

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/290

## Capacidade de Carga de Fundações Rasas em Solo Arenoso não Homogêneo: Influência de uma Lente de Material de Menor Compacidade

William Macedo Koeller

Mestre em Engenharia Civil, PGECIV UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, [wkoeller@poli.ufrj.br](mailto:wkoeller@poli.ufrj.br)

Alessandra Conde de Freitas

Professora Adjunta, Escola Politécnica UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, [alessandracfreitas@poli.ufrj.br](mailto:alessandracfreitas@poli.ufrj.br)

Bernadete Ragoni Danziger

Professora, Faculdade de Engenharia UERJ, Rio de Janeiro, Brasil, [brdanzig@uerj.br](mailto:brdanzig@uerj.br)

**RESUMO:** Este trabalho objetiva a avaliação da influência de uma lente de material arenoso com menor compacidade na capacidade de carga de uma sapata em solo predominantemente arenoso mais compacto. A análise numérica por elementos finitos foi realizada no software RS2 da Rocscience. Os estudos apontam que a lente de areia com menor compacidade pode reduzir significativamente a capacidade de carga da sapata. A modelagem foi realizada no Estado Plano de Deformações (EPD), variação da profundidade relativa da lente  $z_i/B = 0,5$  a  $1,5$ , espessura relativa da lente na faixa de  $0,1B$  a  $0,5B$ , sendo  $B$  a largura da fundação ( $B = 1,0$  m), e variação o ângulo de atrito nas lentes de areia de menor compacidade. O modelo numérico foi validado segundo o fator de capacidade de carga  $N_v$ . Foi observado que o modo de ruptura de um solo homogêneo na presença de um material de menor resistência pode também ser alterado, em função das características do maciço e da lente de areia. Ao término das análises foi verificado que pode haver diferenças apreciáveis na capacidade de carga devido às espessuras das lentes de areia. Observou-se também que as curvas carga *versus* recalque sofrem alteração no seu abatimento, mesmo quando a carga de ruptura é a mesma, o que também foi possível observar nas deformações da modelagem numérica. Ábacos de  $N_v^*$  reduzidos pela influência de uma lente de areia de menor compacidade são propostos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Estado Plano de Deformações; Capacidade de Carga; Lente de Areia; Análise Numérica; Método dos Elementos Finitos; RS2.

**ABSTRACT:** This paper aims to evaluate the influence of a lens of looser sand in a predominantly sandy soil on the bearing capacity of shallow foundations. Numerical finite element analysis was performed using Rocscience RS2 software. Studies point out that the looser sand can significantly reduce soil's load capacity. The modeling was carried out in the Plane Strain Mode, with a fixed foundation dimension, relative depth variation  $z_i/B = 0.5$  to  $1.5$ , relative lens thickness varying from  $0.1B$  to  $0.5B$ , where  $B$  is the width of the foundation ( $B = 1,0$  m), and friction angle of the softer material varying in a large extent. The numerical model was validated according to the load capacity factor  $N_v$ . It was observed that the failure mode of a homogeneous soil in the presence of a material of lower resistance can also be changed, depending on the characteristics of the soil mass and the sand lens. At the end of the analysis, it was observed the relevant influence in the load capacity due to the thickness of the sand lenses. The load versus settlement curves general pattern has changed in their shape, even when the bearing load is the same, which was also possible to observe in the deformations of the numerical modeling.  $N_v^*$  abacus for use in the presence of a softer sand lens are proposed for the evaluation of the bearing capacity in cases where the foundation professional will not always have the software available.

**KEYWORDS:** Deformation Plan State; Bearing Capacity; Sand Layer; Numerical Analysis; Finite Element Method; RS2.

## 1 INTRODUÇÃO

Algumas feições geológicas preenchidas com materiais de menor resistência, uma lente de pequena espessura, seja em depósitos marinhos ou aluvionares, podem acarretar no desenvolvimento das superfícies de ruptura se afastando da geometria conhecida das teorias clássicas, apresentando um enorme potencial de reduzir o Fator de Segurança (FS) de fundações superficiais. A heterogeneidade do solo pode vir a afetar o mecanismo de ruptura, a capacidade de carga da fundação e, portanto, a segurança do projeto geotécnico. Mesmo em uma ótima campanha de sondagem de simples reconhecimento associada ao SPT (Standart Penetration Test), existe uma probabilidade de não serem identificadas lentes de 10 a 50 cm de material de menor resistência.

O objetivo deste artigo é avaliar, por meio de modelagem numérica no programa da Rocscience RS2 a influência de uma lente de um material de menor capacidade na capacidade de carga de uma fundação superficial em solo arenoso.

