

Efeito do comportamento não linear dos solos para três blocos de fundação analisados como radier estaqueado

Mauro Alexandre Paula de Sousa

Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos - ITPAC Porto Nacional, Porto Nacional, Brasil,
eng.mauroale@ymail.com

Maurício Martines Sales

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, sales.mauricio@gmail.com

Flavio Augusto Xavier Carneiro Pinho

Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos - ITPAC Porto Nacional, Porto Nacional, Brasil,
flavio.axcp@gmail.com

Glacielle Fernandes Medeiros

Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos - ITPAC Araguaina, Araguaina, Brasil,
medeiros.agrimensura@gmail.com

Mônica Carolina Ciríaco Dias

UNIVAG Centro Universitário, Várzea Grande, Brasil, mony.carolina@gmail.com

RESUMO: No decorrer dos anos os edifícios ficaram mais altos e como consequência disso as cargas impostas às fundações passaram a ser maiores. Em virtude disso, o conceito de fundações mistas passou a ser empregado mundialmente na realização dos projetos de edifícios altos ou em casos de regiões onde há pouca capacidade de carga nas camadas superficiais do subsolo. Essas fundações partem do princípio de que uma parcela do carregamento é absorvida pela camada mais superficial que está em contato direto com o bloco de coroamento ou sapata. Fundações mistas, também conhecidas como radier estaqueado, podem conter um número elevado de estacas e algumas delas suportarem carga elevada e com comportamento não linear pronunciado. Visando descrever o comportamento tensão-deformação de maneira mais precisa, será implementado uma forma de análise não linear no programa FENF (Ferramenta Numérica para Análise de Fundações). Trata-se de um programa de elementos finitos específico para análise tridimensional de fundações estaqueadas e não estaqueadas. O programa foi desenvolvido em linguagem C e se diferencia dos demais por fornecer de maneira mais direta os esforços nos quais os elementos de fundações estão submetidos. A pesquisa tem como objetivo fazer a análise de 3 blocos de alturas variáveis, eles são quadrados sobre grupos de 4,16 e 36 estacas de 10m de comprimentos cada. As fundações empregadas foram analisadas com a metodologia de raders estaqueado. A análise será feita admitindo-se que o solo tem comportamentos linear e não linear. Para a análise não linear utilizou-se um modelo hiperbólico para a modelagem do solo no referido de modo a descrever o comportamento carga recalque. Além de proporcionar ao usuário do programa a obter de forma automática soluções de problemas que envolve o comportamento tensão-deformação especificado, ainda geram dados para dimensionamento da armadura do radier como tensões normais, momentos fletores, e esforço cortante.

PALAVRAS-CHAVE: Radier estaqueado, Análise numérica, Método dos Elementos Finitos, Modelo hiperbólico.

1 INTRODUÇÃO

Quando fundações individuais como sapatas e tubulões isolados, bem como pequenos blocos sobre estacas, são submetidas a carregamentos bem inferiores aos valores últimos, ou seja quando as fundações estão suportando apenas as cargas de trabalho, o efeito não linear do solo pouco interfere no comportamento dos recalques e cargas na fundação.

Entretanto em grupos maiores de estacas a distribuição de carga entre as mesmas não é mais uniforme. Mesmo a fundação como um todo apresentando um elevado fator de segurança, algumas estacas podem estar suportando cargas elevadas próximas ou iguais ao valor último. Em blocos com maior rigidez estrutural, as estacas periféricas suportarão mais carga que as estacas internas e poderão estar com cargas mais próximas aos valores últimos. Nestas situações a consideração da não linearidade do solos que envolve as estacas pode afetar bastante o resultado final de recalques.

Nas análises de radier estaqueado, onde se considera o contanto existente entre a placa (ou bloco) e o solo, o comportamento não linear de regiões sob esta placa também pode interferir no comportamento final das partes desta fundação. O presente artigo ainda avalia o efeito conjunto da não linearidade do solo com a presença de camadas com diferentes relações tensão x deformação (rigidez).

Para as análise numéricas propostas foi elaborada uma Ferramenta Numérica para Análise de Fundações (FENF) de modo a permitir estudo de fundações estaqueadas ou não.

