

PREVISÃO DA TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM ESTACAS E SUAS APLICAÇÕES EM DIFERENTES PERFIS GEOTÉNICOS

*Eliane Maria Lopes Carvalho
Bernadete Ragoni Danziger*

Resumo: O trabalho apresenta uma rotina para a previsão da transferência de carga de fundações profundas ao solo suporte. Os autores mostram inicialmente uma série de aplicações do programa elaborado a perfis de solos homogêneos. Numa segunda fase é ilustrada a extensão da rotina a perfis de solos estratificados. Comparações são feitas com os resultados de soluções conhecidas da literatura. A grande vantagem da rotina apresentada é a possibilidade de aplicação ampla, para condições de contorno distintas, contemplando uma grande diversidade de situações passíveis de ocorrerem na prática. O programa está sendo ainda melhorado, objetivando possibilitar a comparação da carga transferida em cada trecho do fuste com o valor da resistência disponível, na ruptura, limitando a transferência de carga a valores compatíveis com a resistência ao cisalhamento das camadas atravessadas pela fundação. Uma aplicação é também apresentada no trabalho, mostrando a influência relevante da posição da fronteira rígida na transferência de carga. A continuidade desta linha de pesquisa é a análise de um banco de dados de provas de carga instrumentadas, cujo objetivo é a retro-análise de parâmetros mais realistas de compressibilidade dos solos, essencial a estimativas mais aproximadas de recalques na prática da engenharia de fundações.

Palavras-chave: transferência de carga; fundações profundas, recalques.

Abstract: The paper presents a routine for the prediction of pile transfer to the surrounding soil. The authors have firstly shown a series of applications of the program for homogeneous soil profiles. Then the paper illustrates an extension of the previous routine for layered soil profiles and compares the results obtained with the program and a known solution by Poulos and Davis (1980). The main advantage of the routine is its capability of application in distinct boundary conditions that can occur in foundation practice. The program is being continuously improved aiming at the comparison of the load transferred at each shaft segment with the available soil resistance at failure, limiting the load transferred in each segment to the soil resistance. Others applications are presented as the one which shows the relevant influence of a rigid boundary in the load transfer mechanism. The next phase in this research program is the analysis of a database including several instrumented load tests in piles. The main objective of the analysis of the database is to back-analyze soil compressibility aiming at a better approximation when predicting foundation settlements.

Key words: load transfer; deep foundation; settlements.

¹ Universidade Federal Fluminense

² Universidade do Estado do Rio de Janeiro

INTRODUÇÃO

O objetivo do presente trabalho é a apresentação de uma rotina de cálculo para transferência de carga de estacas ao solo suporte para níveis de carregamento afastados da ruptura, utilizando uma solução derivada da teoria da elasticidade.

A formulação teórica elaborada para descrever o mecanismo de transferência de carga é apresentada para diversas situações envolvendo estacas de diferentes geometrias em perfis de solo homogêneos. Cabe destacar as aplicações publicadas em Pinho et al. (1999), Carvalho et al. (2000), Amaral et al. (2000) e Pereira et al. (2002).

As possibilidades de emprego do programa na prática são muito amplas. Uma das alternativas vislumbradas pelos autores é a análise de um banco de dados existente que inclui provas de carga instrumentadas. Retro-análises do banco de dados com a utilização do programa elaborado permitirão a obtenção de parâmetros mais realistas de compressibilidade do solo, essenciais a estimativas mais aproximadas de recalques na prática da engenharia.

Na formulação desenvolvida chega-se, em linhas gerais, à resolução de um sistema de equações elaborado em forma matricial, contendo matrizes cujos coeficientes são previamente calculados ou fixados através de uma lei de recorrência facilmente programável. O programa elaborado pode ainda ser implementado para incluir uma nova subrotina que permite a verificação da ocorrência de mobilização da resistência ao cisalhamento limite na interface estaca-solo nos vários trechos do fuste da estaca.

As diferenças principais entre as abordagens de Poulos e Davis (1968), Randolph e Wroth (1978) e a desenvolvida pelos autores se referem à distribuição de resistências ao longo do fuste e da forma como as equações de Mindlin (1936) são integradas. A utilização pelos autores da forma de integração proposta por Aoki-Lopes (1975) tem se mostrado interessante para aplicações práticas. A proposta de integração de Aoki-Lopes (1975) permite que se contemple a resolução de casos mais gerais, passíveis de serem encontrados na prática.

A rotina foi estendida para incluir perfis de solo estratificados. Esta extensão foi possível pela utilização do procedimento de Steinbrenner (1934).

Alguns exemplos da aplicação da rotina de transferência de carga são apresentados no artigo, tanto para perfis de solo homogêneos quanto estratificados. Os resultados das aplicações são comparados com soluções analíticas apresentadas por Poulos e Davis (1980).

Uma das aplicações revela a importância da localização da fronteira rígida na transferência de carga.

MÉTODOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Os métodos utilizados na prática para o estudo da transferência de carga podem ser classificados em três categorias distintas (Poulos e Davis, 1980):

i) Método das curvas de transferência, no qual são utilizadas curvas que expressam a relação entre a resistência desenvolvida no contato solo x estaca e o movimento da estaca em várias posições ao longo do fuste, introduzido por Coyle e Reese (1966).

ii) Métodos baseados na teoria da elasticidade, com o emprego das equações de Mindlin (1936) para cargas concentradas no interior do semi-espaço infinito, Poulos e Davis (1968), Randolph e Wroth (1978).

iii) Métodos numéricos, em particular o método dos elementos finitos (Bathe, 1982).

O método das curvas de transferência, embora muito bem aceito e utilizado na prática, principalmente em projetos de fundações de plataformas offshore, possui uma série de limitações teóricas e práticas, ressaltadas por Poulos e Davis (1980).

Os métodos numéricos não são convenientes para aplicação ao presente estudo, pois exigiriam uma malha bastante refinada para representar o solo, comprometendo a praticidade do seu emprego em casos correntes. Por este motivo, a opção foi a utilização de método baseado na teoria da elasticidade, com o emprego das equações de Mindlin.

Poulos e Davis (1980) citam um estudo paramétrico apresentado por Lee (1973), que comparou os recalques de uma estaca flutuante num meio homogêneo, obtidos por uma análise