O assunto em lide já foi estudado por Valore et al. (2017), quando foram realizados ensaios experimentais em escala reduzida para sapatas corridas. Zicarelli et al. (2017) realizaram testes em centrífugas de 25g e 40g, confirmando que o mecanismo de ruptura é governado essencialmente pela presença de uma camada de solo “mais fraca e destacaram que os efeitos de escala envolvendo a capacidade de carga última está relacionada principalmente com o nível médio de tensão efetiva no solo, abaixo da fundação e no seu entorno. Posteriormente, Zicarelli e Rosone (2021), realizaram um estudo por meio de elementos finitos no software Plaxis 2D, analisando novamente a influência de uma camada “mais fraca” de areia em depósitos de areias densas, para fundações superficiais.

## 2 CAPACIDADE DE CARGA

Segundo estudos de Vesic (1975) pode ser dito, de um modo geral, que o modo de ruptura do solo depende da compressibilidade relativa do solo, na condição particular de geometria da fundação (efeito de escala) e condição de carregamento. Sendo três os modos de ruptura do solo: generalizado, localizado e por punção.

Em solos granulares, com densidade relativa superior a 70%, as fundações superficiais tendem a sofrer ruptura generalizada. Todavia, uma areia muito compacta também pode sofrer uma ruptura por punção caso se tenha uma fundação em grande profundidade ou se for nela é aplicado um carregamento dinâmico transiente. Há também ruptura por punção reportada por Vesic (1975) em caso de fundação superficial assente em solo arenoso compacto sobrejacente á camada de argila mole saturada. Terzaghi (1943) sugeriu que a capacidade de carga em fundações superficiais em areias poderia ser determinada conforme a seguinte equação, conhecida como equação da capacidade de carga de Terzaghi:

$$q_{ult} = cN_c + q_0N_q + 0,5\gamma BN_\gamma \quad (1)$$

Onde “c” é o intercepto de coesão,  $q_0$  é a sobrecarga no entorno da fundação,  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são conhecidos como fatores de capacidade de carga, funções do ângulo de atrito do solo, “ $\gamma$ ” é o peso específico do solo e “B” é a menor dimensão da fundação, chamada de largura da fundação.

A equação mais geral da capacidade de carga de fundações superficiais, proposta por Vesic (1975), reduzida para um caso de fundação superficial (sem embutimento), solo sem intercepto de coesão, Estado Plano de Deformações ( $L \gg B$ ), carregamento centrado e não inclinado, base da sapata em contato com o solo suficientemente rugosa e paralela ao terrapleno, o qual é horizontal:

$$q_{ult} = \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \xi_\gamma \xi_{\gamma c} = \frac{Q_{ult}}{B} \quad (2)$$

Onde  $\xi_\gamma$  é o fator de forma e  $\xi_{\gamma c}$  é o fator de compressibilidade do solo e fator de escala, adimensionais. Rearranjando a equação, pode-se escrever que:

$$N_\gamma = \frac{4F_\gamma}{B^2\gamma \xi_\gamma \xi_{\gamma c}} \quad (3)$$

A partir da carga de ruptura obtida no modelo numérico,  $Q_{ult} = 2F_y$ , é possível calcular o valor de  $N_y$ . A carga de ruptura é obtida por meio gráfico, pois para cada deslocamento imposto à sapata no modelo numérico é obtido um valor de carga  $F_y$ .

## 2.1 Efeito da geometria da fundação

Os fatores de forma foram desenvolvidos, em sua maioria, de forma semiempírica, considerando outros formatos que não retangulares longos, ou seja, fora do EPD. Apenas as sapatas circulares, axissimétricas, foram resolvidas matematicamente (Ishlinskii, 1944; Berezantzev, 1952; Mizuno, 1953; Eason e Shield, 1960; Cox et al. 1961 apud Vesic, 1975). Os fatores de forma são dependentes do ângulo de atrito do solo, assim como da geometria da fundação. A Tabela 1 apresenta os valores modificados por Vesic (1975).

Tabela 1. Fatores de forma para fundações superficiais (De Beer, 1967, modificado por Vesic, 1970, apud Vesic, 1975).