2 SIMULAÇÃO NÃO LINEAR DA RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Os modelos constitutivos têm a função de tentar reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão-deformação de um determinado material. Dependendo do material, este comportamento pode ser distinto. Em geral pode-se agrupar o comportamento dos materiais em modelos constitutivos que incluem um ou

mais comportamentos, sendo mais frequente a simulação dos materiais como elástico, elastoplástico, viscoelástico, viscoplástico, entre outros.

Embora sendo o solo um material com comportamento sabidamente não linear, na grande maioria das análises de fundações submetidas a cargas de trabalho (valor bem abaixo do limite último e estimado considerando fatores de segurança) admite-se uma relação linear elástica para os solos. Este modelo constitutivo assume o material linear elástico isotrópico e é bastante utilizado devido a sua simplicidade por envolver apenas 2 parâmetros para a sua completa descrição: o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

Segundo Young e Ko (1981) vários modelos na mecânica dos solos conseguem representar grandes deformações que ocorrem acima do limite elástico, mas abaixo da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.

Até a década de 1950, ainda não existia um esforço direcionado à modelagem do comportamento tensão-deformação do solo. Drucker e Prager (1951) ao idealizarem o solo como um material elastoplástico perfeito foram os primeiros que propuseram uma função de plastificação, essa função é derivada do critério de Mohr-Coulomb para os solos.

O modelo hiperbólico é um exemplo de análise não linear e pode ser classificado em duas categorias: elástico e não linear. Apresenta como principal vantagem a generalidade e torna-se uma alternativa bastante interessante em situações de carregamentos monotônicos, como nas fundações de edifícios. O modelo pode ser usado para representar curvas tensão-deformação de solos que podem variar desde argilas, areias e até pedregulhos. Podendo ser usado em análise drenadas e não drenadas.

Na sua forma original, o modelo Hiperbólico emprega os módulos tangente (E_t), que variam em função do nível de tensão. O modelo assume que as curvas tensão-deformação, sob determinada tensão confinante (σ_3), podem ser aproximadas razoavelmente por hipérbolas como pode ser visto na Figura 1.

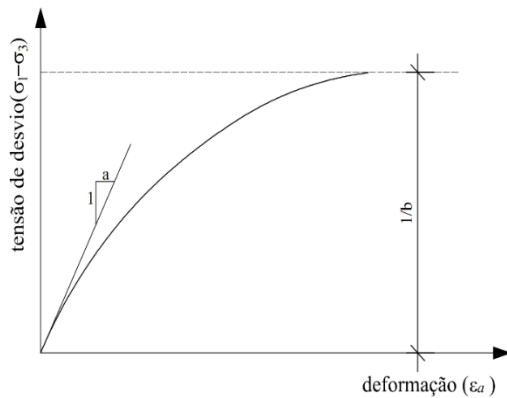


Figura 1 - Curva Hiperbólica

Kondner¹ *apud* Duncan e Chang (1971) mostra que a não linearidade das curvas tensão-deformação de argilas e areias podem ser aproximadas por uma hipérbole com bom grau de precisão. A eq. 1 foi proposta por Kondner (1963).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad (1)$$

em que:

a – Inclinação inicial da reta tangente a curva tensão-deformação

b – Valor da assíntota

Entretanto ao fazer a transformação da curva hiperbólica é comum ser encontrado valores para assíntota ($\sigma_1 - \sigma_3$) maiores do que a resistência à compressão do solo. Isto seria de esperar, devido à hipérbole permanecer abaixo da assíntota em todos os valores finitos de tensão. O valor assintótico pode estar relacionado com a resistência à compressão, no entanto, por meio de um fator de ruptura (R_f) essa diferença pode ser corrigida eq. 2 (Duncan; Chang, 1971).

$$E_t = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \right]^2} \quad (2)$$

Em que:

E_t – Módulo tangente de elasticidade final

3 IMPLEMENTAÇÃO DO MODELOS HIPERBÓLICO NO FENF

O programa foi inicialmente descrito por Bittencourt (2012) O FENF emprega elementos finito sólido hexaédrico, isoparamétrico de oito nós com sistemas de coordenadas naturais (ξ, η, ζ) e globais (x, y, z) e a incidência nodal.

