

---

## **ANÁLISE COMPUTACIONAL NUMÉRICA DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS COM EXCENTRICIDADE GERADA POR FORÇAS HORIZONTAIS**

Paulo Henrique Pereira, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – E-mail: paulohp2@yahoo.com.br  
Rogério Francisco Kuster Puppi, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – E-mail: rfkpuppi@utfpr.edu.br  
Ronaldo Luis dos Santos Izzo, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – E-mail: izzo@utfpr.edu.br

**Resumo:** Em subestações de transmissão e distribuição de energia elétrica são utilizadas estruturas metálicas ou de concreto para o suporte de equipamentos e ancoragem de linhas de transmissão. Nestas estruturas os esforços principais atuam horizontalmente pela ação do vento e da tração nos cabos de transmissão de energia elétrica. Devido a distância de aplicação das cargas horizontais em relação à base, os momentos gerados por estas se tornam elevados em relação a carga vertical atuante. Esta configuração faz com que a resultante dos esforços frequentemente esteja fora do núcleo central da fundação. Este artigo visa, através de utilização de modelos computacionais numéricos, comparar os métodos clássicos de dimensionamento de fundações superficiais com cargas excêntricas com os resultados obtidos via método dos elementos finitos.

**Palavras-chave:** Fundações superficiais, Sapatas, Elementos finitos, Análise numérica, esforços horizontais.

## **COMPUTATIONAL NUMERICAL ANALYSIS OF THE FAILURE BEHAVIOR OF SOILS IN SHALLOW FOUNDATIONS WITH ECCENTRICITY GENERATED BY HORIZONTAL LOADS**

**Abstract:** Steel or concrete structures are used to hold hardware and anchor electric power lines in electrical substations. In these types of structures, horizontal efforts act mainly as a consequence of the wind and the traction in electric power transmission cables. Due to the distance between the horizontal efforts and the foundation of the structure, high moments are generated in relation to the vertical loads acting on the structure. These settings cause the resulting force to be offset from the core of the foundation. This research aims to, through computational numeric models, compare classical foundations with offset efforts dimensioning formulas with the results acquired through finite element method.

**Keywords:** shallow foundations, footing, Finite Element, Numerical Analysis, Horizontal Loads.

### **1. INTRODUÇÃO**

As estruturas para ancoragem das linhas de transmissão em subestações de transmissão e distribuição de energia elétrica normalmente apresentam cargas verticais de pouca intensidade. Esta característica demanda baixa capacidade de suporte vertical dos solos sendo frequentemente adotadas fundações rasas, tendo em vista seu menor custo e maior facilidade de execução quando comparadas com as fundações profundas. Além disso, em ampliações de subestações existentes, a solução em fundações profundas é inviabilizada pelo risco elétrico, uma vez que sua execução demanda equipamentos de maior porte sob cabos e equipamentos energizados. Nesse tipo de estrutura as solicitações principais são horizontais geradas devido à tração nos cabos de transmissão de energia elétrica e as cargas de vento nas estruturas, equipamentos e cabos. Estes carregamentos geram esforços resultantes com grande excentricidade atuando na maioria das vezes fora do núcleo central da fundação.

De maneira geral, as fundações rasas são dimensionadas atendendo a critérios simplificados de cálculo que garantam sua estabilidade. Segundo a NBR 6122 [1], para o dimensionamento geométrico das fundações superficiais solicitadas a esforços excêntricos, devem-se considerar as cargas como uniformemente distribuídas em uma área denominada

como área efetiva da fundação. Em 2010 este critério foi alterado com a publicação da nova versão da NBR 6122 [2], segundo esta, a área comprimida deve ser de no mínimo 2/3 da área total e a tensão máxima na borda da fundação deve ser igual ou inferior a tensão admissível do solo. Em ambas as versões, os métodos de dimensionamento não consideram nenhuma parcela de esforço resistente gerado pelo embutimento da fundação no solo. Em estruturas cuja solicitação principal atua no sentido vertical, com pequena excentricidade, os métodos clássicos de dimensionamento apresentam resultados satisfatórios, entretanto, em fundações onde a principal solicitação atua no sentido de rotação da fundação a consideração dos esforços resistentes gerados pelo empuxo do solo têm maior importância na otimização do projeto. Nestes casos, pode-se admitir o empuxo lateral de terra atuando favorável a estabilidade da fundação. Este artigo compara a carga de ruptura encontrada nos modelos em elementos finitos com os métodos clássicos de dimensionamento de fundações.