Formato da base	$\xi_y$
Corrida	1,00
Retangular	$1 - 0,4(B/L)$
Circular e quadrada	0,60

## 2.2 Efeito da compressibilidade do solo e efeito escala

Após estudar mais detalhadamente o efeito da compressibilidade do solo, Vesic e Johnson (1963 apud Vesic, 1975), concluíram que a adoção de fatores de redução sugeridos por Terzaghi (1943) poderia ser satisfatório em alguns casos, contudo, nem sempre a favor da segurança. Desta forma, desenvolveram uma abordagem baseada na consideração desses efeitos e propuseram os seguintes fatores de correção, válidas para  $\phi \neq 0$ :

$$\xi_{cc} = 0,32 + 0,12 B/L + 0,60 \log I_r \quad (4)$$

$$\xi_{qc} = \xi_{yc} = \exp\{[-4,4 + 0,6 B/L] \tan \phi + [(3,07 \sin \phi)(\log 2I_r)/(1 + \sin \phi)]\} \quad (5)$$

Onde:  $I_r$  é o índice de rigidez, definido como a razão entre o módulo cisalhante e a resistência ao cisalhamento;  $E$  é o módulo de elasticidade do solo;  $\nu$  é o coeficiente de Poisson do solo;  $G$  é o módulo cisalhante do solo; e  $\sigma_m$  é a tensão efetiva média à profundidade  $B/2$  abaixo da cota de assentamento da fundação.

$$\sigma_m = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_v k_0}{3} = \frac{\sigma'_v(1 + 2k_0)}{3} \quad (6)$$

Onde o coeficiente de empuxo no repouso é definido como a razão entre as tensões efetivas horizontal e vertical na condição geoestática de tensões,  $k_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ , sendo a região de influência para o cálculo do  $I_r$  situada a  $B/2$  abaixo da fundação. Os valores deverão ser calculados em termos de tensão efetiva. As equações (4) e (5) só poderão ser utilizadas caso sejam menores que a unidade.

A utilização dos fatores de redução se justificará caso  $(I_r)_{crit}$  seja superior ao  $I_r$ , onde:

$$(I_r)_{crit} = \frac{1}{2} e^{\left[ \left( 3,30 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cdot \cot \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right]} \quad (7)$$

Assim, quando  $I_r > (I_r)_{crit}$ , tem-se a ruptura generalizada, não sendo necessária a utilização dos fatores de compressibilidade e efeito de escala. Já para  $I_r < (I_r)_{crit}$ , tem-se uma ruptura não generalizada, sendo necessária a utilização dos fatores de compressibilidade e de efeito de escala, que serão menores que a unidade.

Vesic (1975) estudou o efeito de escala da fundação, verificando que os valores de  $N_y$  diminuem para fundações de grandes dimensões, em comparação a uma sapata de condições “normais”. Mais recentemente, Kumar e Kathi (2008) estudaram os efeitos da largura da fundação no fator  $N_y$ , e notaram que  $N_y$  varia quase que linearmente com  $B$  em um gráfico de escala log-log. Eles realizaram uma análise com o limite numérico inferior em conjunto com elementos finitos lineares e programação linear. Realizaram uma variação do ângulo de atrito,  $\phi$ , com a tensão média,  $\sigma_m$ , utilizando um processo iterativo. Os autores observaram que para diferentes larguras, uma boa comparação foi observada entre a solução por eles adotada e a obtida com o uso de  $\phi$  constante, o que corresponde ao equivalente da tensão média normal, definida por De Beer (1963, apud Kumar e Kathi, 2008).

### 3 MODELAGEM NUMÉRICA, RESULTADOS E DISCUSSÃO

O artigo analisa o caso do comportamento de uma sapata corrida sob um solo arenoso, sem embutimento, sob a influência de uma camada de solo arenoso de menor compactidade. A representação do estudo pode ser vista na Figura 1.

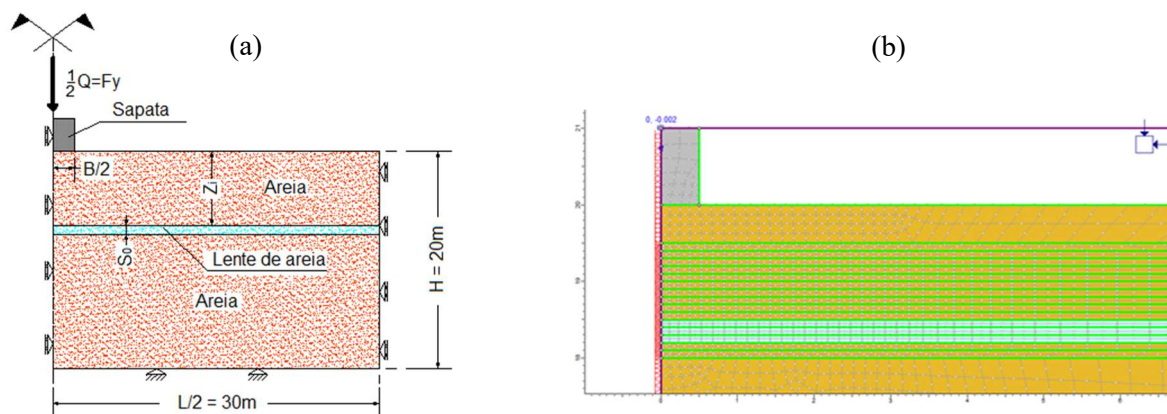


Figura 1. (a) Representação do estudo proposto, com a geometria utilizada e as condições de contorno impostas. (b) Modelo numérico no RS2.