A Figura 2 ilustra o fluxograma de execução do FENF com a implementação do modelo Hiperbólico para alterar o módulo de elasticidade em função do estado de tensões de cada elemento do solo. No primeiro passo de carga a ser calculado usa-se o módulo inicial para todos os elementos de solo de uma determinada camada. Para os demais passos de carga o módulo elástico empregado é o valor calculado a partir das tensões e deformações obtidas em cada elementos devido ao carregamento imposto no passo anterior. Após esse procedimento ser realizado para todos os elementos da malha recalcula-se a matriz de rigidez da estrutura e os deslocamentos nodais.

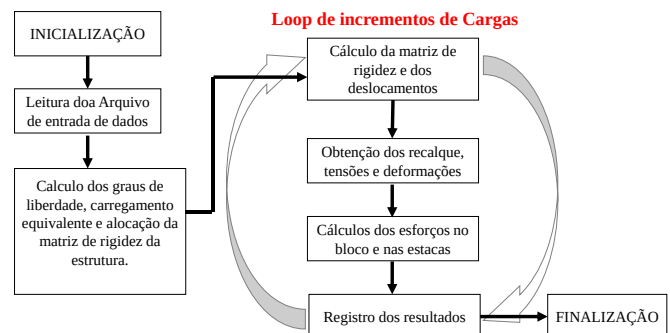


Figura 2 - Fluxograma de execução do FENF.

Os processos de análise seguem os procedimentos abaixo:

- Gera-se a geometria do problema em análise com auxílio de gerador de malha;
- Cria-se um arquivo de entrada em que serão informadas as coordenadas dos elementos, incidência, as características dos materiais e os dados de projeto
- Para expressar o comportamento não linear dos solos, adotaram-se os seguintes procedimentos:
- Aplica-se o carregamento de forma incremental.
- Varia-se o módulo de elasticidade dos elementos de solo a cada passo de carga.
- Adota-se o valores fixos para o coeficiente de Poisson (ν), coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ).

¹ Kondner, R. L. Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. ASCE, v 89. n. SM1, p.115-143, 1963.

A cada incremento de carga são obtidos os vetores de tensão e deformação de cada elemento. Apenas as tensões e deformações nas direções x,y,z foram utilizadas. A partir desses valores de estado de tensão de cada elemento finito o módulo de elasticidade E_t é recalculado fazendo uso da eq. 2.

3 VALIDAÇÃO DO PROGRAMA

O programa FENF foi confrontado com resultados de casos publicados na literatura e que também utilizaram o MEF na análise de fundações.

Durante a modelagem de fundações estacadas, o programa FENF considera as estacas com seções quadradas. Para a simulação de estacas circulares ou seção poligonal, adota-se uma seção quadrada com mesma área da seção real. Esse procedimento já foi utilizado por autores como Sales (2000) e Doehler (2012), apresentando grande precisão.

A seguir são apresentados os casos e resultados das análises lineares feitas por Ottaviani (1975) que utilizou o programa UNIVAC 1108, Sales (2000) e Doehler (2012) usaram o programa ALLFINE e DIANA, respectivamente, para simular os mesmos problemas estudados por Ottaviani. Os três softwares são baseados em elementos finitos e foram empregadas as mesmas características geométricas em todas as análises.

A Figura 3 apresenta o desempenho de estacas isoladas com comprimento de 20m e seção quadrada com 1m de lado. As Figuras 3a e 3b diferenciam-se apenas pela dimensão do domínio vertical empregado em cada análise.

Nos resultados apresentados, variou-se o valor de E_s e os demais parâmetros foram mantidos constantes. Os resultados de recalques são apresentados de forma adimensional ($E_p.D_w/P$), para cada valor de E_p/E_s , onde w é o valor obtido para o recalque no topo da estaca isolada. Foram usados os valores mencionados por [5]:

- Carregamento vertical (P): 1000 kN
- Módulo de Elasticidade do concreto da estaca (E_p): 20 GPa
- Coeficiente de Poisson do concreto da estaca (ν_c): 0,25
- Coeficiente de Poisson do solo (ν_s): 0,45;

- Lado da estaca de seção quadrada (D): 1,00 m
- Comprimento da estaca (L): 20,00 m
- Domínio vertical considerado (H): 80,00 m ou 30m, a partindo do topo da estaca
- Domínio horizontal considerado: 51,50 m, para cada lado, a partir do eixo da estaca.