## 2. ESTUDOS RELACIONADOS

Conforme citado anteriormente, o dimensionamento geométrico da fundação segundo a NBR 6122 [1] consiste em atribuir uma carga uniformemente distribuída em uma área denominada como *área efetiva* que seja equivalente à resultante dos esforços atuantes na fundação. O conceito de área efetiva foi apresentado por Meyerhof [3] e trata-se de um dos primeiros estudos que buscou prever a capacidade de suporte de fundações superficiais solicitadas por cargas excêntricas. Baseado em diversos ensaios em modelos no laboratório, Meyerhof [3] propôs um procedimento semi-empírico para determinação da capacidade de carga última. Este procedimento de cálculo consiste na redução, proporcional a excentricidade do carregamento, da área de apoio real da fundação para uma área realmente mobilizada pelos esforços denominada *área efetiva*. No entanto, as experiências do autor mostraram que o método fornece resultados bastante conservadores para argilas e, no caso de areias, os resultados foram razoáveis apenas para pequenas excentricidades.

No desenvolvimento da engenharia de fundações muitos estudos procuram estimar a capacidade última das fundações. Na busca de soluções analíticas através da teoria da plasticidade Prandtl [4] e Reissner [5] estabeleceram o padrão de ruptura de fundações superficiais. Os estudos baseados na teoria da plasticidade formulados por esses autores, entretanto, estavam limitados em casos onde era possível desconsiderar o peso próprio do solo. Sobre essa teoria, Terzaghi [6] apresentou seu método para determinação da capacidade de suporte de fundações superficiais. Para isto, o autor introduziu algumas simplificações válidas para fundações assentadas à profundidade de até duas vezes a sua menor dimensão. Nessa configuração os erros introduzidos pelas simplificações não são significativos, além disso, ao desprezar tais resistências o resultado estará a favor da segurança. Assim, segundo Terzaghi [6], a capacidade de carga vertical última que pode ser determinada da forma:

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (1)$$

Onde  $c$  é a coesão do solo,  $\gamma$  é o peso específico do solo,  $B$  é a largura da fundação,  $q$  é a sobrecarga de solo e  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são fatores de capacidade de carga determinados pelas seguintes equações:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right), \text{ Reissner[5]} \quad (2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot\phi, \text{ Reissner [5]} \quad (3)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \tan\phi \left( \frac{Kp_\gamma}{\cos^2\phi} - 1 \right), \text{ Terzaghi [6]} \quad (4)$$

Sendo  $Kp_\gamma$  o coeficiente de empuxo passivo. Existe na literatura uma grande variedade de propostas para a determinação dos fatores de capacidade de carga. Enquanto as variações de  $N_c$  e  $N_q$  são relativamente insignificantes, os valores de  $N_\gamma$  apresentam grande variação.

Devido à dificuldade em se obter formulações matemáticas para fundações retangulares ou circulares, as abordagens dos efeitos de forma das fundações foram realizadas de maneira semi-empírica com base em testes de carregamento de fundações com diferentes formas. Os fatores expressos anteriormente na equação (1)  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são fatores de carga que consideram uma fundação com comprimento infinito. Para fundações retangulares ou circulares são introduzidos novos parâmetros chamados de fatores de forma  $\zeta_c$ ,  $\zeta_q$  e  $\zeta_\gamma$  calculados de acordo com a tabela 1.

Tabela 1 – Fatores de forma para fundações superficiais

Forma da Fundação	$\zeta_c$	$\zeta_q$	$\zeta_\gamma$
Sapata corrida	1,0	1,0	1,0
Retangular	$1+(B/L).(N_q/N_c)$	$1+(B/L).\tan\phi$	$\frac{1-0,4.(B/L)}{0,4.(B/L)}$
Circular ou Quadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0,60

Ao considerar agora a fundação sujeita a aplicação de uma carga inclinada, excêntrica ou com ambas as características, a solução torna-se mais complexa devido à presença de uma componente de força horizontal. Assim, ao considerar o esforço horizontal, a ruptura pode ocorrer simplesmente se houver o escorregamento da fundação sobre sua base ou o cisalhamento do solo imediatamente abaixo da fundação. Da mesma forma que os fatores de forma, para estimar a capacidade de carga em fundações superficiais solicitadas por cargas excêntricas ou inclinadas Schultze [7] e Hansen [8] introduziram novos índices na equação apresentada por Terzaghi [6] chamados de fatores de inclinação  $\zeta_{ci}$ ,  $\zeta_{qi}$  e  $\zeta_{\gamma i}$  onde:

$$\zeta_{qi} = \left[ 1 - \frac{H}{Q_0 + B'.L'.c.\cot\phi} \right]^2 \quad (5)$$

$$\zeta_{ci} = \zeta_{qi} - \frac{1-\zeta_{qi}}{N_c.\tan\phi} \quad (6)$$

$$\zeta_{\gamma i} = \left[ 1 - \frac{H}{Q_0 + B'.L'.c.\cot\phi} \right]^3 \quad (7)$$