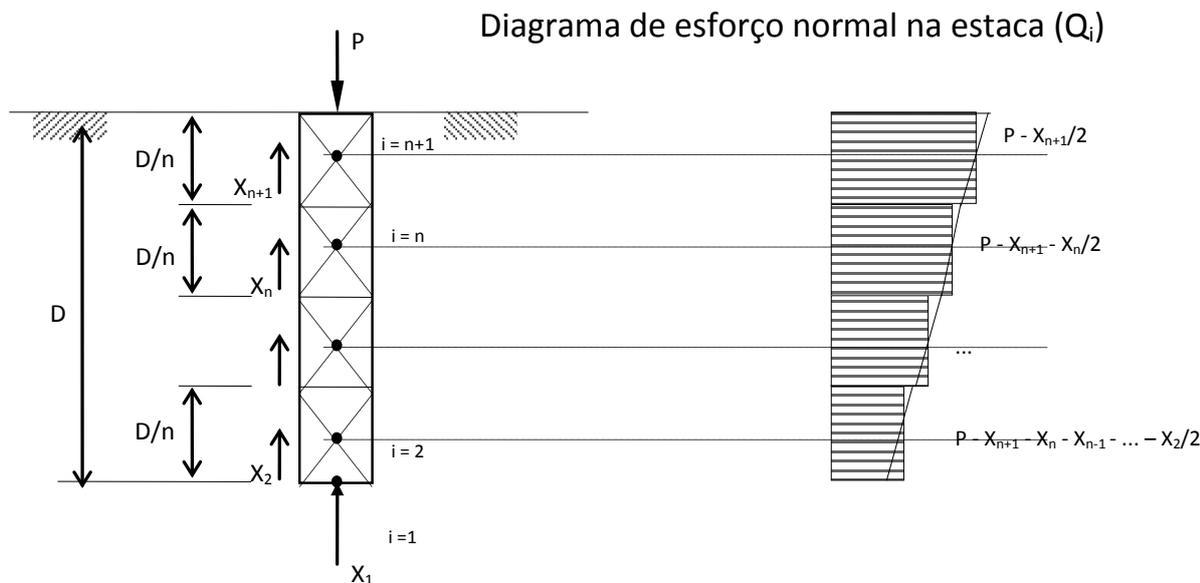


Figura 1. Distribuição das cargas sobre a estaca

via método dos elementos finitos e pela teoria da elasticidade, com base nas equações de Mindlin. Lee (1973) observou uma concordância bastante próxima entre as duas soluções.

METODOLOGIA DE ANÁLISE - SOLOS HOMOGÊNEOS E SEMI-ESPAÇO INFINITO

Como já relatado anteriormente, as diferenças principais entre as abordagens de Poulos e Davis (1968), Randolph e Wroth (1978) e a desenvolvida neste trabalho, por exemplo, se referem às considerações acerca da distribuição de resistência do solo ao longo do fuste e a forma como as equações de Mindlin (1936) são integradas. Cabe ressaltar que as equações de Mindlin (1936) foram desenvolvidas para subespaço homogêneo e infinito.

Para a determinação da transferência da carga P , aplicada no topo da estaca, em parcelas de carga transmitidas ao longo do fuste e na base se procederá à subdivisão do fuste em partes iguais. Designando X_i a parcela de carga transmitida ao solo pelo elemento i e por X_1 a parcela de carga transmitida à ponta da estaca, é possível representar a estaca pelo sistema da Figura 1.

Pode-se estabelecer as seguintes relações, a partir da observação da Figura 1:

$$P = \sum_{i=1}^{n+1} X_i$$

$$Q_1 = X_1 \quad (1)$$

$$Q_i = P - \sum_{k=i+1}^{n+1} X_k - \frac{X_i}{2}$$

sendo Q_i , o esforço normal na estaca, representado na Figura 1.

Como $\delta_{\text{elast},i}^e$ é o deslocamento elástico da estaca na profundidade z_i , expresso analiticamente por

$$\frac{1}{EA} \int_{z_{\text{pta}}}^{z_i} Q_z dz,$$

no caso da discretização ilustrada na Figura 1 pode o valor de $\delta_{\text{elast},i}^e$ ser computado, de forma aproximada, pelo somatório das parcelas individuais de deslocamento elástico de cada trecho do fuste.

$$\delta_{\text{elast},i}^e = \frac{D}{nAE} \sum_{k=2}^i Q_k \quad (2)$$

O valor do recalque total de um elemento i qualquer corresponde ao recalque do solo, no nível da ponta, somado ao deslocamento elástico do fuste da estaca até o elemento i considerado.

$$\delta_i^e = \delta_p^s + \delta_{\text{elast},i}^e \quad (3)$$

Como esta metodologia de análise tem validade para níveis reduzidos de carregamento, conseqüentemente, para pequenos recalques, será aplicada a teoria da elasticidade ao maciço de solo. Por isso poder-se-á lançar mão do princípio da reciprocidade e da superposição dos efeitos.

Impondo a condição de compatibilidade de deslocamentos entre cada elemento da estaca e o solo adjacente, tem-se,

$$\delta_i = \delta_i^S = \delta_i^e \quad (4)$$

Sendo: δ_i = recalque no nível i
 δ_i^S = recalque do solo no nível i
 δ_i^e = recalque da estaca em i

Chamando de C_{ij} o coeficiente de influência (proporcionalidade) da força X_j sobre o recalque em i, e aplicando o princípio da superposição dos efeitos pode-se escrever, para o elemento i:

$$\delta_i = C_{i1} \cdot X_1 + C_{i2} \cdot X_2 + \dots + C_{in} \cdot X_n + C_{i,n+1} \cdot X_{n+1} \quad (5)$$

O coeficiente de influência C_{ij} é numericamente igual ao recalque no elemento i devido a uma carga unitária $X_j = 1$ aplicada no elemento j quando todas as demais cargas forem nulas.

Escrevendo a expressão (5) para os demais elementos do fuste e para a ponta da estaca, tem-se:

$$\begin{aligned} C_{11} X_1 + \dots + C_{1,n} X_n + C_{1,n+1} X_{n+1} &= \delta_1 \\ C_{21} X_1 + \dots + C_{2,n} X_n + C_{2,n+1} X_{n+1} &= \delta_2 \\ \dots & \\ C_{n,1} X_1 + \dots + C_{n,n} X_n + C_{n,n+1} X_{n+1} &= \delta_n \\ C_{n+1,1} X_1 + \dots + C_{n+1,n} X_n + C_{n+1,n+1} X_{n+1} &= \delta_{n+1} \end{aligned}$$

Transcrevendo sob a forma matricial, tem-se que:

$$\begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & \dots & C_{1,n} & C_{1,n+1} \\ C_{21} & C_{22} & \dots & C_{2,n} & C_{2,n+1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ C_{n,1} & C_{n,2} & \dots & C_{n,n} & C_{n,n+1} \\ C_{n+1,1} & C_{n+1,2} & \dots & C_{n+1,n} & C_{n+1,n+1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \dots \\ X_n \\ X_{n+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \dots \\ \delta_n \\ \delta_{n+1} \end{bmatrix}$$

Ou seja,

$$C \cdot X = \delta \quad (6)$$

Os valores de δ_i , função dos valores X_i , precisam ser explicitados para que seja separada a coluna dos termos independentes.

$$\delta_i = \delta_i + \delta_{elast,i}^e = \delta_i + \frac{D}{nAE} \sum_{k=2}^i \left\{ P - \sum_{k=i+1}^{n+1} (X_k) - \frac{X_i}{2} \right\} \quad (7)$$

sendo n o número de subdivisões do fuste.

Substituindo-se a equação (7) na equação matricial (6), após desenvolvê-la, chega-se a:

$$\begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & \dots & C_{1,n+1} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & \dots & C_{2,n+1} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & \dots & C_{3,n+1} \\ C_{41} & C_{42} & C_{43} & C_{44} & C_{45} & \dots & C_{4,n+1} \\ C_{51} & C_{52} & C_{53} & C_{54} & C_{55} & \dots & C_{5,n+1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ C_{n+1,1} & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & C_{n+1,n+1} \end{bmatrix} + \frac{1}{4nEA} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & 2 & 2 & 2 & \dots & 2 \\ 0 & 2 & 5 & 6 & 6 & \dots & 6 \\ 0 & 2 & 6 & 9 & 10 & \dots & 10 \\ 0 & 2 & 6 & 10 & 13 & \dots & 14 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 2 & 6 & 10 & 14 & \dots & \dots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_5 \\ \dots \\ X_{n+1} \end{bmatrix} =$$

$$\begin{bmatrix} \delta_i \\ \delta_1 + \frac{DP}{2nEA} \\ \delta_1 + \frac{DP}{2nEA} + \frac{DP}{nEA} \\ \delta_1 + \frac{DP}{2nEA} + \frac{2DP}{nEA} \\ \dots \\ \delta_1 + \frac{DP}{2nEA} + (n-1) \frac{DP}{nEA} \end{bmatrix} \quad (8)$$

A matriz (8) pode ser escrita na forma

$$[C + KA] [X] = [\delta] \quad (9)$$

sendo:

$$K = \frac{1}{4nEA} D \quad (10)$$

A é a área da seção transversal da estaca e E é o módulo de elasticidade da estaca.