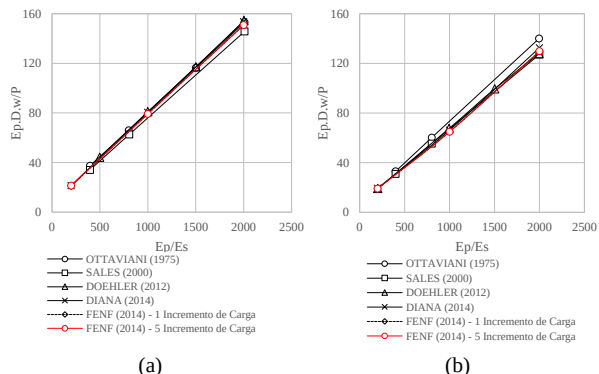


Figura 3 - Resultados obtidos para validação em análise linear. (a) comparação com $L = 20$ m e $H/L = 4$ e (b) comparação com $L = 20$ m e $H/L = 1,5$

Observa-se na Figura 3 uma grande proximidade dos resultados do FENF com os demais programas. Para a comprovação de que a rotina de alteração dos módulos elásticos não interfere nos resultados de uma análise linear, foram apresentados os valores calculados para as situações de carga total aplicada em 1 ou 5 incrementos. Os resultados foram exatamente os mesmos, como deveriam.

Para a ilustração de uma análise não linear foi analisado um caso estudado por Sales (2000). O estudo feito trata-se de uma sapata quadrada de 1mx1m com 15cm de espessura, em uma prova de carga desta sapata assentada na argila porosa de Brasília. A retroanálise apresentada em Sales (2000) encontrou os seguintes valores:

- Carga última = 140 kN
- Sapata: $E_r I = 0,5057 \text{ MPa.m}^4$
- Solo: $E_o = 6 \text{ MPa}$ $R_f = 0,375$ $g = 9.76$
- Ângulo de atrito = 26°
- Coesão = 10 kPa

Utilizou-se o programa FENF para retroanalisar o valor de R_f (eq. 2) que levaria ao melhor ajuste da curva. Os valores de R_f são responsáveis pelo comportamento não linear da curva carga-recalque. Foram realizadas análise com 20 passos de carga de modo que os pontos fossem os mais próximos aos obtido por Sales (2000), os resultados são mostrados na Figura 4, em que são apresentadas 3 curvas com

parâmetros R_f de 0; 0,10 e 0,20. Quando se adota $R_f=0$, trata-se de uma análise linear elástica pura, uma vez que o módulo de elasticidade permanece inalterado do início até o fim da análise. Os resultados podem ser vistos graficamente na Figura 4.

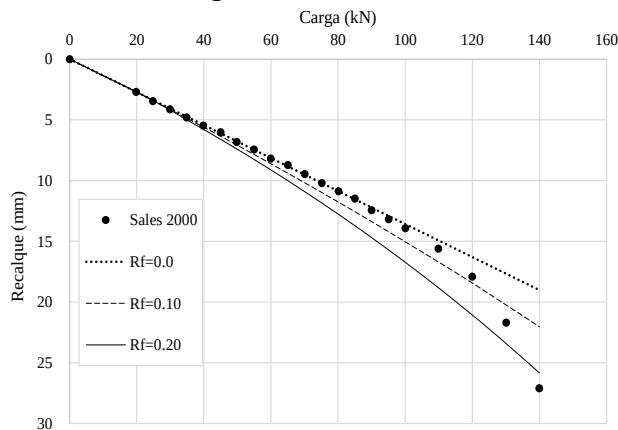


Figura 4 - Resultados obtidos para validação em análise não linear comparação dos resultados obtidos

Para simular um carregamento de até 125 kN, a curva com $R_f=0,1$ seria a melhor, mas não conseguiria simular o ponto final. Cabe lembrar que o modelo hiperbólico convencional não consegue simular “rupturas bruscas”, como a observada nos trechos entre 120-140kN.

