5, P6, P7 e P8

FIGURA 28 – Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P9, P10, P11 e P12

FIGURA 29 – Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P13, P14, P15 e P16

Na Figura 30 é apresentada a curva de isorecalques dos valores medidos e dos valores calculados considerando interação solo-estrutura.

Os valores inseridos acima do pilar são os valores dos recalques medidos, enquanto que os inseridos abaixo, são valores de recalques calculados com consideração da interação solo-estrutura.

FIGURA 30 – Curvas de isorecalques de valores medidos e valores calculados considerando interação solo-estrutura

Verificou-se para este edifício uma redução das reações verticais na base dos pilares mais solicitados quando considerada a análise de interação solo-estrutura, conforme Tabela 15.

Tabela 15 – Reações verticais

Pilares	Reações Verticais (kN)	
	Sem Interação	Com Interação
1	789	883
2	1076	1013
3	1068	1015
4	785	845
5	1851	1885
6	1911	1814
7	1913	1844
8	1845	1889
9	1590	1560
10	1417	1431
11	1420	1503
12	1600	1588
13	722	694
14	373	387
15	375	423
16	690	651

Para o vento atuando na direção y, ocorreu uma importante redistribuição dos esforços horizontais nas bases dos pilares. Os pilares P6, P7, P10 e P11, os mais rígidos na direção do vento, tiveram suas reações reduzidas, em média, em 39 %. Por outro lado, outros pilares passaram a reagir de maneira mais significativa às forças horizontais. A Tabela 16 mostra os esforços horizontais e os deslocamentos horizontais em cada pilar.

Tabela 16 – Esforços e deslocamentos horizontais nos blocos

Pilares	Sem Interação		Com Interação	
	Esf. horizontal (kN)	Desl. (mm)	Esf. horizontal (kN)	Desl. (mm)
1	2	0,1	17	0,8
2	33	1,9	59	2,9
3	33	1,9	56	2,8
4	2	0,1	17	0,8
5	15	0,6	21	1,0
6	132	5,5	67	3,2
7	132	5,5	68	3,2
8	15	0,6	28	1,2
9	3	0,2	20	1,0
10	98	4,4	69	3,2
11	98	4,4	68	3,2
12	4	0,3	20	1,0
13	2	0,1	17	0,9
14	31	1,7	45	2,5
15	31	1,7	45	2,5
16	2	0,1	14	0,7

Os momentos fletores das bases dos pilares que trabalham no suporte à ação do vento tiveram seus valores aumentados. Entretanto, aqueles mais rígidos na direção da aplicação da força, sofreram reduções em seus valores. A flexibilidade da fundação

impediu que eles absorvessem tanto momento quanto o que foi calculado na análise sem interação solo-estrutura. A Tabela 17 apresenta essas variações dos valores dos momentos.

Tabela 17 – Momentos fletores nas bases dos pilares

Pilares	Sem Interação	Com Interação	Pilares	Sem Interação	Com Interação
	Momento Fletor (kN x m)			Momento Fletor (kN x m)	
1	-7	-23	9	-19	-58
2	-89	-89	10	-328	-265
3	-89	-90	11	-332	-272
4	-8	-24	12	-27	-65
5	-14	-48	13	-7	-22
6	-347	-281	14	-75	-101
7	-344	-274	15	-75	-101
8	-24	-49	16	-7	-23

Nas figuras a seguir observa-se a tendência a uniformização dos deslocamentos horizontais.

FIGURA 31 – Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P1, P2, P3 e P4

FIGURA 32 – Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P5, P6, P7 e P8

FIGURA 33 – Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P9, P10, P11 e P12

FIGURA 34 – Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P13, P14, P15 e P16

As figuras a seguir mostram a redução dos momentos fletores nos pilares mais rígidos.

FIGURA 35 – Momentos fletores nas bases dos pilares P1, P2, P3 e P4

FIGURA 36 – Momentos fletores nas bases dos pilares P5, P6, P7 e P8

FIGURA 37 – Momentos fletores nas bases dos pilares P9, P10, P11 e P12

FIGURA 38 – Momentos fletores nas bases dos pilares P13, P14, P15 e P16

A consideração da flexibilidade da fundação faz com que os deslocamentos do pórtico sejam maiores devido à ocorrência de recalques. Para o caso de vento na direção do eixo global y , o deslocamento médio do topo do pórtico passou de 2,7 cm para 3,96 cm, isto é, houve um acréscimo percentual de 46,6 %. Observa-se também, pela Figura 39, que o deslocamento horizontal da base quando se considera interação solo-estrutura, com esforço horizontal, não é nulo. Neste exemplo, o deslocamento horizontal médio da base é 0,2 cm.

O parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z foram calculados considerando apenas o vento na direção global y . Para esta direção, a estrutura é classificada de nós fixos. A Tabela 18 apresenta os respectivos valores considerando apoios indeslocáveis e interação solo-estrutura.

Tabela 18 – Coeficientes de estabilidade global

	Apoios indeslocáveis	Com interação solo-estrutura
α	0,40	0,49
γ_z	1,037	1,057

Observa-se que os valores dos coeficientes de estabilidade global variam quando da consideração de apoios indeslocáveis e interação solo-estrutura. Tal variação ocorre devido a influência da geologia local na estabilidade da superestrutura.

FIGURA 39 – Deslocamentos horizontais do pórtico relativos ao vento na direção y

Para exemplificar, suponha-se que o edifício analisado está apoiado em um maciço de solos onde não houve nenhuma redução do módulo de deformabilidade E_s . Os parâmetros de estabilidade global calculados para este edifício nesse maciço de solos estão na Tabela 19. Suponha-se este mesmo edifício, com as mesmas cargas, apoiado em um maciço de solos onde o módulo de deformabilidade seja $1/3$ do módulo considerado anteriormente. Observa-se pela Tabela 19 que o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z não mantêm os mesmos valores para os dois casos de módulo de deformabilidade. Portanto, a estrutura responde de acordo com o maciço de solos onde ela está apoiada.

Tabela 19 – Coeficientes de estabilidade global

	Apoios indeslocáveis	Com interação solo-estrutura	
		E	1/3 E
α	0,40	0,47	0,52
γ_z	1,037	1,055	1,064

4.2. Exemplo 2

Este edifício, com estrutura em concreto armado, também está localizado na cidade de Bauru (S.P.). Possui pavimento térreo de garagem, primeiro andar e 10 pavimentos tipo sendo o último de cobertura. Na Figura 40 é apresentado o esquema da planta do pavimento tipo.

FIGURA 40 – Esquema da planta do pavimento tipo

Cada pilar está apoiado em um tubulão. Todos os tubulões estão apoiados a aproximadamente 10 metros de profundidade. Na Figura 41 é apresentada a planta dos tubulões deste edifício.

FIGURA 41 – Planta dos tubulões

Na Tabela 20 estão apresentadas as dimensões dos pilares e dos tubulões, onde d é o diâmetro do fuste e D é o diâmetro da base.

Tabela 20 – Dimensões de pilares e tubulões

Pilares	Dimensões dos pilares (m)	Tubulões		Pilares	Dimensões dos pilares (m)	Tubulões	
		d (m)	D (m)			d (m)	D(m)
1	0,20 x 0,70	0,70	1,95	12	0,20 x 0,70	0,80	2,35
2	0,20 x 0,70	0,70	1,85	13	0,20 x 1,00	0,90	2,55
3	0,20 x 0,70	0,70	1,85	14	0,20 x 1,00	0,80	2,25
4	0,20 x 0,70	0,70	1,95	15	0,20 x 1,00	0,80	2,25
5	0,20 x 0,70	0,70	1,50	16	0,20 x 1,00	0,90	2,55
6	0,20 x 0,70	0,70	1,50	17	0,20 x 0,70	0,70	1,80
7	0,20 x 1,00	0,90	2,55	18	0,20 x 0,70	0,70	1,80
8	0,20 x 1,00	0,80	2,25	19	0,20 x 0,70	0,70	1,95
9	0,20 x 1,00	0,80	2,25	20	0,20 x 0,70	0,70	1,85
10	0,20 x 1,00	0,90	2,55	21	0,20 x 0,70	0,70	1,85
11	0,20 x 0,70	0,80	2,35	22	0,20 x 0,70	0,70	1,95

O módulo de elasticidade do concreto armado foi calculado conforme NB 1/78 (eq. 50). O valor do módulo de elasticidade adotado para o concreto é o mesmo do exemplo anterior. Para a estrutura do edifício é 31000 MPa e para os tubulões é 25000 MPa.

As forças de vento atuantes no edifício foram calculadas de acordo com a norma brasileira NBR 6123 (1988). Os dados necessários para o cálculo das forças de vento são apresentados a seguir:

- velocidade básica do vento: $v_o = 40$ m/s;
- fator do terreno: $S1 = 1$;
- categoria de rugosidade: $S2 = III$;
- classe da edificação: B ;
- fator estatístico: $S3 = 1$

O módulo de deformabilidade foi determinado pela eq. 51 como no exemplo anterior. A Tabela 21 apresenta os valores do módulo de deformabilidade E e do coeficiente de Poisson ν para cada camada.