A matriz **A** é uma matriz cujos coeficientes podem ser encontrados a partir da seguinte lei de recorrência:

$$\begin{aligned} a_{ij} &= 0, \text{ para } i = 1 \text{ ou } j = 1 \\ a_{22} &= 1 \\ a_{ii} &= a_{i-1, i-1} + 4, \text{ para } i > 2 \\ a_{ij} &= a_{ii} + 1, \text{ para } j > i \text{ e } i > 2 \\ a_{ij} &= a_{jj} + 1, \text{ para } j < i, i > 2 \text{ e } j \neq 1 \end{aligned}$$

A matriz δ é obtida a partir da seguinte lei de recorrência:

δ_1 = recalque do solo no nível da ponta (incógnita)

$$\delta_2 = \delta_1 + \frac{DP}{2nEA} \text{ para } i = 2$$

$$\delta_i = \delta_{i-1} + \frac{DP}{nEA} \text{ para } i > 2$$

No sistema de equações (8), escrito em forma matricial, tem-se n+1 equações e n+2 incógnitas, pois desconhecemos X_1, X_2, X_{n+1} e δ_1 .

Para resolver o sistema, procede-se da seguinte forma:

- 1) Substitui-se a primeira equação pela equação de equilíbrio, $X_1 + X_2 + \dots + X_{n+1} = P$
- 2) Soma-se às demais equações (da segunda até a de ordem n+1) a primeira equação original multiplicada por (-1).

Chega-se, assim, ao sistema de equações final que, resolvido, nos fornece os valores das cargas $X_i, i = 1$ a $n + 1$.

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & \dots & 1 \\ C_{21} - C_{11} & C_{22} - C_{12} & \dots & C_{2,n+1} - C_{1,n+1} \\ C_{31} - C_{11} & C_{32} - C_{12} & \dots & C_{3,n+1} - C_{1,n+1} \\ C_{41} - C_{11} & C_{42} - C_{12} & \dots & C_{4,n+1} - C_{1,n+1} \\ C_{51} - C_{11} & C_{52} - C_{12} & \dots & C_{5,n+1} - C_{1,n+1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ C_{n+1,1} - C_{11} & \dots & \dots & C_{n+1,n+1} - C_{1,n+1} \end{bmatrix} +$$

$$+ \frac{D}{4nEA} \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1,n+1} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2,n+1} \\ a_{31} & a_{32} & \dots & a_{3,n+1} \\ a_{41} & a_{42} & \dots & a_{4,n+1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ a_{n+1,1} & a_{n+1,2} & \dots & a_{n+1,n+1} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_5 \\ \dots \\ X_{n+1} \end{bmatrix} =$$

$$P \begin{bmatrix} 1 \\ \frac{DP}{2nEA} \\ \frac{DP}{2nEA} + \frac{DP}{nEA} \\ \frac{DP}{2nEA} + \frac{2DP}{nEA} \\ \dots \\ \frac{DP}{2nEA} + (n-1) \frac{DP}{nEA} \end{bmatrix} \quad (11)$$

APLICAÇÕES

APLICAÇÃO 1

A Figura 2 apresenta a situação de uma estaca circular, com 60 cm de diâmetro, assente a uma profundidade de 10 m num semi-espaço infinito com módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson indicados.

A discretização da estaca e aplicação das equações de Mindlin (1936) para o cálculo dos coeficientes de influência C_{ij} foi feita através de um programa elaborado com base no trabalho de Aoki e Lopes (1975), incorporando a rotina descrita para a aplicação à análise de transferência de carga.

O fuste foi dividido em três elementos, $N_3 = 3$ na Figura 2, ao longo do comprimento, e três elementos ao longo do perímetro da estaca, $N_1 = 3$ na Figura 2. Desta forma, as cargas unitárias aplicadas ao fuste, em cada uma das profundidades indicadas na Figura 2, foram decompostas em três cargas de 1/3 do valor da unidade,

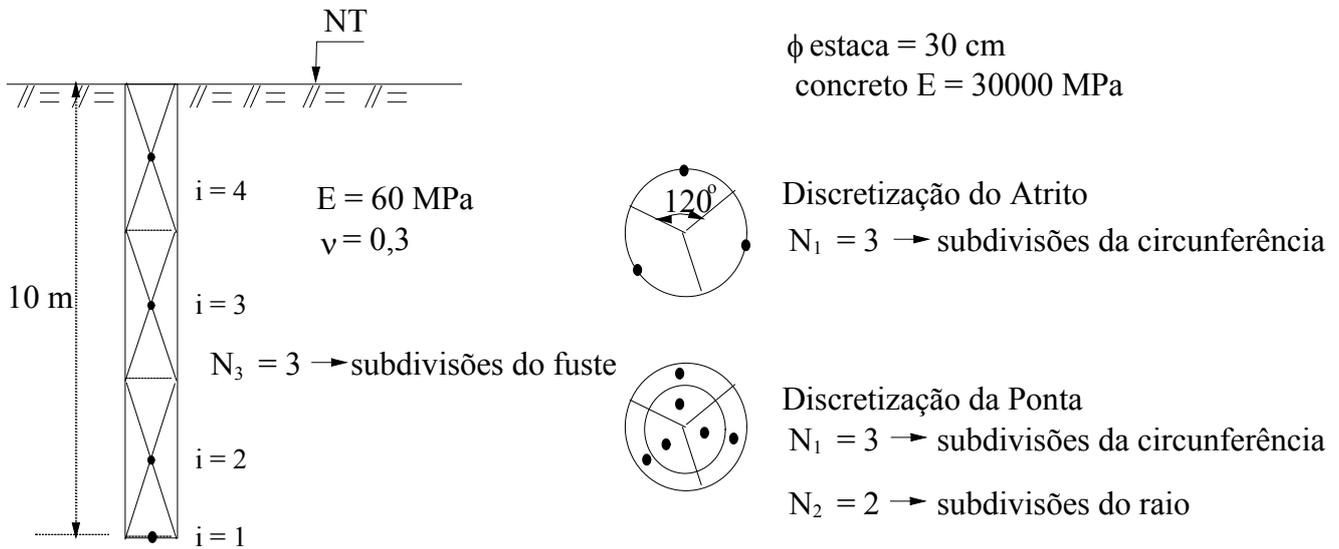


Figura 2. Exemplo de aplicação.

cujos efeitos foram superpostos para o cálculo de cada um dos coeficientes de influência C_{ij} . A ponta também foi dividida em três elementos, ao longo da circunferência da base, $N_1 = 3$, e 2 elementos radiais, $N_2 = 2$, com cargas de valor equivalente a 1/6 do valor da unidade, aplicadas no centro de gravidade dos setores circulares indicados na Figura 2, cujos efeitos foram superpostos para a determinação de cada um dos coeficientes C_{i1} , correspondentes à primeira coluna da matriz.