O exemplo apresentado ilustra a capacidade do FENF em simular o comportamento não-linear do solo, segundo o modelo hiperbólico implementado no programa. O ajuste R_f em cada caso necessitará advir de ensaios de laboratório ou de retroanálise de provas de carga, como mostrado na Figura 4.

4 RESULTADOS

Foram analisados 3 blocos quadrados com 4, 16 e 36 estacas em solo considerado homogêneo. Para todos os blocos considerou-se estacas de 50 cm de diâmetro, comprimento igual a 10 m. As dimensões dos blocos estão descritas na Tabela 1.

Tabela 1 – Dimensões dos blocos

Bloco	Largura (m)	comprimento (m)	Altura (m)
4 estacas	2,40	2,40	0,80
16 estacas	4,60	4,60	1,20
36 estacas	6,80	6,80	1,50

Considerou-se a distribuição das estacas em matriz quadrada em que o espaçamento entre os eixos de estacas foram iguais a 1,10m.

Por se tratar de blocos com geometria com simetria dupla, em x e y, modelou-se apenas um quarto do problema de modo a diminuir o tempo processamento do programa. Para os três casos admitiu-se um domínio horizontal de com 54,3 m nas direções x e y e 50,80m em z, contando a partir do centro do radier.

Ao considerar o solo homogêneo admitiu-se que os parâmetros: módulo de elasticidade (E_s), coeficiente Poisson (ν_s), coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) não variavam no domínio. Os valores utilizados contam na Tabela 2.

Tabela 2 - Parâmetros utilizados para o solo

PARÂMETRO	VALORES
E_s (kPa)	35000
ν_s	0,30
c (kPa)	10
ϕ (°)	26

Foi utilizado o mesmo material para as estacas e o bloco de coroamento, nesse caso o material era o concreto, sendo o módulo de elasticidade (E_c) e o coeficiente de Poisson (ν_c) descritos na Tabela 3.

Tabela 3 - Parâmetros utilizados para o concreto

PARÂMETRO	VALORES
E_c (GPa)	20
ν_c	0,20

O carregamento aplicado em cada bloco é descrito na Tabela 4.

Tabela 4 – Dimensões dos blocos

Bloco	Carga Normal (kN)	Tensão Normal (kPa)
4 estacas	4356	10000
16 estacas	14000	32140
36 estacas	30500	70000

O carregamento foi aplicado de forma incremental em 8 passos de carga de valores iguais.

Os valores de recalque par o centro dos blocos são mostrados nas Figuras 5, 6 e 7.