Onde  $B'.L'$  é a área efetiva da fundação proposta conforme Meyerhof [3]. Além destes fatores, a profundidade de assentamento da fundação também contribui para a resistência da fundação. Estes valores frequentemente são desconsiderados, no entanto, na bibliografia são apresentados como fatores adimensionais de embutimento da fundação  $\zeta_{qd}$ ,  $\zeta_{cd}$  e  $\zeta_{\gamma d}$ , assim a carga última para fundações superficiais pode ser determinada como:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot \zeta_{ci} + q \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot \zeta_{qi} + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot \zeta_{\gamma i} \quad (8)$$

Para  $h/B \leq 1$

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan\phi(1 - \sin\phi)^2 \cdot \frac{h}{B} \quad (9)$$

$$\zeta_{\gamma d} = 1 \quad (10)$$

$$\zeta_{cd} = 1 + 0,4 \frac{h}{B} \quad (11)$$

Para  $h/B > 1$

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan\phi(1 - \sin\phi)^2 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{h}{B}\right) \quad (12)$$

$$\zeta_{\gamma d} = 1 \quad (13)$$

$$\zeta_{cd} = 1 + 0,4 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{h}{B}\right) \quad (14)$$

Onde  $h$  é a profundidade de assentamento da fundação e  $B$  a largura da mesma.

Teixeira e Godoi [8] propõem um método de dimensionamento para fundações superficiais baseado na distribuição de tensões na base da fundação. Assim como em outros métodos, os efeitos resistentes devidos aos esforços de solo na lateral da fundação são desprezados. De acordo com Teixeira e Godoi [9], a fundação deve ser dimensionada de modo que a tensão máxima na base seja inferior à tensão admissível adotada para o solo conforme equação (15). Este critério também é adotado hoje pela NBR 6122 [2].

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{Q}{A} + \frac{M}{W} \quad (15)$$

Onde  $W$  é o módulo de resistência dado por:

$$W = \frac{B \cdot L^2}{6} \quad (16)$$

Enquanto a excentricidade estiver dentro do núcleo central de fundação a tensão aplicada no solo é obtida pela superposição dos efeitos de uma carga vertical centrada mais o efeito do momento. No caso de combinações de carga onde a força resultante atue fora do núcleo central da fundação, apenas parte da fundação estará comprimida. Desta forma, segundo esses autores a área efetivamente comprimida pode ser obtida conforme equação (17).

$$A_c = B \cdot L^* \quad (17)$$

$$L^* = \frac{2Q}{\sigma_{\text{máx}} \cdot B} \quad (18)$$

Segundo Taiebat e Carter [10], a maioria dos métodos simplificados para estimativa da carga de suporte de fundações são baseados nos estudos de Prandtl [4] e Reissner [5]. Sobre estes então, conforme descritos anteriormente, diversos outros autores apresentam alterações através de fatores obtidos empiricamente para acomodar as situações não previstas nos estudos originais. Estes métodos, devido à simplicidade de aplicação, são mais facilmente incorporados ao dimensionamento prático de fundações, no entanto, podem não fornecer resultados confiáveis para fundações solicitadas a momentos ou a cargas horizontais. Em seu estudo, Taiebat e Carter [10] propõem um novo critério para determinar a envoltória de ruptura de fundações superficiais solicitadas a esforços combinados verticais  $V$ , horizontais  $H$  e momentos  $M$ . O método foi obtido por meio da observação de modelos numéricos de fundações circulares apoiadas sobre solo coesivo.

$$\left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + \left[\frac{M}{M_u}\left(1 - \alpha_1 \frac{H.M}{H_u|M|}\right)\right]^2 + \left|\left(\frac{H}{H_u}\right)^3\right| - 1 = 0 \quad (19)$$

Onde  $\alpha_1$  é um fator que depende do perfil do solo.  $V_u$ ,  $H_u$  e  $M_u$  são respectivamente as cargas últimas puramente vertical, horizontal e momento estabelecidas para fundações circulares apoiadas sobre argila. O resultado obtido pelos autores é representado em um gráfico em três dimensões na figura 1.