Tabela 21 – Parâmetros geotécnicos

Profundidade (m)	E (kN/m ²)	ν
2,00	12000	0,3
7,00	16800	0,3
10,00	30900	0,3
13,00	125100	0,3
25,00	180000	0,3

O módulo de reação horizontal adotado foi de 8000 kN/m² (igual ao do exemplo anterior).

A Figura 42 mostra resultados de uma sondagem de simples reconhecimento típica, realizada no local da edificação, conforme mostrado em Lobo *et al.* (1996).

SPT	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	PROF (m)
4	AREIA FINA ARGILOSA, MARROM, FOFA A MEDIANAMENTE COMPACTA	10,02
4		
5		
5		
5		
6		
7		
9		
10		
12		
24	AREIA FINA, MARROM E AMARELA, COMPACTA A MUITO COMPACTA	15,12
23		
78*		
120*		
110*		
*Valores estimados		

FIGURA 42 – Perfil de sondagem local

Os resultados da sondagem só são conhecidos até a profundidade 15 m. Para avaliar o efeito de grupo adotou-se o número de *SPT* e características do solo abaixo deste como sendo constantes até a profundidade de 25 m onde considerou-se como camada indeslocável.

Apesar do edifício apresentar em planta uma relativa simetria, os pilares P14, P15, P17, P18, P21 e P22, recalcam entre 7 a 9 mm, enquanto os pilares P2, P3, P5 e

P6 não passaram de 4 mm. Segundo Lobo et al (1996), nessa região de maior recalque ocorria acúmulo de águas pluviais, durante a época de chuva, pois houve uma escavação de aproximadamente dois metros para se fazer o subsolo. O maior umedecimento nessa região pode ter provocado uma redução na resistência lateral ao longo do fuste, aumentando a parcela de carga na base, resultando em maior recalque desses tubulões, fato associado a colapsibilidade do solo de Bauru.

Para o caso em estudo, foram adotadas as seguintes hipóteses:

- com a inundação, a resistência lateral diminui para $1/3$ no topo até $1/2$ na base;
- para simular a perda do módulo de deformabilidade do solo foi adotado: $1/3$ de redução para solos que envolvem os tubulões 17, 18, 20 e 21, $1/2$ de redução para solos que envolvem os tubulões 14, 15, 19 e 20; $2/3$ de redução para solos que envolvem os tubulões 13 e 16 (Figura 43).

FIGURA 43 – Simulação da diminuição do módulo de deformabilidade

Com estes dados aplicou-se o procedimento para a análise do edifício considerando a interação solo-estrutura.

A seguir, são apresentados os resultados obtidos de recalques, deslocamentos horizontais e redistribuição de esforços horizontais e momentos fletores nas bases dos pilares.

A Figura 44 mostra a curva de dispersão entre os recalques medidos e os recalques calculados pelo programa EDRR.

Observa-se que os valores dos recalques medidos e dos recalques calculados estão próximos.

FIGURA 44 – Curva de dispersão entre os recalques medidos e calculados

Nas Figuras 45, 46, 47 e 48 são apresentadas comparações entre o recalque medido e o recalque calculado pelo programa EDRR considerando interação solo-estrutura.

FIGURA 45 – Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P1, P2, P3 e P4

FIGURA 46 – Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P7, P8, P9 e P10

FIGURA 47 – Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P13, P14, P15 e P16

FIGURA 48 – Comparação entre recalques medidos e calculados dos pilares P19, P20, P21 e P22

Na Figura 49 é apresentada a curva de isorecalques dos valores medidos e dos valores calculados considerando interação solo-estrutura.

Os valores inseridos acima do pilar são os valores dos recalques medidos, enquanto que os inseridos abaixo, são valores de recalques calculados com consideração da interação solo-estrutura.

FIGURA 49 – Curvas de isorecalques de valores medidos e valores calculados considerando interação solo-estrutura

Verificou-se para este edifício uma redução das reações verticais na base dos pilares mais solicitados quando considerada a análise de interação solo-estrutura. A Tabela 22 mostra os valores das reações verticais.

Tabela 22 – Reações verticais

Pilares	Reações Verticais (kN)	
	Sem Interação	Com Interação
1	1363	1412
2	1209	1247
3	1160	1200
4	1377	1424
5	971	815
6	987	826
7	2501	2505
8	1626	1628
9	1631	1633
10	2514	2519
11	1517	1619
12	1518	1624
13	2100	2094
14	1718	1715
15	1724	1715
16	2101	2094
17	862	898
18	863	895
19	1281	1208
20	830	838
21	830	841
22	1280	1206

Para o vento atuando na direção y, ocorreu uma importante redistribuição dos esforços horizontais nas bases dos pilares.