A fundação tem base  $B$  e possui rigidez cerca de  $10^3$  vezes superior ao solo, para que a análise possa ser realizada por controle de deslocamentos (Potts e Zdravkovic, 2001). O valor de  $B$  foi adotado como 1,0 metro. O carregamento  $Q$  é vertical e centralizado. O solo é seco, homogêneo e isotrópico. A poropressão é considerada nula. A espessura da lente foi variada de 10 a 50 cm e posicionadas nas profundidades de 0,5, 1,0 e 1,5 m.

A modelagem numérica foi realizada no software Rocscience RS2 (versão 11.017, 2022), programa de elementos finitos 2D de estruturas geotécnicas, modelo Mohr-Coulomb, utilizando regra de fluxo não associada ( $\phi \neq \psi$ ). A Tabela 2 apresenta os parâmetros dos solos utilizados.

Tabela 2. Parâmetros mecânicos dos solos utilizados.

Material	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\psi'$ (°)	$E'$ (kPa)	$\nu'$
Areia compacta	16	0,1	25 a 50	$= \phi' - 30$	20.000	0,3
Areia fofa	16	0,1	10 - 30	0	10.000	0,3

A malha de elementos finitos pode ser vista na Figura 1b. Os deslocamentos foram aplicados em um ponto da sapata (Figura 1 (a) e (b)) e as curvas carga versus recalque foram obtidas para todos os modelos. O modelo possui 2.838 elementos, com 8.675 nós. Os elementos utilizados foram os quadrangulares de 8 nós, pois foram os que melhor responderam nos testes iniciais quanto ao número de elementos, tempo de processamento e valores de  $N_y$ .

Foi gerado e calibrado um modelo para todo o estudo. Para tal, foram verificados os valores de  $N_y$  obtidos no modelo (com solo homogêneo) e comparados aos valores da literatura (Figura 2). Utilizando a equação (2), o valor de  $N_y$  foi calculado com o valor de saída de  $F_y$  do programa. A Tabela 3 apresenta os

valores de  $N_\gamma$  calculados de alguns trabalhos bem conhecidos, assim como os valores obtidos durante a calibração do modelo numérico.

Tabela 3. Valores de  $N_\gamma$  de diversos autores e ângulos de atrito.

$\phi$ (°)	Terzaghi, 1943	Vesic, 1973	Meyerhof, 1963	Brinch Hansen, 1970	Kumar e Kouzer, 2007	MEF (B=1m) $\phi \neq \psi$
25	9,04	10,9	6,8	6,8	7,6	5,3
30	18,1	22,4	15,7	15,1	17,0	13,3
35	38,8	48,0	37,1	33,9	39,8	33,5
40	91,1	109,4	93,7	79,5	99,8	83,9
45	241,7	271,7	262,7	200,8	281,5	213,1
50	758,7	762,9	873,9	568,6	953,3	1231,9

O modelo apresenta boa convergência para valores de  $\phi$ , para a camada principal entre 25° até 45°. Para os valores de 45° até 50° o modelo apresenta uma modificação da tendência de valores menores, próximos à Brinch Hansen (1970), para uma tendência de aumento de  $N_\gamma$ , em virtude do fator de correção de compressibilidade,  $\zeta_{qc}$ . Desta forma, o valor de  $N_\gamma$  para  $\phi = 50^\circ$  se apresenta superior à Kumar e Kouzer (2007), por exemplo.