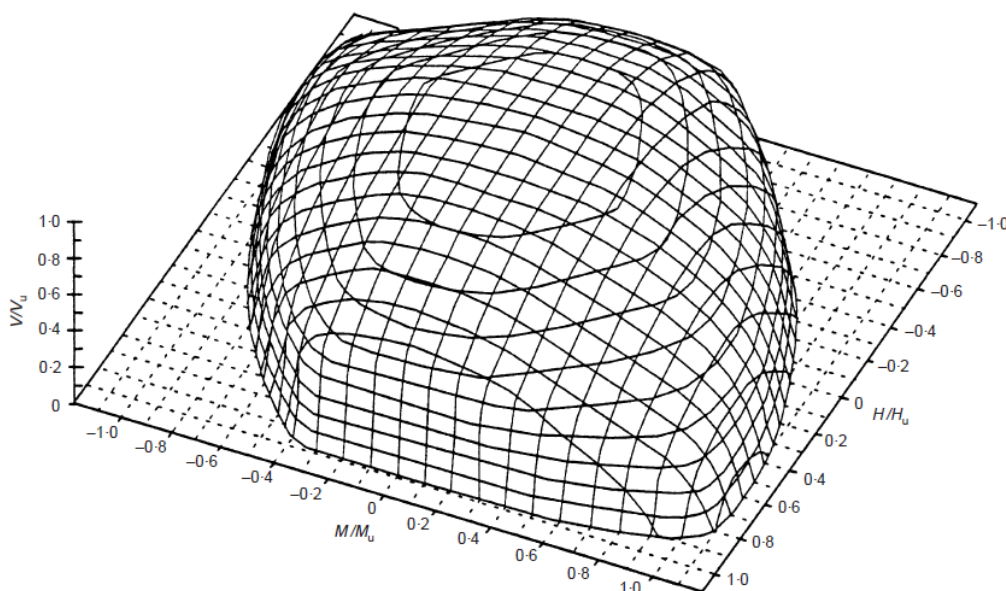


Figura 1-Envoltória de ruptura de fundações com cargas combinadas. Fonte: Taiebat e Carter [10]

O emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizado por Taiebat e Carter [10] é largamente difundido nas mais diversas áreas da engenharia como ferramenta de simulação e previsão do comportamento dos materiais. Da mesma forma, na mecânica dos solos e no projeto de fundações existe uma tendência dos engenheiros utilizarem programas computacionais de dimensionamento que incorporam o MEF. No entanto, por se tratar de um material altamente heterogêneo, a grande limitação do emprego do MEF na engenharia de fundações está ligada a definição dos parâmetros de resistência e deformação dos solos. Tendo isto em vista, diversos estudos têm buscado avaliar a capacidade de resposta do MEF em relação ao comportamento real de fundações.

Na pesquisa desenvolvida por Almeida [12] foi realizada a análise numérica de uma prova de carga executada em uma sapata quadrada em concreto armado em escala real. O comportamento tensão-deformação obtido no modelo numérico via MEF foi comparado com os resultados experimentais. Para a simulação do comportamento do solo foram avaliados os modelos linear-elástico, não linear e elástico (hiperbólico) e o elásto-plástico (Mohr-Coulomb) utilizando elementos quadriláteros isoparamétricos de oito nós. Os parâmetros de entrada relativos ao comportamento do solo foram obtidos em ensaios triaxiais, em corpos de prova saturados, com amostras indeformadas coletadas no local da prova de carga. O primeiro modelo analisado, baseado apenas nos parâmetros obtidos nos ensaios de laboratório, não se mostrou adequado para prever os recalques quando comparados com os resultados experimentais. O autor atribui este resultado a heterogeneidade do terreno aliado à condição não saturada do solo em seu estado natural. Desta forma, através de uma retroanálise, foram ajustados os parâmetros de maneira que o comportamento tensão-deformação do conjunto solo-fundação se aproximasse da prova de carga real. De maneira semelhante Burnier [13]

apresentou um estudo comparativo da resposta do modelo em elementos finitos com ensaios de prova de carga. Para tanto, os resultados obtidos nos modelos numéricos foram comparados com os estudos experimentais realizados por Gouvêa [14] e Duarte [15]. Em ambas as pesquisas, Gouvêa [14] e Duarte [15], para a obtenção de resultados coerentes do comportamento tensão-deformação das fundações foi necessário um grande número de ajustes nos parâmetros do solo.

### 3. METODOLOGIA

A pesquisa está baseada em resultados obtidos através do modelamento das fundações via Método dos Elementos Finitos (MEF). Para tanto, o modelo computacional numérico foi construído no aplicativo PLAXIS. Este programa foi desenvolvido especialmente para o estudo de deformações e estabilidades de problemas geotécnicos via MEF. A versão utilizada está restrita ao modelo em duas dimensões, desta forma, a análise está limitada ao estado plano de deformações. Neste estudo não foram abordados os efeitos da interação entre o solo e a estrutura e os modelos admitem a condições drenada do solo. Nos itens a seguir são descritos os principais parâmetros de entrada utilizados, tais como, geometria do problema, propriedades físicas do solo e plano de carregamento do modelo numérico.