Os pilares mais rígidos na direção do vento tiveram suas reações reduzidas. E os outros pilares passaram a reagir de maneira mais significativa às forças horizontais.

A Tabela 23 mostra os esforços horizontais e os deslocamentos horizontais em cada pilar.

Através das figuras 50, 51, 52 e 53 observa-se a tendência à uniformização dos deslocamentos horizontais.

Tabela 23 – Esforços e deslocamentos horizontais nos blocos

Pilares	Sem Interação		Com Interação	
	Esforço horizontal (kN)	Deslocamento (mm)	Esforço horizontal (kN)	Deslocamento (mm)
1	3	0,2	49	2,1
2	37	2,9	31	2,1
3	38	2,9	31	2,1
4	3	0,2	49	2,1
5	65	4,1	29	2,2
6	61	3,8	29	2,2
7	11	0,6	53	2,0
8	78	5,3	38	2,9
9	78	5,4	38	2,9
10	11	0,6	53	2,0
11	76	2,1	51	2,1
12	77	4,3	51	2,2
13	12	0,6	53	2,0
14	79	5,4	39	2,9
15	79	5,4	39	2,9
16	12	0,6	53	2,0
17	50	3,0	28	2,1
18	50	3,0	28	2,1
19	2	0,1	48	2,0
20	35	2,2	30	2,0
21	35	2,2	30	2,0
22	2	0,1	48	2,1

FIGURA 50 – Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P1, P2, P3 e P4

FIGURA 51 – Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P7, P8, P9 e P10

FIGURA 52 – Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P13, P14, P15 e P16

FIGURA 53 – Deslocamentos horizontais das bases dos pilares P19, P20, P21 e P22

A seguir mostra-se a convergência da reação horizontal depois de 6 iterações em alguns pilares.

FIGURA 54 – Convergência da reação horizontal do pilar P6

FIGURA 55 – Convergência da reação horizontal do pilar P8

FIGURA 56 – Convergência da reação horizontal do pilar P16

FIGURA 57 – Convergência da reação horizontal do pilar P18

A consideração da flexibilidade da fundação faz com que os deslocamentos do pórtico sejam maiores devido à ocorrência de recalques. Para o caso de vento na direção do eixo y, o deslocamento médio do topo do pórtico passou de 4,35 cm para 5,44 cm, isto é, houve um acréscimo percentual de 25 %. Observa-se também, que o deslocamento horizontal da base é de 0,2 cm.

FIGURA 58 – Deslocamentos horizontais do pórtico relativos ao vento na direção do eixo y

O parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z foram calculados considerando apenas o vento na direção y. Para esta direção, a estrutura é classificada de nós fixos para o coeficiente γ_z e de nós móveis para o parâmetro de instabilidade α . A Tabela 24 apresenta os respectivos valores considerando apoios indeslocáveis e interação solo-estrutura.

Tabela 24 – Coeficientes de estabilidade global

	Apoios indeslocáveis	Com interação solo-estrutura
α	0,56	0,62
γ_z	1,073	1,096

Mais uma vez demonstra-se que a geologia local influencia na estabilidade da superestrutura.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

A metodologia proposta de análise de interação solo- estrutura apresenta vantagens em relação a outras metodologias. O programa EDRR, que calcula os esforços no topo do elemento estrutural e os deslocamentos, considera a reação horizontal do solo, o efeito de grupo entre os elementos estruturais e a não linearidade na estimativa dos recalques.

Ao considerar a superestrutura, a subestrutura e o maciço de solos como um sistema, pode-se avaliar o comportamento dos recalques na redistribuição dos esforços solicitantes e na estabilidade global da superestrutura.

Nos exemplos analisados, verificou-se uma tendência a uniformização dos esforços horizontais. Nos pilares mais rígidos, considerando a direção da ação do vento, pode-se observar a importância da redistribuição das reações horizontais. Verificou-se a mesma tendência a uniformização para os deslocamentos horizontais. Pode-se observar que a estabilidade global é influenciada pela interação solo-estrutura. Os esforços nas fundações, bem como a sua redistribuição são influenciados pela geologia local.

A validação do programa EDRR foi devidamente comprovada através de exemplos da literatura. A validação da metodologia de análise de interação solo-estrutura foi realizada por meio de dois exemplos de casos reais com medidas de recalques. Os resultados comprovam a eficácia da metodologia.