Para a situação descrita acima e ilustrada na Figura 2, a matriz contendo os coeficientes de influência C_{ij} foi calculada pelas equações de Mindlin (1936) e indicada abaixo.

$$[C] = \begin{bmatrix} 14,96 & 2,36 & 1,08 & 0,88 \\ 2,36 & 7,75 & 1,48 & 1,07 \\ 1,08 & 1,48 & 7,99 & 1,89 \\ 0,88 & 1,07 & 1,89 & 9,19 \end{bmatrix} \times 10^{-6},$$

valores em m/ kN

Verifica-se que a matriz é simétrica para as condições de contorno impostas (solo homogêneo e semi-espaço se estendendo muito abaixo da ponta da estaca). A simetria da matriz $[C]$ em função das condições de contorno impostas também foi assunto abordado anteriormente por Pinho et al. (1999).

A partir da matriz, o sistema de equações cuja solução fornece a determinação dos esforços transmitidos ao solo pela estaca, sistema de equações

(11), pode ser montado como ilustrado a seguir

$$\begin{bmatrix} 1,00 & 1,00 & 1,00 & 1,00 \\ -12,60 & 5,39 & 0,40 & 0,19 \\ -13,88 & -0,88 & 6,91 & 1,01 \\ -14,08 & -1,29 & 0,81 & 8,31 \end{bmatrix} \times 10^{-6} +$$

$$\frac{D}{12EA} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 2 & 2 \\ 0 & 2 & 5 & 6 \\ 0 & 2 & 6 & 9 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \end{bmatrix} = P \begin{bmatrix} 1 \\ \frac{D}{6EA} \\ \frac{D}{2EA} \\ \frac{5D}{6EA} \end{bmatrix}$$

A partir da montagem deste sistema, fixando-se os valores de $D = 10,0$ m, $E = 30000$ MPa e $A = 0,2827$ m², e para níveis de carregamento P suficientemente afastados da ruptura (para que se possa assumir como válidas as hipóteses da teoria da elasticidade), pode-se determinar a matriz coluna que contém os esforços transmitidos ao solo, em cada um dos elementos do fuste e pela ponta da estaca. Para o caso particular analisado, a solução do sistema fornece os seguintes valores:

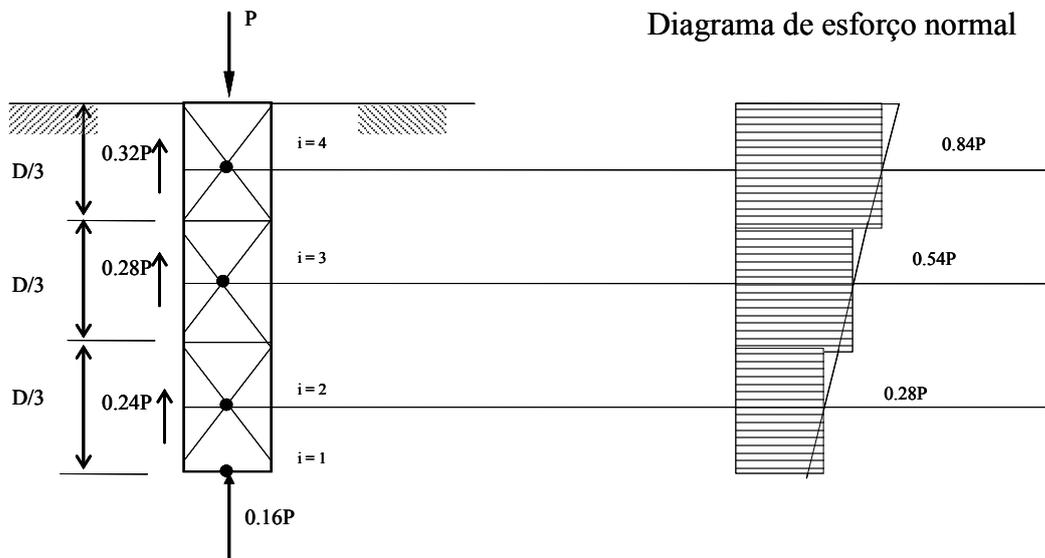


Figura 3. Transferência de carga, aplicação 1.

$$X = P \begin{bmatrix} 0,155 \\ 0,242 \\ 0,279 \\ 0,324 \end{bmatrix}$$

Observa-se, como esperado, que a mobilização da carga é maior para pequenas profundidades e diminui ao se aproximar da ponta ($X_4 > X_3 > X_2 > X_1$).

A Figura 3 ilustra, em função do nível de carregamento aplicado ao topo, a distribuição do esforço normal ao longo do fuste (curva em degraus para a divisão em três elementos e curva contínua para uma divisão num número “infinito” de elementos).

Observa-se também que, como se utilizou a teoria da elasticidade, os esforços transmitidos ao solo pela estaca, X_i , são proporcionais à carga P aplicada.

APLICAÇÃO 2

Esta aplicação procura quantificar, no caso de solo homogêneo, a influência da rigidez relativa entre a estaca e o solo, designada por K , “pile stiffness factor”, para dois valores de coeficientes de Poisson, $\nu = 0$ e $\nu = 0,5$, numa estaca flutuante com L/D igual a 25, sendo L o comprimento e D o diâmetro. O valor de K é dado pela expressão (12) abaixo:

$$K = \frac{E_p A_p}{E_s A} \quad (12)$$

Na expressão acima E_p é o módulo de elasticidade da estaca, E_s é o módulo de elasticidade do solo, A_p é a área da seção transversal da estaca, podendo ser cheia ou vazada e A é a área de uma seção cheia de mesmo diâmetro externo. No caso de seção cheia, $K = E_p / E_s$.

De forma a se proceder uma comparação mais direta, utilizou-se nas análises os mesmos valores apresentados por Poulos e Davis (1980) para a rigidez relativa, quais sejam, $K = 50$, caracterizando uma estaca muito compressível e $K = 500$, caracterizando uma estaca praticamente incompressível.

A Figura 4 apresenta a comparação entre a solução apresentada por Poulos e Davis (1980) e a obtida pela rotina desenvolvida neste trabalho, designada na figura como “modelo proposto”, para coeficiente de Poisson igual a zero, e a Figura 5 para coeficiente de Poisson 0,5. No eixo das abscissas está representada, de forma normalizada, a tensão cisalhante p atuante na estaca, ao longo de cada trecho do fuste, multiplicada pela área lateral do fuste e dividida pela carga P atuante no topo da estaca. No eixo das ordenadas está representada a profundidade relativa Z/L ao longo da estaca, variando de zero, no topo, até a unidade, na base da estaca.

Cabe observar nas Figuras 4 e 5 que mesmo no caso de solo homogêneo, com um valor

de E_s constante com a profundidade, a transferência de carga só é uniforme, ao longo do fuste, para estacas rígidas. No caso de estacas flexíveis, a maior parcela da resistência absorvida por atrito lateral se concentra no trecho mais superior da estaca. Verifica-se que a influência do coeficiente de Poisson é muito pequena quando comparada à influência da rigidez da estaca. Cabe destacar a excelente aproximação do programa computacional baseado na metodologia proposta com a solução de Poulos e Davis (1980).