#### 3.1 Dimensões da Massa de Solo

As dimensões da massa de solo foram estabelecidas da mesma forma que em Taiebat e Carter [10], onde a profundidade do solo abaixo da fundação possui profundidade de  $4.B$  e a largura  $8.B$ , sendo  $B$  a largura da fundação conforme figura 2. Em trabalhos semelhantes, tais como Smith-Pardo e Bobet [16] e Ueno, Miura e Maeda [17], também são adotados dimensões próximas a estes valores. Em todos os casos a dimensão da massa de solo, tanto para modelos em elementos finitos quando em ensaios em modelos reduzidos, é estabelecida de modo que seja suficientemente grande para que os efeitos nos contornos possam ser desconsiderados.

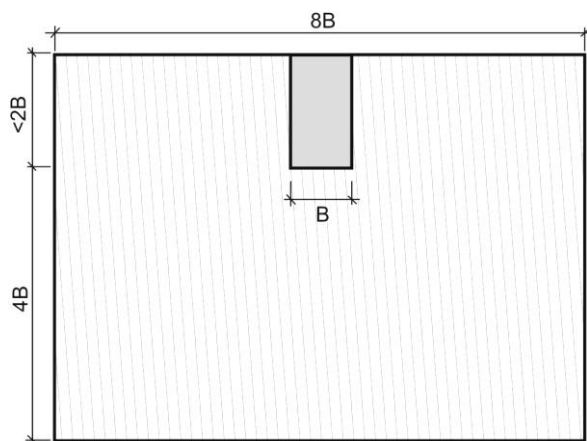


Figura 2 - Geometria do problema modelado no Plaxis.

#### 3.2 Parâmetros do Solo

Para modelagem do solo foram utilizados os parâmetros obtidos nos ensaios de laboratório e ensaios de placa obtidos na pesquisa realizada pelo LACTEC – Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento. Tais ensaios fazem parte do estudo sobre aterros compactados realizados em subestações de energia elétrica a pedido da COPEL – Companhia Paranaense de Energia e foram apresentados em Milléo e Nascimento [11]. Os resultados dos ensaios no solo da subestação Santa Mônica, em Curitiba-PR são apresentados na tabela 2.



Tabela 2 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto

Local	Peso específico aparente kN/m <sup>3</sup>	Coesão KPa	Ângulo de atrito interno (°)
SE Santa Mônica	15,14	32,0	35,5

A rigidez adotada para o modelo foi determinada por meio de retroanálise em comparação com o ensaio de placa realizado por Milléo e Nascimento [11]. Desta forma, ao aplicar o critério de escoamento de Mohr-Coulomb com um módulo de elasticidade  $E=35000 \text{ kN/m}^2$  o modelo apresentou um comportamento semelhante à prova de carga conforme figura 3.

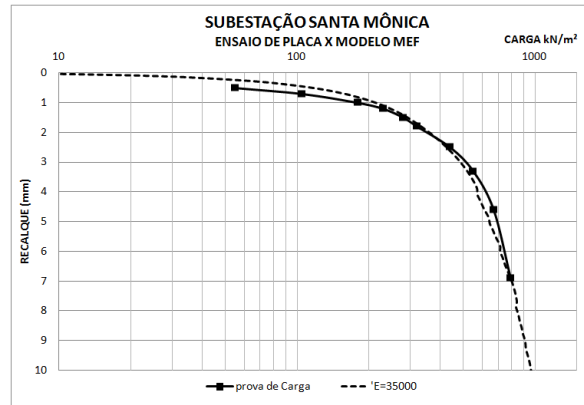


Figura 3 - Comportamento carga x recalque

### 3.2 Delimitação do Tipo de Fundação

O modelo de fundação foi adotado conforme a figura 4. Estas fundações são classificadas como do tipo superficiais ou rasas conforme critério da NBR 6122 tendo em vista que a profundidade de assentamento não é superior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Além disso, conforme já descrito anteriormente, o estudo está limitado ao estado plano de deformações em função das limitações da versão do Plaxis, sendo assim, as fundações são encaradas como sapatas corridas.