Como sugestões para trabalhos futuros propõe-se considerar o módulo de reação horizontal variando linearmente ou uma variação qualquer com a profundidade no

cálculo dos deslocamentos horizontais. Outra sugestão é a consideração da contribuição do bloco na capacidade de carga do grupo como proposto por Do Vall e Mello (1986) e outros autores. Propõe-se também, a análise da sequência construtiva e suas diferenças em relação aos modelos que consideram o carregamento e rigidez instantânea.

BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro

_____. (2000). *Revisão da NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto*

_____. (1988). *NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Rio de Janeiro

ALONSO, U. R.. (1998). *Dimensionamento de Fundações Profundas*. Editora Edgard Blücher Ltda

AOKI, N.; VELLOSO, F. R. (1975). *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. V Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Tomo I, p. 367-376

AOKI, N.; LOPES, F. R. (1975). *Estimating stress and settlements due to deep foundation*. V Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Tomo I, p. 377-376

AOKI, N. (1979). *Considerações sobre projeto e execução de fundações profundas*. Seminário de Fundações. Sociedade Mineira de Engenharia, Belo Horizonte, 29p.

AOKI, N. (1989). *Prediction of the Behavior of Vertical Driven Pile under Static and Dynamic Conditions*. Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Drivability of Piles, vol2, Rio de Janeiro, August, 55-61

AOKI, N. (1997). *Aspectos Geotécnicos da Interação Estrutura-Macício de solos*. In: Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 28, São Carlos, vol 1, p. 01-12

BANERJEE, K.; DAVIES, T.G. (1978). *The behavior of axially and laterally loaded single piles embedded in non-homogeneous soils*. Géotechnique, London, England, vol 28, nº 3, p.309-329

BECK, H.; KÖNIG, G. (1966). *Restraining Forces in the Analysis of Tall Buildings*. In: Symposium on Tall Buildings, Oxford. Proceedings, p.513-536

BOWLES, J.E. (1997). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill International Editions, 5th edition

BROMS, B. B. (1964a). *Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, vol 90, nº SM2, p.27-63

BROMS, B. B. (1964b). *Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, vol 90, nº SM3, p. 123-156

BROWN, P. T.; YU, S. K. R. (1986). *Load Sequence and Structure-Foundation*. Journal of Structural Engineering, ASCE, vol 112, nº 3, p. 481-488

CHAMECKI, S. (1956). *Structural rigidity in calculating settlements*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol 82, nº SM1, p. 01-19

CINTRA, J. C. A. (1981). *Uma análise de provas de carga lateral em estacas e comparação com os métodos da teoria de reação horizontal do solo*. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

CINTRA, J. C. A. (1998). *Fundações em Solos Colapsíveis*. Publicação do PROJETO REENGE, EESC – USP

CLEMENTE, J. L. M. (1990). Analysis of pile groups with variable shaft-load over point load ratios. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol 116, nº 4, p. 692-697

COSTA, I. D. B. (1973). *Estudo Elástico de Estaqueamentos*. Rio de Janeiro, 55p. Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica

DAVISSON, M. T. (1963). *Estimating buckling loads for piles*. 2^a. PCSMFEE, São Paulo

DAVISSON, M. T.; GILL, H. L. (1963). *Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol 89, nº SM3, p. 63-94

DAVISSON, M. T.; ROBSON, K. E. (1965). *Bending and buckling of partially embedded piles*. *Proceedings of the 6th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Canada , vol 2, p. 243-246

DO VAL, E. C.; MELLO, L. G. F. S. (1986). *Estimativa da contribuição do bloco na capacidade de carga de grupo de estacas*. VIII COBRAMSEF, Porto Alegre, p 297-307

FEDA, J. (1978) – Stress in Subsoil and Methods of Final Settlement Calculation. *Developments in Geotechnical Engineering* 18, 215 p.

FERREIRA, C. V. (1991). *Caracterização Geotécnica do solo de uma área da cidade de Bauru – S.P.* São Carlos. 141p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

FONTE, A. O. C.; PONTES FILHO, I.; JUCÁ, J.F.T. (1994). *Interação Solo-Estrutura em Edifícios Altos*. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, vol 1, p 239-246

FRANCO, M. (1985a) – Problema de Instabilidade de Edifícios Altos. In: Reunião anual do IBRACOM: Colóquio sobre estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, São Paulo. Anais.