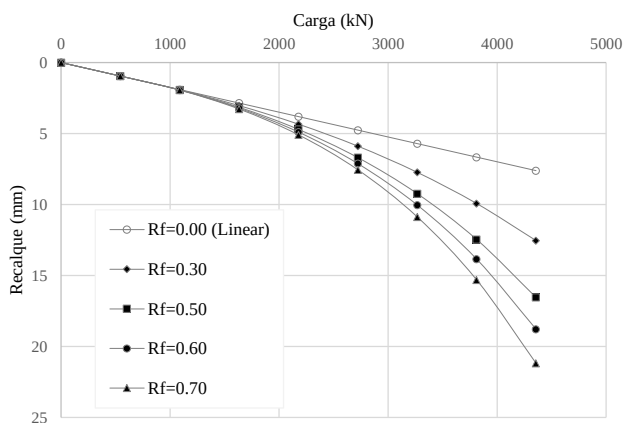


Figura 5 - Curva carga-recalque para o bloco de 4 estacas

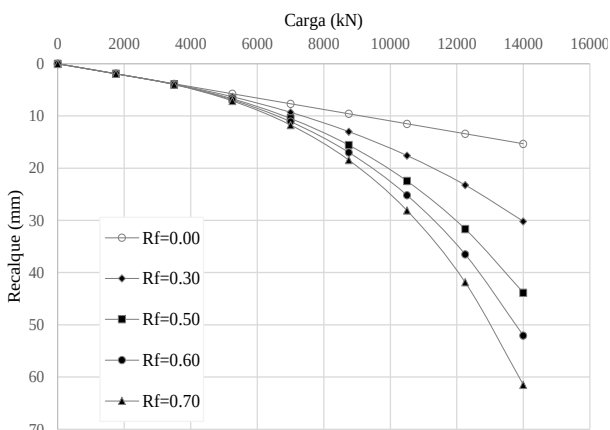


Figura 6 - Curva carga-recalque para o bloco de 16 estacas

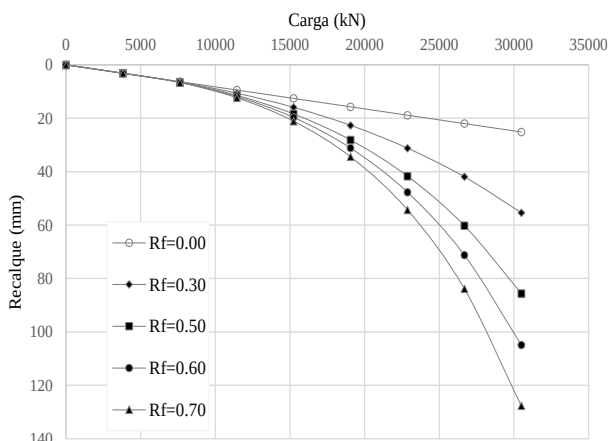


Figura 7 - Curva carga-recalque para o bloco de 36 estacas

Ánalisando os graficos das Figuras de 5 a 7 é possível notas a grande influencia do fator R_f na representação da nao lianeridade dos recalques. As distribuições de carga ao logo da profundidade das estacas pouco variou para o bloco de 4 estacas. Como pode ser visto na Figura 8.

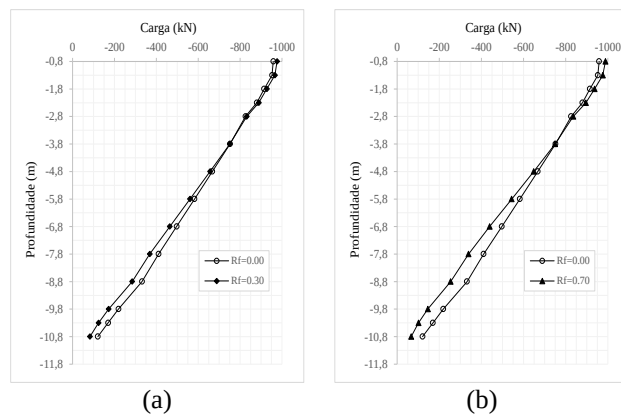


Figura 8 - Distribuição de carga ao longo da profundidade

Para os blocos de 16 e 36 estacas o carregamnto entre as estacas ocorre de maneira desigual, então nomeou-se as estaca com números como pode ser visto na Figura 9. As estacas foram separadas em análise linear ($R_f=0$) e análise não linear com $R_f=0,7$. Os resultados são mostrados nas Figuras 10 e 11.

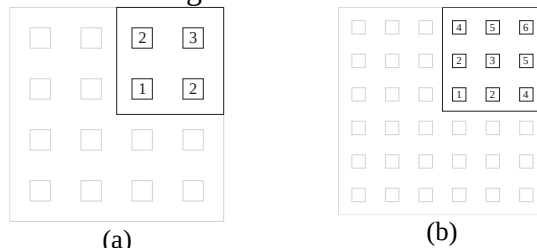


Figura 9 - Posição das estacas nos blocos maiores

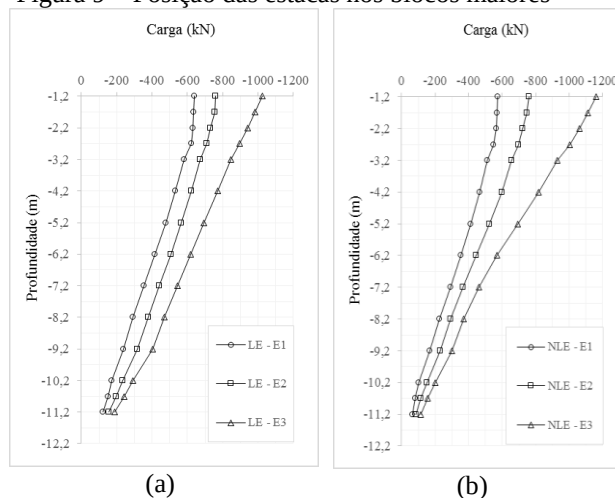


Figura 10 - Distribuição de carga ao longo da profundidade (a) $R_f=0$ e (b) $R_f=0,7$.