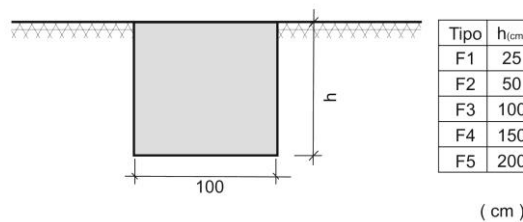


Figura 4 - Geometria da fundação utilizada no modelamento

A largura da fundação foi mantida fixa em 1 metro, enquanto isso, a profundidade variou de 0,25 a 2,00 m conforme figura 4 totalizando 5 tipos de fundação no estudo. A variação da profundidade da fundação visa avaliar a influência do embutimento da fundação no comportamento de ruptura do solo. Além da geometria, foram estabelecidas as propriedades físicas da fundação. Para isto, foi utilizado um material com comportamento elástico linear com parâmetros conforme tabela 3.

Tabela 3 - Parâmetros da fundação utilizados no modelo

E (kN/m <sup>2</sup> )	v	γ (kN/m <sup>3</sup> )
$2,1 \times 10^7$	0,2	25,0

### 3.3 Geração e Refino da Malha

Definida a geometria do problema e associada às características de cada um dos materiais, iniciou-se o processo de discretização do problema. Para a construção da malha foram empregados elementos triangulares planos de 15 nós. No aplicativo Plaxis a geração da malha inicial é realizada em um processo totalmente automatizado. Entretanto, em áreas onde é esperada uma concentração de tensões e maiores deformações é possível determinar um percentual de refino adicional. Assim, conforme figura 5, buscou-se estabelecer elementos menores em áreas de no entorno da fundação.

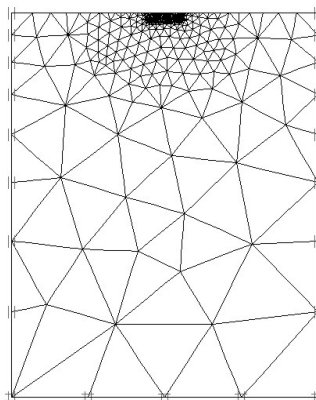


Figura 5 - Malha de elementos finitos

### 3.4 Plano de Carregamento

O Plaxis permite a introdução de carregamentos em estágios, desta forma, as cargas relativas ao estudo foram aplicadas somente após os efeitos dos esforços devidos ao peso próprio da estrutura terem sido consolidados no solo. Inicialmente, para cada dimensão de fundação foi obtido o valor de ruptura do solo para a carga puramente vertical  $FV_u$ . Em seguida, nos demais ensaios são atribuídos um percentual desta carga vertical conforme tabela 4. Então, sobre a fundação carregada verticalmente foram introduzidos os esforços horizontais em diferentes alturas  $H$  de aplicação da carga. Este procedimento foi executado na forma de incrementos de carga horizontal até obter a ruptura do solo  $FH_{rup}$ .

Tabela 4 - Plano de carregamento do modelo

$H(m)$ % $Fvu$	0	2	5	10
100	—	—	—	—
90				
80				
70				
60				
50				
40				
30				
20				
10				
0				

$FH_{rup}$



Conforme já descrito, este plano de carregamento tem o objetivo de representar a aplicação da carga  $FH$  em diversas alturas  $H$ . Além disso, a influência do carregamento vertical foi estudada pela introdução da variação percentual da carga vertical de ruptura em cada modelo.

#### 4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Esta seção apresenta o comparativo dos resultados obtidos via método dos elementos finitos em relação aos métodos semi-empíricos geralmente utilizados para o dimensionamento de fundações superficiais.

A primeira condição avaliada foi a capacidade de carga puramente vertical do modelo numérico em relação ao método estabelecido por Terzaghi [6]. A tabela 5 apresenta, para carga puramente vertical, os valores de tensão última de Terzaghi em comparação com os valores obtidos via MEF nos modelos gerados no programa PLAXIS. Para tanto, foram utilizados os valores de ângulo de atrito e coesão citados na tabela 2. Observa-se que os valores encontrados nos modelos do Plaxis são mais conservadores que os valores de Terzaghi. No entanto, a proporção entre os mesmo está em torno do fator de segurança  $FS=2,2$  previsto na NBR 6122.

Tabela 5 - Capacidade última de suporte (kN/m<sup>2</sup>)

Método	F1, h=0,25	F2, h=0,5	F3, h=1,0	F4, h=1,5	F5, h=2,0
PLAXIS	1738	1835	2106	2589	3261
Terzaghi	4035	4169	4437	4706	4974
Relação Terzaghi/Plaxis	2,32	2,27	2,11	1,82	1,53

A segunda condição avaliada nos modelos considera os métodos de cálculos para fundações solicitadas a cargas excêntricas. De acordo com os resultados retirados dos modelos numéricos analisados, é possível estabelecer um padrão de variação da capacidade de carga horizontal em função da capacidade de carga última vertical. Em todos os casos analisados observa-se que a capacidade de suporte para cargas horizontais, assim como o momento gerado por estas, tendem a valores mais elevados, conforme mostra a figura 6, quando a fundação está sujeita a um carregamento vertical faixa de 40 a 60% de sua capacidade vertical última  $FV_u$ .