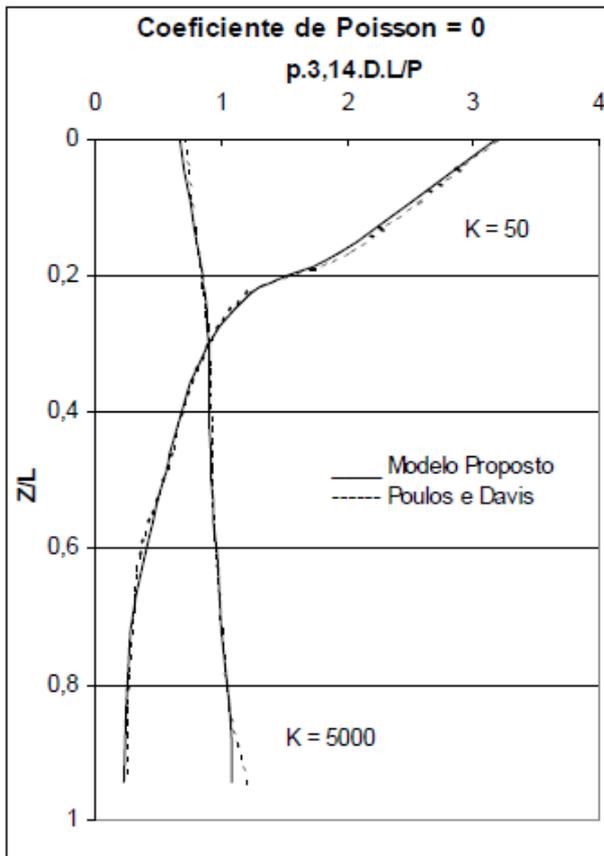


Figura 4. Distribuição das tensões cisalhantes ao longo da estaca, $\nu = 0$.

Na Figura 6 apresenta-se uma comparação entre o esforço normal ao longo do fuste, também normalizado, obtido do programa, com a solução de Poulos e Davis (1980) para o caso de solo homogêneo. Neste caso, L/D é igual a 25, K é igual a 1000 e ν é igual a 0,5.

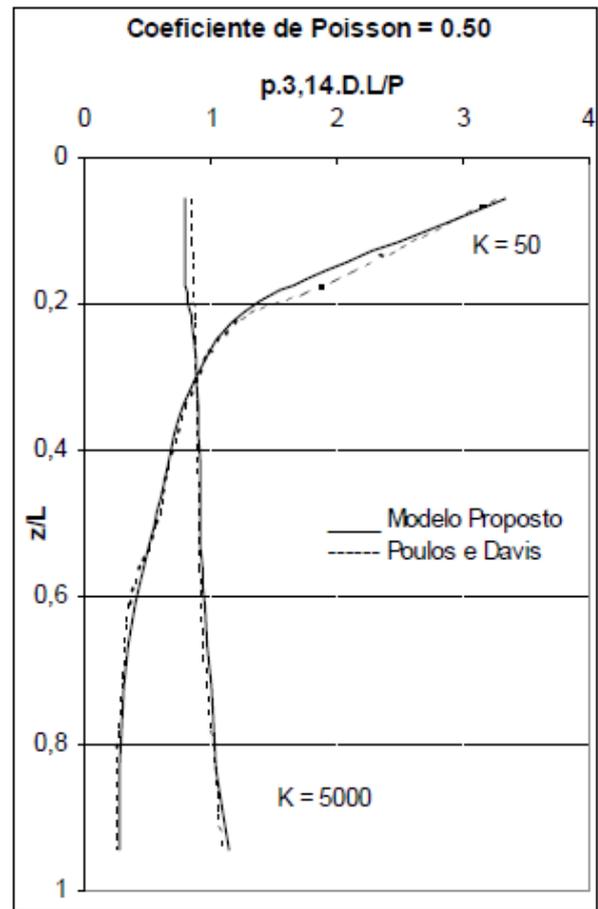


Figura 5. Distribuição das tensões cisalhantes ao longo da estaca, $\nu = 0,5$.

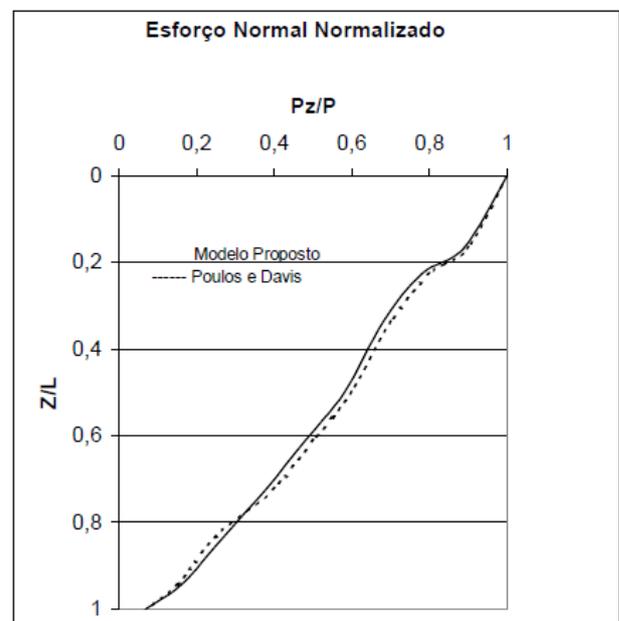


Figura 6. Diagrama de esforço normal ao longo da estaca.

Na Figura 7 se procurou comparar os recalques estimados pelo uso de uma das rotinas do programa de transferência de carga com os resultados de Poulos e Davis (1980) para uma estaca incompressível, procurando-se variar a relação L/D. A Figura contempla os resultados de forma normalizada.

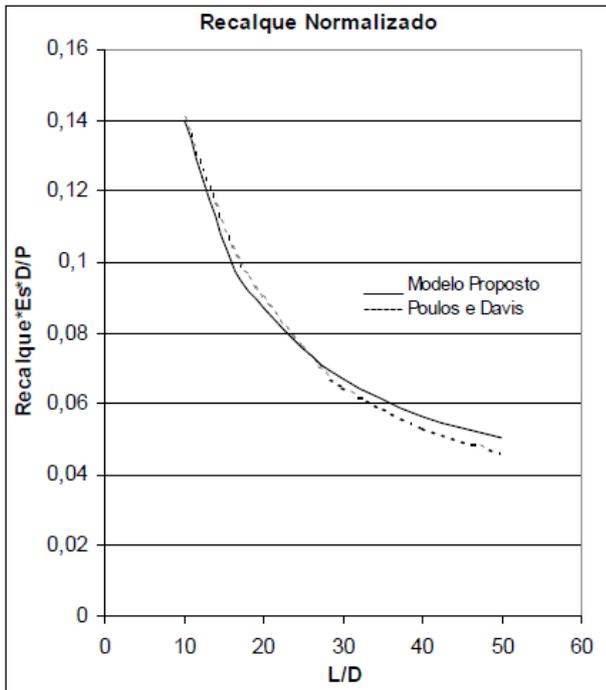


Figura 7. Comparação entre os recalques para a estaca incompressível.

APLICAÇÃO 3

Esta aplicação procura contemplar o caso de solo estratificado.

A solução de Mindlin utilizada para cálculo dos coeficientes de influência C_{ij} definidos anteriormente se baseia na hipótese básica de que o solo tenha características homogêneas e a camada seja semi-infinita, o que naturalmente não corresponde ao que ocorre nos perfis geotécnicos existentes na natureza. São mais comuns os perfis contemplando camadas superpostas, originárias de sedimentos de deposições de épocas geológicas distintas, com espessuras variáveis, até um horizonte que possa ser considerado como “indeslocável” para fins de cálculo de recalques.

De forma a resolver, no modelo numérico, a questão da presença do horizonte indeslocável, o recurso adotado consiste no emprego do procedi-

mento de Steinbrenner (1934), semelhantemente ao que foi proposto por Aoki e Lopes (1975). De acordo com esta proposta as equações de Mindlin podem ser ainda empregadas, porém seguindo os passos seguintes. Calcula-se:

- 1) O recalque r_i^∞ na profundidade “i” referente a um ponto situado entre a superfície do terreno natural e o horizonte suposto indeslocável.
- 2) O recalque r_H^∞ , na profundidade “H” considerada como indeslocável.