FRANCO, M. (1985b). *O Parâmetro de Instabilidade dos Edifícios Altos*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, nº 23, p. 69-72

FRANCO, M.; VASCONCELLOS, A. C. (1991). *Practical Assessment of Second Order Effects in Tall Buildings*. In: Colloquium on the CEB/FIP MC90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, p.307-323

GOSCHY, B. (1978). *Soil-Foundation-Structure Interaction*. Journal of the Structural Division, ASCE, vol 104, nº ST5, p. 749-761

GUSMÃO, A. D (1990). *Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações*. Rio de Janeiro, 165 p. Dissertação (mestrado) – COPPE/UFRJ

GUSMÃO, A. D. (1994). *Aspectos Relevantes da Interação Solo-Estrutura em Edificações*. Solos e Rochas, vol 17, nº 1, p. 47-55

GUSMÃO, A. D., GUSMÃO FILHO, J.A. (1994). *Avaliação da Influência da Interação Solo-Estrutura em Edificações*. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, vol 1, p. 67-74

HETÉNYI, M. (1946). *Beams on Elastic Foundation*. Ann Arbor. The University of Michigan Press

IWAMOTO, R. K. (2000). *Alguns Aspectos dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edifícios de Múltiplos Andares com Fundação Profunda*. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

LEE, C. Y.(1991). *Discrete layer analysis of axially loaded piles and pile groups*. Computers and Geotechnics 11, p. 295-313

LEE, S. L.; KOG, Y. C.; KARUNARATNE, G. P. (1987). *Axially loaded piles in layered soil*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 113, nº GT4, p. 366-381

LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H. (1994). *Comportamento de tubulões através da medida de recalques de um edifício no interior de São Paulo*. In. COBRAMSEF, 10, v.1, p 135-141, Foz do Iguaçu

LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H. (1996). *Recalques de tubulões na cidade de Bauru*. Revista de Engenharia e Ciências Aplicadas, São Paulo, vol 3, Editora da UNESP, p. 29-41

LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V. & ALBIERO, J. H. (1997). *Redistribuição de Carga entre Pilares de Edifícios*. In: XXVIII Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, São Carlos. Anais, São Carlos, p. 1545-1554

MEYERHOF, G. G. (1953). *Some Recent Foundation Research and its Application to Design*. Structural Engineering, Londres, vol 31, p. 151-167

MEYERHOF, G. G. (1959). *Compaction of sands and bearing capacity of piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol 85, nº SM6, p. 01-29

MIGUEL, M. G.; CINTRA, J. C. A. (1996). *Provas de Carga Horizontal em Estacas do Tipo Raiz em Solo Colapsível*. Solos e Rochas, São Paulo, vol 19, nº 3, Dez., p. 217-229

MINDLIN, R. D. (1936). *Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid*. Physics, vol 7, p. 195-202

MUQTADIR, A.; DESAI, C. S. (1986). *Three-Dimensional Analysis of a Pile-Group Foundation*. Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol 10, p. 41-58

NG, C. W. W.; ZHANG, L.; NIP, D.C.N. (2001). *Response of Laterally Loaded Large-Diameter Bored Pile Groups*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol 127, nº 8, August, p. 658-669

POLO, J. M.; CLEMENTE, J. L. M. (1988). *Pile group settlement using independent shaft and point loads*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 114, nº GT4, p. 469-487

POULOS, H. G. (1971a). *Behavior of Laterally Loaded Piles: I-Single Piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol 97, nº SM5, p. 711-731

POULOS, H. G. (1971b). *Behavior of Laterally Loaded Piles: II-Piles Groups*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol 97, nº SM5, p. 733-751

POULOS, H. G. (1972). *Behavior of Laterally Loaded Piles: III-Socketed Piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol 98, nº SM4, p. 341-360

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1980). *Pile Foundations Analysis and Design*. John Willey & Sons

PRADO, J. F. M. A.; GIONGO, J. S. (1995). *Efeitos de 2ª. ordem em Edifícios de Concreto Armado*. In: Colóquio de Estruturas de concreto da UFJF, Juiz de Fora, p. 205-226

RANDOLPH, M. F. (1994). *Design methods for pile groups and pile rafts*. XIII ICSMFE, New Delhi, India, vol 5, p. 61-81

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. (1979). *An analysis of the vertical deformation of pile groups*. Géotechnique, vol 29, nº 4, p. 423-439

REZENDE, M. E. B. (1995). *Análise de recalques de grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro através de provas de carga in situ e em modelos centrifugados*. Tese (doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos

SALES, M.M.; CUNHA, R.P.; FARIAS, M. (1998). *O Uso do Método das Diferenças Finitas na Análise de Estacas Carregadas Lateralmente*. XI COBRAMSEG, Brasília, vol 1, p. 245-252

SCHIEL, F. (1957). *Estática de Estaqueamento*. Publicação nº 10, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 142p.