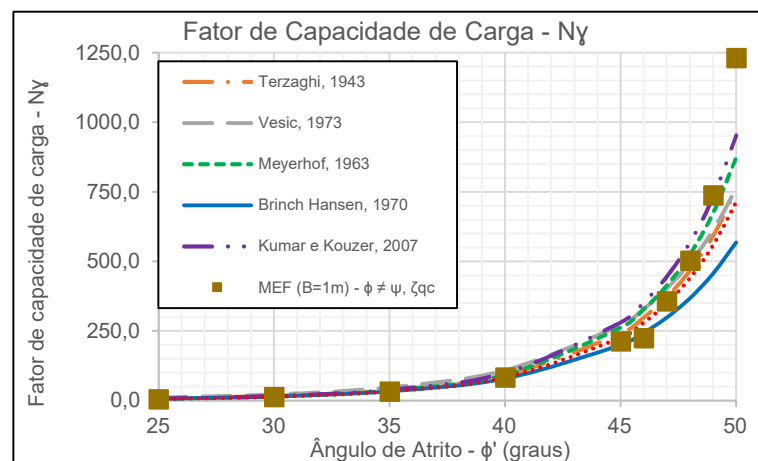


Figura 2. Validação do modelo numérico com relação aos valores de  $N_\gamma$  da literatura, para solo homogêneo, com propriedades da lente iguais as propriedades da areia compacta.

Observando a equação (3), observa-se que o fator de compressibilidade,  $\zeta_{qc}$ , está no denominador, logo quando menores que a unidade, resultam no aumento do valor calculado de  $N_\gamma$ .

### 3.1 Efeito da compressibilidade

De forma a melhor visualizar a diferença na capacidade de carga em função da variação da espessura das lentes de areia, foram plotados os gráficos carga *versus* recalque. Nos gráficos da Figuras 3[(a) e (b)] é possível observar que a maior compacidade da lente de areia ( $\phi_2$ ) aumenta a capacidade de carga do maciço como um todo, e que para espessuras da camada de 40 cm e 50 cm, seus valores convergem. Para valores de espessura de 20 cm, quando a diferença de compacidade entre o solo principal e a lente é pequena, os valores obtidos ficam entre os valores obtidos para 10 cm e 30 cm. Entretanto, aumentando a diferença de compacidade entre as camadas, a camada com  $h_0 = 20$  cm tende a convergir para valores próximos das espessuras maiores.

Ao se aprofundar a análise, para  $z_i/B$  igual a 0,50 e 1,00 (Figura 3a), quanto mais próximo o valor do ângulo de atrito da lente de areia em relação à camada principal, maior a convergência entre as camadas. Na

Figura 3b pode ser observado que embora o valor de ruptura seja o mesmo para as camadas de lente de areia, há uma diferença na curvatura das curvas, em seu abatimento, para diferentes espessuras da lente.

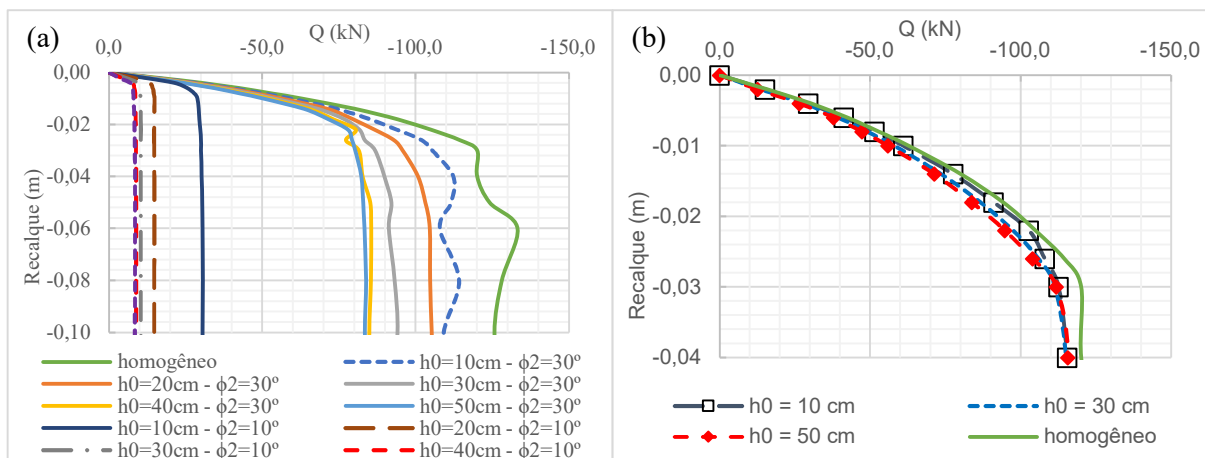


Figura 3. (a) Curva carga versus recalque: (a)  $\phi_1 = 35^\circ$ ;  $\psi_1 = 5^\circ$ ;  $\phi_2 = 10^\circ$  e  $30^\circ$ ;  $z_i/B = 0,50$ .  
 (b) Curva carga versus recalque:  $\phi_1 = 35^\circ$ ;  $\psi_1 = 5^\circ$ ;  $\phi_2 = 30^\circ$ ;  $z_i/B = 1,00$ .