Os valores de r_i^∞ e r_H^∞ são calculados como se o horizonte fosse semi-infinito.

Como na profundidade H, correspondente ao suposto “indeslocável”, o recalque é considerado desprezível, o recalque do nível “i” acima da profundidade H será obtido pela diferença entre os recalques dos dois níveis.

$$r_i = r_i^\infty - r_H^\infty$$

A aplicação para solos estratificados utiliza o mesmo procedimento anterior, para cada nível de mudança de camada, com valor r_i calculado com as características de compressibilidade da camada subjacente. O recalque total numa determinada profundidade do maciço corresponde ao somatório dos recalques de todas as camadas subjacentes.

A Figura 8 a seguir ilustra o procedimento, quando se deseja determinar o coeficiente de influência C_{ij} no caso de perfil estratificado.

Na Figura 8 i é o nível onde está aplicada a carga unitária e j é o nível onde se deseja calcular o recalque, ou seja, o coeficiente de influência C_{ij} . Os pontos designados como a, b, e c na Figura 8 correspondem aos pontos de mudança de camada e o ponto d corresponde ao nível do indeslocável. A Figura ilustra um perfil com 4 camadas.

O valor de C_{ij} é, portanto:

$$C_{ij} = (r_c^\infty - r_d^\infty)_4 + (r_b^\infty - r_d^\infty)_3 + (r_a^\infty - r_b^\infty)_2 + (r_j^\infty - r_a^\infty)_1$$

Os subscritos 4, 3, 2, 1 nas parcelas da equação acima correspondem às quatro camadas, do indeslocável até o ponto j. Em cada uma das parcelas são utilizadas as características de compressibilidade do solo da camada correspondente.

Cabe observar que a obtenção dos coeficientes de influência C_{ij} para aplicação ao caso de perfis estratificados consiste em determinações su-

cessivas, para cada camada, de cálculo semelhante à determinação de C_{ij} de camadas homogêneas. Convém ressaltar que a posição da fronteira rígida também influencia a determinação dos coeficientes de influência C_{ij} e, conseqüentemente, interfere no mecanismo de transferência de carga.

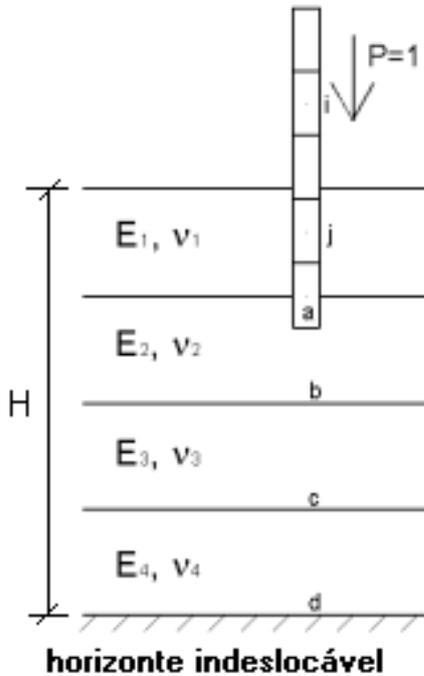


Figura 8: Determinação de C_{ij} no caso de solo estratificado.

APLICAÇÃO 4

Nesta aplicação selecionou-se um perfil de solo com o módulo de elasticidade ser crescente com a profundidade (solo de Gibson). Para a aplicação do solo de Gibson, utilizou-se inicialmente o recurso de dividir o perfil em subcamadas de solo estratificado, com módulos de elasticidade constante, em cada subcamada, mas aumentando de forma crescente, desde a subcamada mais superficial até a mais profunda.

De forma a comparar o comportamento de um solo de mesmas características de elasticidade com o do solo de Gibson, onde o módulo cresce com a profundidade, selecionou-se dois perfis. O primeiro perfil, de solo homogêneo, foi caracterizado por uma camada única com módulo de Elasticidade $E_{\text{solo}} = 2,0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ e coeficiente de Poisson $\nu = 0,45$. A camada do solo indeformável foi fixada na profundidade de 15 metros.

Para a aplicação do solo de Gibson, utilizou-se inicialmente o recurso de dividir o perfil

em 15 subcamadas de solo estratificado. Em um segundo momento, visando comparar com a situação anterior, o mesmo perfil foi subdividido em 30 subcamadas. O valor médio do módulo de elasticidade do solo neste caso foi o mesmo do caso homogêneo, mas contemplando um crescimento linear com a profundidade. O horizonte indeslocável também foi fixado a 15 metros de profundidade.

Os dois perfis foram considerados para duas estacas com módulos de elasticidade diferentes: $E_1 = 2,0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, para a estaca designada como flexível e $E_2 = 2,0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$, para a estaca designada neste artigo como rígida. O comprimento de ambas foi fixado em $L = 10,0$ metros e o raio em 0,2 metros. Foi fixada uma carga de ruptura muito alta, de forma a não ocorrer mobilização plena de resistência em nenhum segmento do fuste. A carga aplicada ao topo das estacas, para previsão da transferência de carga, foi fixada em $P = 500 \text{ kN}$.

Para utilização do programa é necessário definir os valores de discretização dos elementos do fuste (N3), do raio (N1) e da circunferência (N2) da base da estaca, vide Figura 2. Para os casos apresentados foram utilizados $N1 = N2 = 2$ e $N3 = 10$.

ESTACA RÍGIDA

Quando se observa o comportamento previsto para a estaca rígida nos dois tipos de perfis, Figura 9, cabe destacar o diagrama de transferência de carga linearmente decrescente com a profundidade para o solo homogêneo. De fato, numa estaca rígida o recalque é praticamente o mesmo em diferentes seções do fuste. Assim, a tensão lateral mobilizada pelo solo deve ser uniforme no solo homogêneo, justificando o esforço normal linearmente decrescente com a profundidade.

No caso do solo de Gibson, o esforço normal no fuste da estaca é maior, nas profundidades mais rasas, onde o solo é mais compressível e, conseqüentemente, tem menor capacidade de absorção do carregamento. Com o aumento da profundidade, o módulo de elasticidade do solo aumenta e a estaca vai transferindo mais carga ao solo. A tangente à curva do esforço normal vai revelando, ao longo da profundidade, uma maior mobilização do atrito. Esse comportamento é coerente com este tipo de perfil, caracterizado por um aumento do módulo de elasticidade com a profundidade.

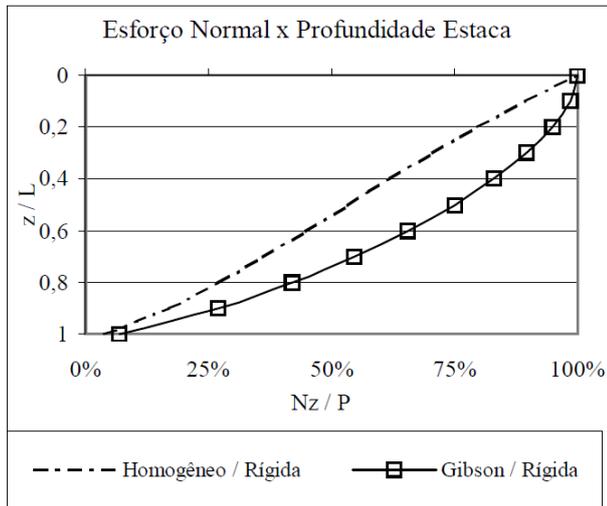


Figura 9. Distribuição normalizada do esforço normal ao longo da profundidade, também normalizada, para a estaca rígida.