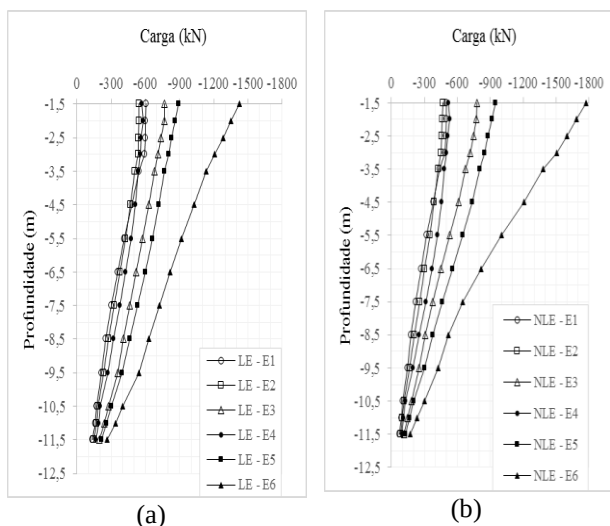


Figura 11 – Distribuição de carga ao longo da profundidade (a) $R_f=0$ e (b) $R_f=0,7$.

É possível ver que as estacas mais periféricas são as mais solicitadas tanto para a análise linear quanto não linear. Nota-se que o carregamento da estaca mais afastada do centro aumenta consideravelmente em relação aos dois tipos de análise.

Um comportamento parecido pode ser apreciado para momentos fletores e esforços cortantes sendo que ocorre variação de momento fletores somente nos primeiros metros das estacas, enquanto que o esforço cortante mostra-se quase que constante ao longo de toda a profundidade.

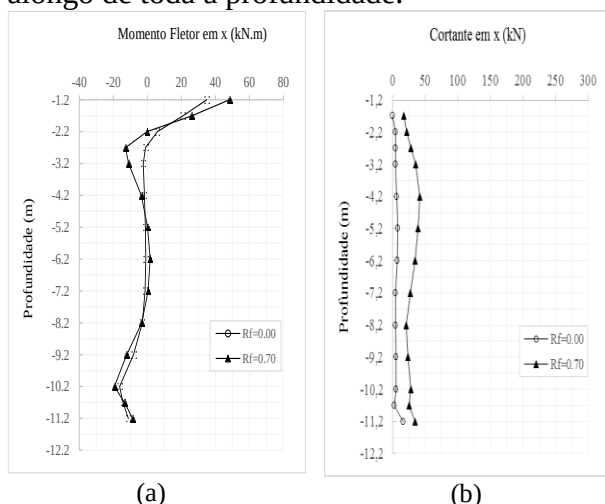


Figura 12 – (a) Distribuição de momentos (b) distribuição de esforço cortante ao longo da profundidade na estaca mais solicitada do Bloco de 16 estacas.

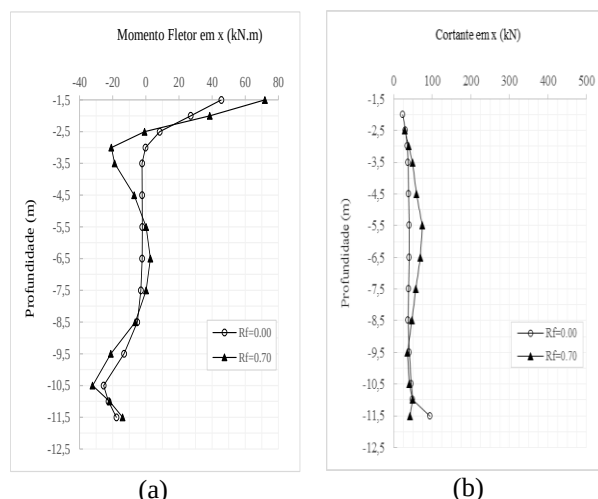


Figura 13 – (a) Distribuição de momentos (b) distribuição de esforço cortante ao longo da profundidade na estaca mais solicitada do Bloco de 36 estacas.