### 3.2 Influência da capacidade de carga ao longo da profundidade

De uma forma geral, a tendência é que ao se aprofundar a lente de menor compacidade, sua influência na capacidade de carga do maciço vai diminuindo (Figura 4). A depender da geometria do maciço, posição da lente de areia de menor compacidade, e diferença no ângulo de atrito entre o solo principal e a lente de areia, a redução da capacidade de carga do maciço poderá ser praticamente total (Figura 4d).

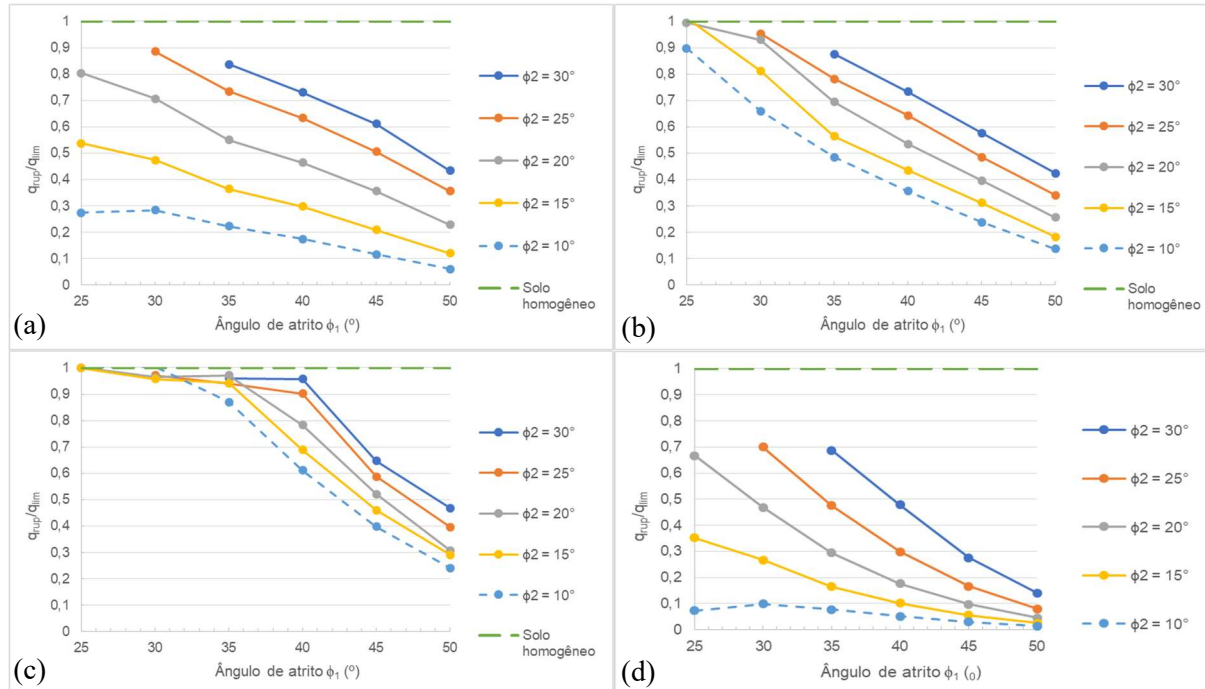


Figura 4. Redução da capacidade de carga. (a)  $z_i/B = 0,50$ ,  $h_0 = 0,10$  cm; (b)  $z_i/B = 1,00$ ,  $h_0 = 10$  cm; (c)  $z_i/B = 1,50$ ,  $h_0 = 10$  cm; (d)  $z_i/B = 0,50$ ,  $h_0 = 30$  cm.

### 3.3 Influência da lente de areia no modo de ruptura

Na Figura 5[(a) e (b)] são apresentados os deslocamentos do solo em forma de vetores e o deslocamento na superfície do solo.