ESTACA FLEXÍVEL

No caso da estaca mais flexível e solo homogêneo, o recalque é maior na região superior, resultando numa maior mobilização de resistência nas profundidades mais rasas como ilustra a Figura 10. Com o aumento da profundidade, o recalque da estaca é menor, sendo também menor a mobilização de resistência. Esse comportamento é comum em estacas flexíveis, onde ocorre uma mobilização da resistência primeiramente na parte superior do fuste, para níveis de carregamento afastados da ruptura.

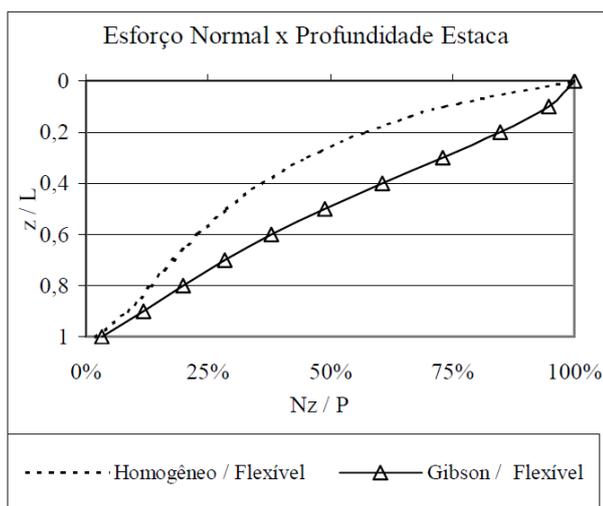


Figura 10. Distribuição normalizada do esforço normal ao longo da profundidade, também normalizada, para a estaca flexível.

Entretanto, com o solo de Gibson, ocorre uma transferência mais próxima de uma mobiliza-

ção de resistência uniforme ao longo da profundidade para a estaca mais flexível, como observado na figura 10. De fato, em razão da maior flexibilidade da estaca, há uma tendência maior de mobilização da resistência na superfície do que em profundidade. Por outro lado, face à maior rigidez do solo em profundidade, este apresenta uma maior capacidade de absorção do carregamento. Há, assim, uma compensação, resultando numa mobilização de resistências mais uniforme, para o solo de Gibson, quando comparado ao solo homogêneo, neste caso. Estas aplicações ilustram, de forma simples, que a transferência de carga depende tanto das características de flexibilidade da estaca como da maior, ou menor, rigidez do solo ao longo da profundidade.

INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE SUBDIVISÕES DE CAMADAS

Outra comparação que cabe ilustrar se refere à representação do solo de Gibson com diferentes níveis de refinamento. Em todas as aplicações apresentadas anteriormente o solo de Gibson foi representado por 15 subcamadas de 1 m de espessura, com módulo de elasticidade constante em cada subcamada, porém crescentes para subcamadas mais profundas. Procurou-se, neste item, apresentar a mesma análise, porém subdividindo o perfil em subcamadas de 0,5m, Figura 11. O número 2 na legenda da Figura 11 se refere à análise com um maior número de camadas.

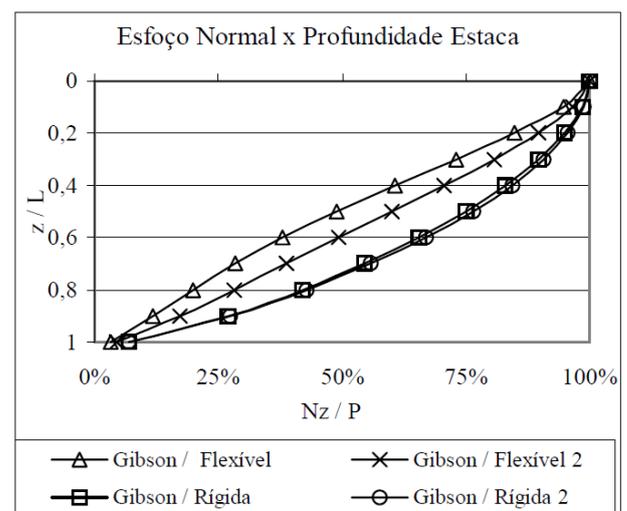


Figura 11. Influência do grau de refinamento na representação do solo.

Para a estaca rígida, a variação nos resultados foi insignificante. Entretanto, a estaca flexível

se mostrou mais sensível, o que é natural, uma vez que os deslocamentos (recalques) são mais significativos neste caso, diferindo ao longo das várias seções do fuste. Desta forma, quanto maior o grau de refinamento na representação do modelo do solo, melhor a aproximação obtida, principalmente no caso da estaca ser mais flexível.

APLICAÇÃO 5

Selecionou-se um caso documentado num dos ábacos propostos por Poulos e Davis (1980), permitindo uma comparação direta com os resultados do programa elaborado. Consiste num caso de duas camadas, bastante comum da prática de fundações, em que a estaca atravessa um horizonte compressível e tem a base assente num horizonte resistente mais profundo.

A Figura 12 ilustra a aplicação. O solo da camada de embutimento do fuste tem módulo de elasticidade E_s enquanto o solo da camada de assentamento da ponta tem módulo de elasticidade E_b , sendo $E_b > E_s$. Em conformidade com o ábaco apresentado por Poulos e Davis (1980), adotou-se $D/d = 25$, sendo D o comprimento da estaca, d o seu diâmetro e E_p o módulo de elasticidade do material da estaca. O coeficiente de Poisson foi considerado igual a 0,5. Dividiu-se a estaca em dez elementos ao longo do fuste e a base em três setores circulares e duas divisões ao longo do raio.

A Figura 13 mostra a comparação entre os resultados da aplicação do programa com o ábaco de Poulos e Davis (1980).

Os resultados apresentam uma aproximação satisfatória para $E_b/E_s = 1, 100$ e infinito, sendo que os resultados apresentados pelo programa para $E_b/E_s = 100$ e infinito foram praticamente coincidentes. Cabe destacar que algumas simplificações foram introduzidas no programa para evitar problemas numéricos como, por exemplo, defasar ligeiramente o nível de mudança de camada em relação ao nível do assentamento da base da fundação. Provavelmente isto justifica o fato de que, para $E_b/E_s = 10$ os resultados do programa diferem ligeiramente da solução de Poulos e Davis (1980) num trecho considerável do comprimento do fuste. Este aspecto ainda será analisado visando a uma melhor aproximação entre as curvas nas futuras versões do programa.

Partindo-se do caso de solo homogêneo, observa-se que à medida que a compressibilidade

do solo da camada inferior diminui a carga transferida à ponta aumenta.

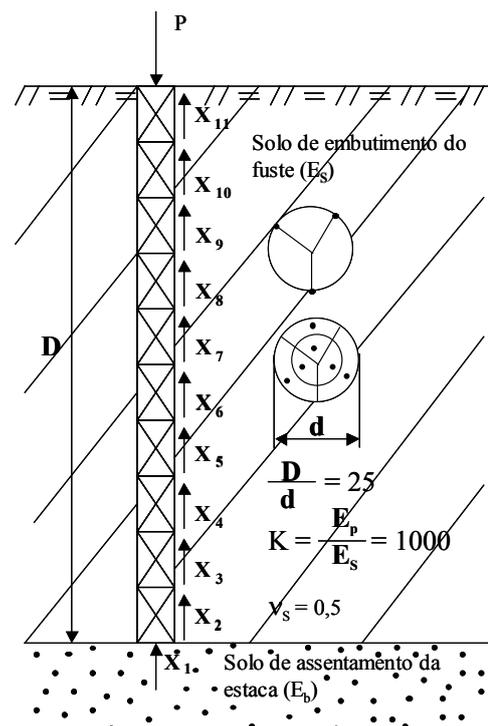


Figura 12. Exemplo de aplicação a solo estratificado.