5 CONCLUSÃO

As curvas carga-recalque para todos os casos em solo homogêneo se apresentaram bastante satisfatórias. Os recalques cresciam de maneira mais linear quanto maiores eram os valores de R_f . Ao fazer um comparativo entre as análises linear e não linear elástica pode-se notar grandes diferenças nas magnitudes dos recalques entre essas duas análises, para todas as análises não lineares em que se adotou o valor de $R_f=0,70$ notou-se que os recalques mais que dobravam em comparação com a análise linear elástica. Mesmo se tratando de uma análise não linear, não foi possível a identificação da carga de “ruptura”, por se tratar de uma aproximação feita por funções hiperbólicas e essas apresentarem forma gráfica com curvaturas bastantes suaves.

Mesmo os maiores recalques sendo registrados próximos ao bloco e ao longo do comprimento das estacas, nos três casos analisados para o maciço homogêneo houve registro de recalques em quase todo domínio de solo considerado. Em maior magnitude para o bloco sobre 36 estacas na análise não linear de maior R_f , em que o carregamento normal imposto no centro do bloco provocou deslocamento em todo o domínio horizontal de solo (54,3m).

O maior deslocamento foi no centro do bloco (onde o carregamento foi aplicado), entretanto esses valores não foram muito maiores que os recalques registrados nas bordas do bloco. As

bacias de recalques mostraram-se tendo praticamente o mesmo formato tanto para os dois tipos de análise mudando somente a magnitude dos recalques quanto mais não linear foi a análise. Os recalques foram quase que uniformes no bloco como um todo, outra coisa que evidencia isso fora as distorções angulares no bloco que para todas as análises não se mostraram relevantes.

Diferentes de como geralmente admite-se na prática, em que dimensionamento de bloco sobre estacas em geral assume-se a carga média em cada estaca como valor total do carregamento dividido pelo número de estacas. O carregamento nas estacas se deu de maneira desuniforme, sendo as estacas da periferia do bloco as mais carregadas e as do centro as menos carregadas. A estaca de canto foi a mais solicitada em todas as análises chegando a superar o carregamento em mais de três vezes a carga da estaca central do bloco para o caso do bloco sobre 36 estacas na análise não linear.

A respeito dos esforços cortantes e momentos fletores nas estacas houve apenas grandes variações somente nos primeiros metros das estacas para as duas formas de análise, os momentos mostraram-se de forma mais atuante somente numa faixa de até 4m de profundidade em relação a base do bloco, concluindo-se assim que apenas até esse trecho a adição de armadura é necessária para as estacas. Os esforços no bloco, como momento fletor e tensão normal, pouco variaram devido as distorções angulares serem pouco expressivas para estes casos. Pode-se notar que houve uma redução na carga de base das estacas quando se fez as análises não lineares.

REFERÊNCIAS

- YOUNG, R. K.; KO, H-Y. (1981). Limit equilibrium, plasticity and generalized stress-strain in geotechnical engineering. American Society of Civil Engineers. New York, p. 256 – 327.
- DRUCKER, D.C.; PRAGER, W. (1952). Soil Mechanics and plastic analysis or limit design. Quart. Appl. Math., v10, n. 2, p. 157 – 165.
- DUNCAN, J. M.; CHANG, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v 96, n. 5, p. 1629 – 1653.
- BITTENCOURT, D. M. A. (2012). Construção de uma ferramenta numérica para análise de radiers estaqueados Dissertação de Mestrado em Geotecnia Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, Goiás, 222f.
- OTTAVIANI, M. (1975). Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. Géotechnique, London, v. 25, n. 2, p. 159-174.
- SALES, M. M. (2000). Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. XXVII. 2000. 229 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.
- DOEHLER, T. A. (2012). Análise da interação solo-estrutura em blocos sobre estacas via modelagens numéricas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, Goiás, 129f.