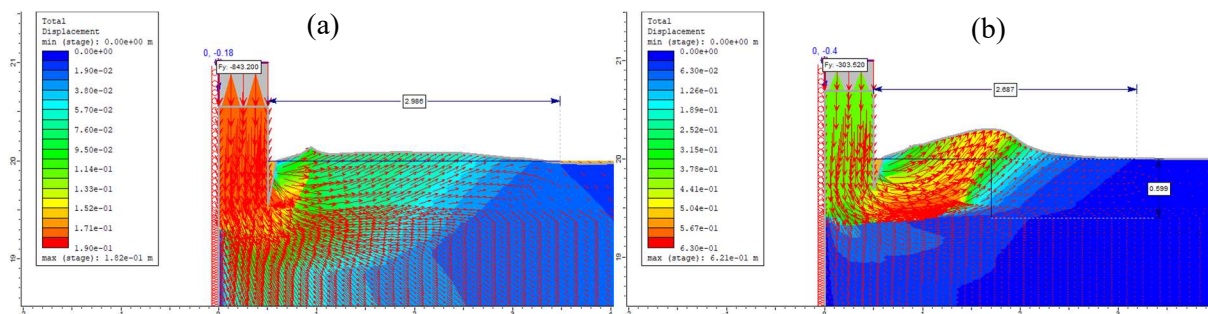


Figura 5. Vetores deslocamentos totais na ruptura, sem escala definida, para  $\phi_1 = 45^\circ$ ,  $z_i/B = 0,50$ : (a) solo homogêneo; (b)  $h_0 = 10\text{cm}$ ,  $\phi_2 = 20^\circ$ .

Na Figura 5a, situação de solo homogêneo, temos um mecanismo de ruptura por puncionamento. A medida em que se reduz a resistência do material da lente, a superfície de ruptura se concentra mais próxima à região do maciço no entorno da sapata, reduzindo a extensão da superfície de ruptura e se concentrando na região delimitada pela lente de menor resistência. Como pode ser observado na Figura 5b, a lente de  $\phi_2 = 20^\circ$  consegue transferir parte do carregamento para o solo abaixo. Com relação ao mecanismo de ruptura existente para  $\phi_2 = 20^\circ$  (Figura 5b), houve o levantamento do solo na superfície adjacente à fundação. Este fator não é característico de ruptura por puncionamento podendo ocorrer um leve levantamento do solo adjacente para rupturas localizadas.

### 3.4 Redução proposta de $N_\gamma$

De forma a auxiliar futuros anteprojetos ou análises preliminares de projetos no cálculo da capacidade de carga de solos arenosos para fundações superficiais em casos de EPD ( $L \gg B$ ), considerando a equação geral da capacidade de carga, equação (2), utilizando os valores calculados em modelagem numérica, são propostos ábacos para obter  $N_\gamma$  em função do ângulo de atrito do maciço ( $\phi_1$ ), Figura 6.

Para os valores entre  $45^\circ$  e  $50^\circ$ , os valores de  $N_\gamma$  tiveram de ser corrigidos conforme Vesic (1975), devido à compressibilidade do solo. Os valores entre  $45^\circ$  e  $50^\circ$  devem ser utilizados com parcimônia, pois uma pequena variação do ângulo de atrito, há uma variação muito grande de  $N_\gamma$ . Desta forma, os valores de  $\phi_1$  foram truncados entre  $25^\circ$  e  $45^\circ$ , por serem mais representativos em termos de projeto.

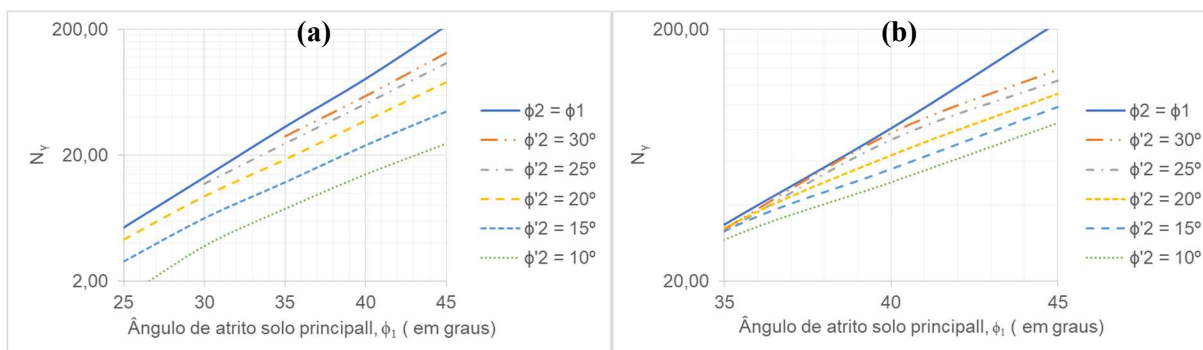


Figura 6. Fator  $N_\gamma$  proposto: (a)  $z_i/B = 0,50$ ,  $h_0 = 10\text{ cm}$ ; (b)  $z_i/B = 1,50$ ,  $h_0 = 10\text{ cm}$ .