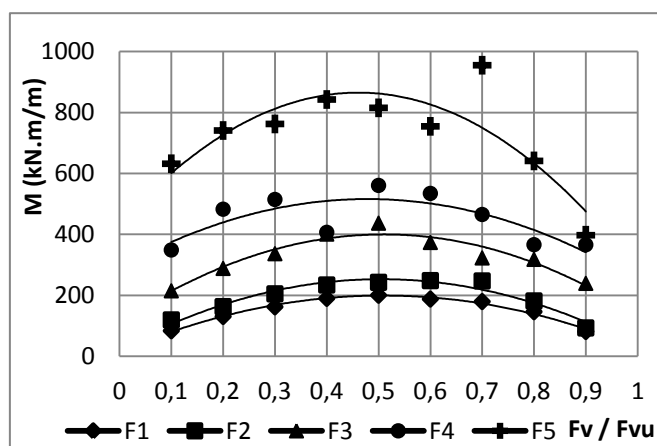


Figura 6 - Momento máximo admitido pelas fundações

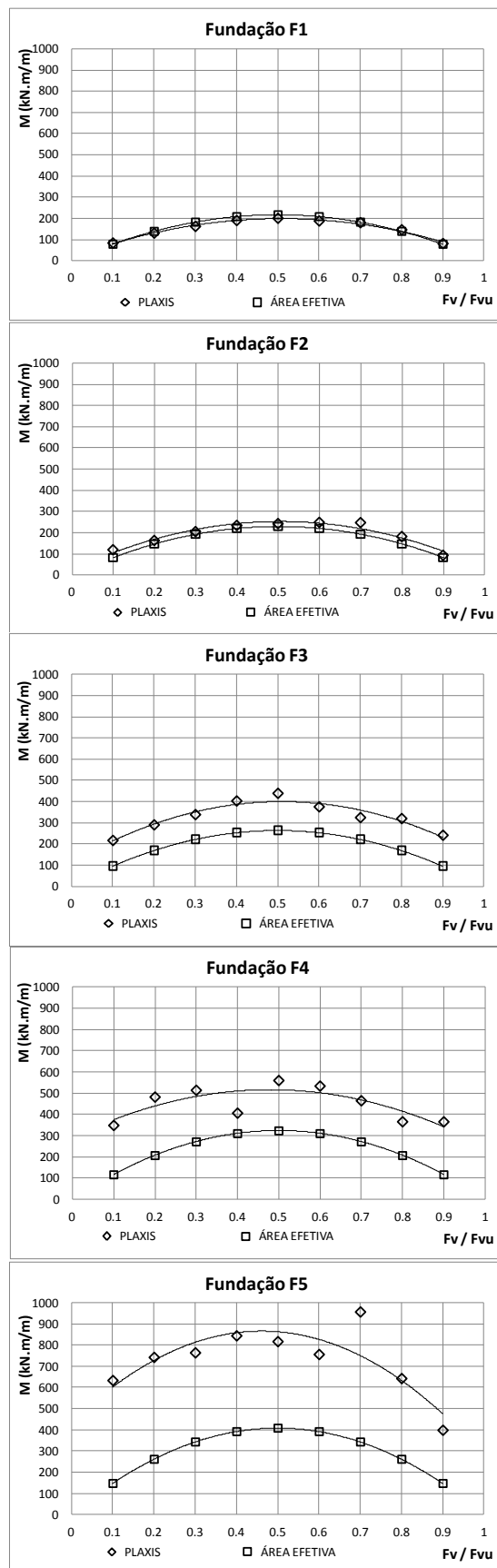


Figura 7 – Comparativo – MEF x Método de Meyerhof [3]