SOWERS, G. F.; MARTIN, C. B.; WILSON, L. L. (1961). *Bearing capacity of friction pile groups in homogeneous clay from model studies*. V ICSMFE, Paris, p. 155-159

SOWERS, G. B.; SOWERS, G. F (1970). *Introductory soil mechanics and foundations*. McMillan Co., New York

SPILLERS, W. R.; STOLL, R. D. (1964). *Lateral Response of Piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol 90, nº SM6, p. 1-9

VÉSIC, A. S. (1969). *Experiments with instrumented pile groups in sand*. Symposium on Performance of Deep Foundations, Proc. ASTM, Spec. Tech. Pub. nº 444, p.171-222

VÉSIC, A. S. (1975). *Principles of pile foundation design*. Duke University, School of Engineering, Soil Mechanics Series nº 38

WHITAKER, T. C. (1957). *Experiments with model piles in groups*. Géotechnique, vol 7, n° 46, p. 147-167

YAMASHITA, K.; TOMONO, M.; KAKURAI, M. (1987). *A Method for Estimating Immediate Settlement of Piles and Pile Groups*. Soil and Foundation, vol 27, n° 1, p. 61-76

Em seguida, calcula-se o recalque de cada elemento estrutural de fundação profunda através da subrotina GRUPORECALQUE. O recalque total da estaca i é a soma do encurtamento elástico do fuste com o deslocamento da base da estaca considerando a interação com todas as estacas do grupo (Método AOKI e LOPES).

O recalque do bloco é igual ao recalque do grupo de elementos estruturais pertencentes ao bloco.

Com a determinação dos esforços nos blocos e seus deslocamentos, calculam-se as novas rigidezes nos apoios.

O fluxograma do programa EDRR é apresentado a seguir.

PROGRAMA FUNDAÇÕES

FUNÇÃO DO PROGRAMA FUNDAÇÕES

Calcular os deslocamentos e rotações nos blocos e os coeficientes de rigidez

LISTA DE SÍMBOLOS DO PROGRAMA FUNDAÇÕES

ARQSAIDA → arquivo de saída dos deslocamentos e coeficientes de mola

TQS → arquivo de reações do TQS (Porlid.txt)

NEST → número total de estacas

NBLOCOS → número total de blocos

NEPB (I) → número de estacas por bloco

ARQENT(I) → arquivo de entrada do bloco (i)

ARQSDA(I) → arquivo de saída do bloco (i)

REAÇÃO (I) → arquivo que contém as reações do bloco (i)

CVLISTA → arquivo de reações verticais

CVDADOS → arquivo de entrada de dados para o cálculo do recalque

CVRESULT → arquivo de saída de dados do cálculo do recalque

NEPBLOCO → arquivo do número de estacas por bloco

RECALQUE (I) → recalque total da estaca

CE (J) → carregamento no bloco

DRB (J) → deslocamento e rotação do bloco

NI → número inicial da estaca no bloco

NF → número final da estaca no bloco

D1 (I), D3 (I) → deslocamento horizontal do bloco (i) na direção x e y

D2L (I) → recalque total do bloco (i)

D4 (I), D6 (I) → rotação do bloco (i) na direção x e y

$K_z(I) \rightarrow$ coeficiente de translação na direção z

$K_x(I), K_y(I) \rightarrow$ coeficiente de translação na direção x e y

$K_{Mx}(I), K_{Mz}(I) \rightarrow$ coeficiente de rotação na direção z

SUB-ROTINA REAÇÕES

FUNÇÃO DA SUB-ROTINA REAÇÕES

Ler as reações do arquivo do TQS

LISTA DE SÍMBOLOS DA SUB-ROTINA RECALQUE

NBLOCOS → número de blocos

F1 (1, J), F2 (1, J), F3 (1, J) → reações no pilar (R_z , R_x , R_y)

F4 (1, J), F5 (1, J), F6 (1, J) → reações no pilar (M_x , M_y , M_z)

F1 (2, J), F2 (2, J), F3 (2, J) → reações no pilar considerando o efeito de vento (R_z , R_x , R_y)

F4 (2, J), F5 (2, J), F6 (2, J) → reações no pilar considerando o efeito de vento (M_x , M_y , M_z)