## 4 CONCLUSÕES

A validação do modelo numérico no software RS2 pelo fator  $N_\gamma$ , Figura 2, se mostrou com boa convergência para valores entre  $25^\circ$  e  $45^\circ$ . Como esperado, a presença de uma lente de material arenoso de menor capacidade altera não apenas a forma como se dá a ruptura, mas também diminui a capacidade de carga na região de estudo ( $z_i/B = 0,50$ ;  $1,00$  e  $1,50$ ).

Para lentes de mesma espessura, mas valores de ângulo de atrito diferentes, quanto maior a diferença entre o ângulo de atrito do solo do maciço em relação à lente de areia, maior a redução da capacidade de carga de todo o conjunto (Figura 3a). Ao se sair da área de influência da fundação, as espessuras convergem para o

mesmo valor de carga de ruptura que o solo homogêneo, mas apresentam uma curva carga *versus* recalque diferente, havendo uma diferença no abatimento das curvaturas.

Os resultados obtidos no modelo do RS2 mostram que há variação da espessura influência na capacidade de carga do solo e deve ser levado em consideração quanto mais próxima a lente de areia estiver da fundação. Ao se distanciar, aprofundando  $z_i/B > 1,50$ , a influência da espessura da lente passa a ter menor relevância. Considerando apenas a profundidade relativa  $z_i/B$  os resultados obtidos indicaram que a capacidade de carga da fundação diminui quanto maior a diferença do ângulo de atrito entre o maciço e a lente de areia (Figura 4).

Foi constatado que lentes de areia com maiores ângulos de atrito, resultam em uma maior transferência de tensão para o solo abaixo. Quanto maior a diferença entre o solo principal e a lente de areia, maior a mudança no formato da superfície de ruptura no solo, formando uma superfície preferencial de ruptura passando pela interface do limite inferior da lente de areia de menor compacidade e limite superior da camada inferior de maior compacidade (Figura 5b).

Uma proposta gráfica de cálculo de  $N_y^*$  foi apresentada, contudo válida apenas para o EPD, com largura da base igual a 1,0 m. A geração de mais modelos, com larguras de bases diferentes, e com o aprofundamento dos estudos com modelos reduzidos e provas de carga reais, poderão propiciar brevemente um auxílio aos engenheiros e geotécnicos que se vejam em uma situação análoga ao trabalho desenvolvido na presente dissertação. Desta forma, recomenda-se o reconhecimento do solo por meio de prospecções geotécnicas e demais ensaios de acordo com o vulto do projeto.

Toda modelagem e resultados apresentados neste artigo são melhor apresentados em Koeller (2023).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brinch Hansen, J. *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Bulletin 28, Danish Geotechnical Society, Copenhagen, 1970.
- Koeller, W. M., *Capacidade de carga de fundações rasas em solo arenoso não homogêneo: influência de uma lente de material de menor compacidade*, Tese de dissertação mestrado UERJ – 2023.
- Kumar, J. e Khatri, V. N., *Effect of footing width on  $N_y$* , Canadian Geotechnical Journal, NRC Canada, 45: 1673-1684, 2008.
- Kumar, J. e Kouzer, K.M. 2007. *Effect of footing roughness on bearing capacity  $N_y$* , Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(5): 502-511.
- Meyerhof, G. G. *Some Recent Research on Bearing Capacity of Foundations*, Canadian Geotechnical Journal, 1(1):16–26, 1963
- Potts, D. M. e Zdravkovic, L., *Finite element analysis in geotechnical engineering – Application*, Imperial College of Science, Technology and Medicine, Thomas Telford Ltd, London, 2001.
- Rocscience. *RS2 2D Geotechnical Finite Element Analysis*, Version 11.017, 2022. Disponível site: <https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation> (acessado em 14 de dezembro de 2022).
- Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley & Sons, New York, 1943.
- Valore, C., Ziccarelli, M. e Muscolino, S. R., *The bearing capacity of footings on sand with a weak layer*, Geotechnical Research, 4, 12-29, 2017.
- Vesic, A. S. *Bearing Capacity of Shallow Foundations*, Chapter 3, Foundation Engineering Handbook, Winterkorn, H. F. and H.-Y. Fang (eds.), Van Nostrand Reinhold Co, New York, 1975
- Ziccarelli, M. e Rosone, M., *Influence of a Thin Horizontal Weak Layer on the Mechanical Behavior of Shallow Foundations Resting on Sand*, Geosciences, 11, 392, 2021.
- Ziccarelli, M, Valore, C., Muscolino, S. R., Fioravante, V., *Centrifuge test on strip footings on sand with a weak layer*, Geotechnical Research, 4, 47-64, 2017.