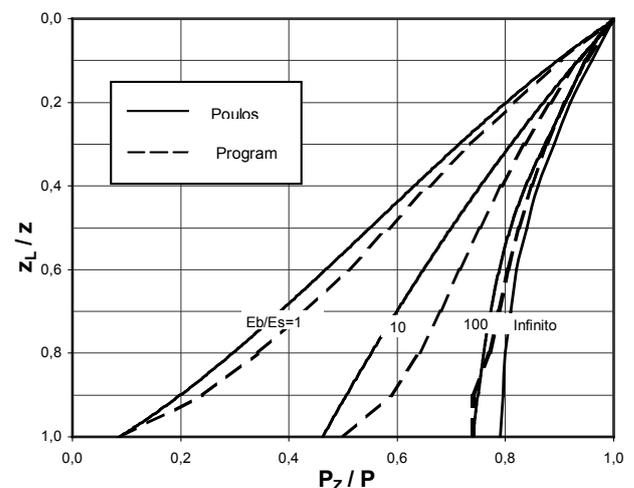


Figura 13. Comparação dos resultados do programa com a solução de Poulos e Davis (1980).

INFLUÊNCIA DA FRONTEIRA RÍGIDA

A influência da fronteira rígida será ilustrada para os mesmos dados apresentados na Figura 12, porém considerando, por simplicidade, apenas o caso do solo homogêneo ($E_b/E_s = 1$).

Considerando D a profundidade da ponta da estaca a partir do nível do terreno e D' a pro-

fundidade do horizonte indeslocável, a Figura 14 ilustra, como esperado, que à medida que D' se aproxima de D , ou seja, quando a relação D/D' se aproxima da unidade, a transferência de carga na ponta aumenta em relação à carga total aplicada ao topo da estaca.

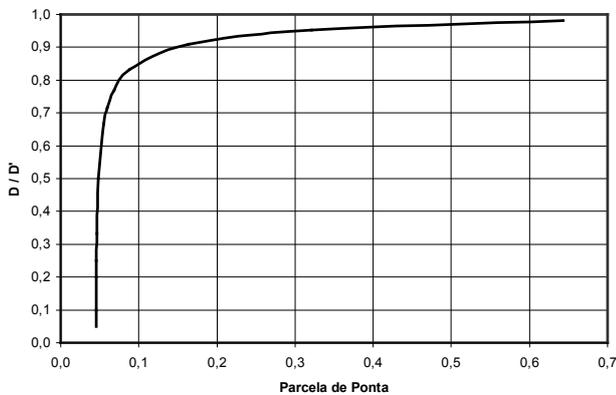


Figura 14. Influência da fronteira rígida.

Verifica-se ainda que para $D \leq 0,7D'$, ou seja, para uma profundidade da ponta da estaca igual ou inferior a 70% da espessura da camada de solo até o horizonte indeslocável, a influência desta fronteira rígida, no caso analisado, não é significativa.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo apresentou uma rotina elaborada na Universidade Federal Fluminense que resultou num programa para avaliação da transferência da carga aplicada do topo da estaca ao solo suporte. Esta rotina é válida para cargas atuantes afastadas da ruptura. Diversas aplicações foram realizadas. Neste artigo os autores descrevem a metodologia, bem como reúnem, organizam e estendem as aplicações a vários casos, permitindo uma comparação direta das aplicações do programa com resultados conhecidos da literatura.

Verificou-se a forma da função de transferência em perfis de solo homogêneos, a influência da rigidez relativa entre a estaca e o solo, o caso do perfil de solo de Gibson, a extensão para solos estratificados, entre outras aplicações. Os resultados foram bastante satisfatórios.

Cabe destacar que enquanto os resultados publicados por Poulos e Davis (1980) se restringem a condições de contorno particulares, contempladas pelos ábacos apresentados por aqueles autores, o programa elaborado permite a análise de situações quaisquer.

O programa pode ainda ser implementado para incluir uma comparação da carga transferida em cada trecho do fuste com os valores da resistência disponível na ruptura, limitando a transferência de carga a valores compatíveis com a resistência ao cisalhamento das camadas atravessadas pela fundação. Como as aplicações ilustradas partem da premissa de que as cargas atuantes são baixas, não houve necessidade da comparação com a carga mobilizada na ruptura.

Verificou-se a influência relevante da posição da fronteira rígida (nível do indeslocável) na transferência de carga. Quanto mais próxima a fronteira rígida, maior a parcela de carga resistida pela ponta. Abaixo de uma certa profundidade, a posição da fronteira rígida não mais interfere na distribuição das cargas ao longo da fundação.

O próximo passo desta linha de pesquisa é a análise de um banco de dados de provas de carga instrumentadas, cujo objetivo é a retro-análise de parâmetros de compressibilidade dos solos mais realistas, essenciais a estimativas mais aproximadas de recalques na prática da engenharia de fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMARAL, R. C., QUEIROZ, M. S. M., CARVALHO, E. M. L., DANZIGER, B. R. (2000). Casos de Aplicação de Transferência de Carga. Estacas em Solos Homogêneos. Proc. IV Congresso de Engenharia Civil, Vol.2, Juiz de Fora, pp.745-756.
- AOKI, N. A., LOPES, F. R. (1975). Estimating Stresses and Settlement due to Deep Foundation. Proc. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, Buenos Aires, 377-386.
- BATHE, K. J., Finite Element Procedures in Engineering Analysis. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, Ney Jersey, 1982
- CARVALHO, E. M. L., DANZIGER, B. R., AMARAL, R. C. (2000). Estudo de Transferência de Carga em Elementos de Fundações Profundas. CD XXIX Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural. Punta Del Este.
- COYLE, H. M.; REESE, L. C. Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay. Journal of Soil Me-

chanics and Foundation Division, ASCE, vol. 92, SM 2, 1-26, 1966.

LEE, I. K. – Application of Finite Element Method in Geotechnical Engineering, Part I – Linear Analysis, Chapter 17 in Finite Element Techniques – A Short Course of Fundamentals and Application, Univ. of N. S. W., 1973.

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

PEREIRA, B. C. M., DANZIGER, B. R. e CARVALHO, E. M. L. (2002) Modelo Aproximado para a Análise de Transferência de Carga em Elementos de Fundações. Proc. V Congresso de Engenharia Civil, Juiz de Fora.

PINHO, A. L. S., CARVALHO, E. M. L., DANZIGER, B. R. (1999) Rotina para o Estudo da

Transferência de Carga. Uma Abordagem Iterativa. Proc. Semenge, UFF, Niterói, 1999.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. The Settlement Behaviour of Single Axially – Loaded Incompressible Piles and Piers. *Geotechnique*, vol. 18, 351-371, 1968.

POULOS, H. G., DAVIS, E. H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley and Sons, New York.

RANDOLP, M. F., WROTH, C. P. (1978) Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles. *Journal of Geotechnical Engineering Division*. ASCE, vol. 104, No GT12, 1465-1488.

STEINBRENNER, W. (1934) Tafeln zur setzungsrechnung. *Die Strasse*, Vol.1.