SUB-ROTINA ESTACA

FUNÇÃO DA SUB-ROTINA ESTaqueamento

Calcular o estaqueamento

LISTA DE SÍMBOLOS DA SUB-ROTINA ESTaqueamento

XNOME → nome do trabalho

N → número da estaca

NC → número do carregamento

E → módulo de elasticidade do material da estaca

G → módulo de cisalhamento do material da estaca

XK → módulo de reação horizontal

EST → número da estaca

XI, YI, ZI → coordenadas do topo da estaca

ANCR → ângulo de cravação da estaca

TETA → ângulo com o eixo dos x

ALFA → ângulo de giro em torno do eixo x_i'' para que os eixos y_i'' e z_i'' coincidam com os eixos principais da seção transversal

XL → comprimento da estaca

AX → área da seção transversal da estaca

XIN, YIN, ZIN → momentos de inércia na direção dos eixos x, y, e z, respectivamente

RR (J, K) → matriz de rigidez do estaqueamento

S (J, L) → matriz de rigidez da estaca

P (L, K) → matriz de rotação e translação

CEA (J) → reações obtidas no programa TQS

CE (J) → carregamento no bloco

DRB (J) → deslocamento e rotação do bloco

DRE (J) $\rightarrow$ deslocamento e rotação da estaca

F (I, J) $\rightarrow$ esforços no topo da estaca

SUB-ROTINA RRT

FUNÇÃO DA SUB-ROTINA RRT

Montar a matriz de rigidez, rotação e translação

LISTA DE SÍMBOLOS DA SUB-ROTINA RRT

$P(J, K) \rightarrow$ matriz de rotação e translação

$S(J, K) \rightarrow$ matriz de rigidez da estaca

$GM \rightarrow 270^\circ + ANCR$ ($ANCR \rightarrow$ ângulo de cravação da estaca)

$TT \rightarrow$ ângulo com o eixo dos x

$AF \rightarrow$ ângulo de giro em torno do eixo x_i'' para que os eixos y_i'' e z_i'' coincidam com os eixos principais da seção transversal

$CX, CY, CZ \rightarrow$ co-senos diretores da estaca

$XK \rightarrow$ módulo de reação horizontal

$E \rightarrow$ módulo de elasticidade do material da estaca

$AX \rightarrow$ área da seção transversal da estaca

$XL \rightarrow$ comprimento da estaca

$XIN, YIN, ZIN \rightarrow$ momentos de inércia na direção dos eixos x, y, e z, respectivamente

SUB-ROTINA INMAT

FUNÇÃO DA SUB-ROTINA INMAT

Inverter a matriz de rigidez do estaqueamento

LISTA DE SÍMBOLOS DA SUB-ROTINA INMAT

$A(I, J) \rightarrow$ inversa da matriz de rigidez do estaqueamento

SUB-ROTINA GRUPORECALQUE

FUNÇÃO DA SUB-ROTINA RECALQUE

Calcular o recalque do grupo de elementos estruturais de fundação profunda

LISTA DE SÍMBOLOS DA SUB-ROTINA RECALQUE

NBLOCOS → número de blocos

C1 → quantidade de todas as estacas do grupo

NORM (I) → esforço vertical no topo da estaca

R1 (C) → raio do fuste R_f

RAIO (C) → raio da base R_b

PO (C, 2) → n_1 (n° de divisões da circunferência R_b)

PO (C, 3) → n_2 (n° de divisões do raio R_b)

ELAST (C) → módulo de elasticidade do material da estaca

DIAMETER → diâmetro do fuste da estaca

PO (C, 8) → n° de trapézios

PO (C, 9) → n_3 (n° de divisões do trapézio)

C2 → números de pontos onde se quer calcular o recalque

P1 (J, 1), P1 (J, 2), P1 (J, 3) → coordenadas X, Y, Z do ponto onde se quer saber o recalque

NCAMADAS → número de camadas do maciço de solos

T (I1+1) → profundidade da camada de solo

T (I1, 1) → módulo de deformabilidade do solo

T (I1, 2) → coeficiente de Poisson

D (C, $2*K+1$) → profundidade superior da camada

F (C, $2*K+1$) → atrito lateral local superior da camada

D (C, $2*(K+1)$) → profundidade inferior da camada

$F(C, 2*(K+1)) \rightarrow$ atrito lateral local inferior da camada

$PO(C, 5), PO(C, 6), PO(C, 7) \rightarrow$ coordenadas X, Y, Z da ponta da estaca

$PO(C, 4) \rightarrow$ carga na ponta da estaca

DESLOCAMENTO (I) $\rightarrow$ deslocamento total devido a ação de cargas na base e no fuste da estaca

DEFORM (I) $\rightarrow$ encurtamento elástico do fuste da estaca

RECALQUE (I) $\rightarrow$ recalque total da estaca

SUB-ROTINA DTC