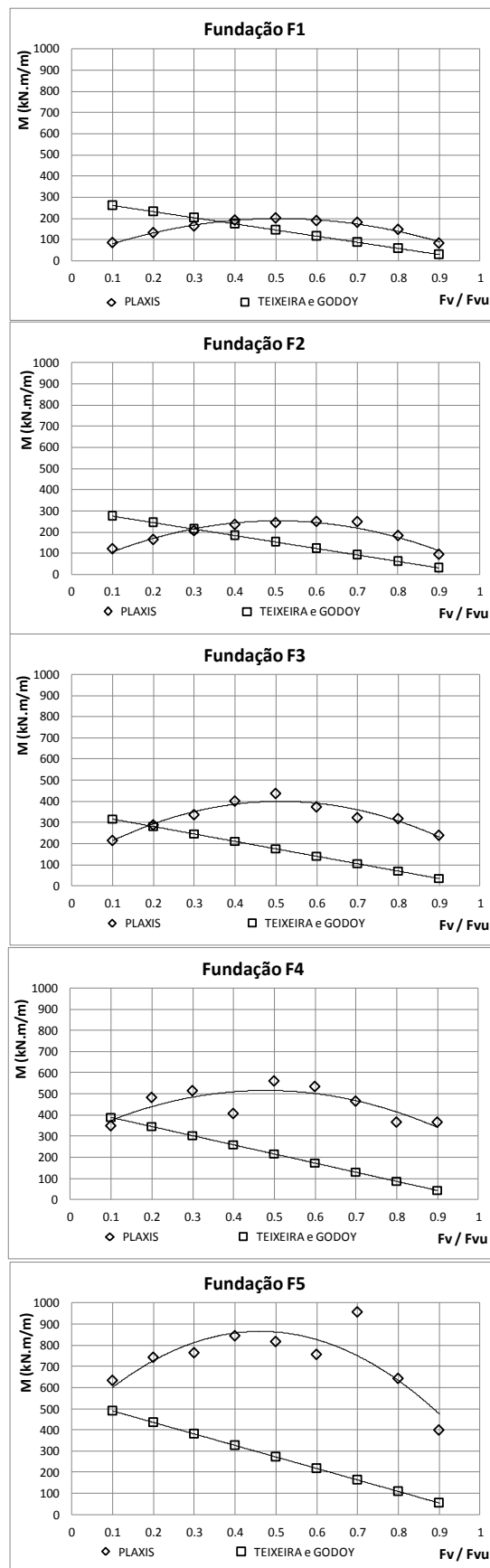


Figura 8 - Comparativo -MEF x Método de Teixeira e Godoy

O dimensionamento de fundações pelo método das áreas efetivas apresentado por Meyerhof [3], utilizado também na NBR 6122 [1], não considera nenhuma parcela de resistência do solo na lateral da fundação, assim, os efeitos relativos ao embutimento da fundação estão limitados ao incremento da capacidade suporte vertical do terreno de acordo com a altura do reaterro de solo em relação a base da fundação.

Ao compararmos os resultados dos modelos numéricos com o método das áreas efetivas, Figura 7, pode-se observar que no modelo de fundação F1,  $h=25\text{cm}$ , os resultados calculados pelo método das áreas efetivas foram semelhantes aos obtidos nos modelos numéricos. À medida que a profundidade da fundação aumenta, a capacidade de carga obtida via método das áreas efetivas tende a ser menor que os resultados obtidos via MEF. A divergência ocorre devido à maior influência dos efeitos resistentes na lateral da fundação não mensurados pelo método das áreas efetivas. Entretanto, embora exista um afastamento entre os resultados desses métodos à medida que profundidade aumenta, conforme mostra a Figura 7, em todas as profundidades de fundação estudadas, para ambos os métodos, os valores da capacidade de carga em termos de momento tendem a variar parabolicamente à medida que a carga vertical sofre incrementos. Além disso, tanto no método das áreas efetivas quanto nos resultados obtidos via MEF a capacidade de carga máxima das fundações é obtida ao aplicarmos uma carga vertical na ordem de  $0,5 F_{V_u}$ .

Outro método bastante difundido para o cálculo de fundações superficiais sujeitas a cargas excêntricas é apresentado por Teixeira e Godoi [9] conforme descrito no item 2 consistindo em comparar a tensão máxima gerada pelo carregamento da fundação com a tensão admissível do solo, critério utilizado também na NBR 6122 [2]. No entanto, conforme se pode notar na figura 8, este método não apresenta o mesmo comportamento parabólico encontrado no método das áreas efetivas e nos modelos numéricos. Ao aplicarmos a variação da carga vertical observa-se que o valor admitido para o momento na fundação decresce à medida que a carga vertical sofre incrementos.

Comparando os resultados obtidos pelo método de Teixeira e Godoi [9], com o objeto deste estudo, o método baseado na tensão máxima se torna inadequado. Em cargas verticais até 30% de  $F_{V_u}$  os resultados se apresentam contra a segurança. Este fato é demonstrado tendo em vista que em determinadas profundidades de embutimento das fundações os valores de resistência encontrados estão acima dos obtidos nos modelos em elemento finitos.

## 5. CONCLUSÕES

Com base nas análises do comportamento das fundações superficiais, realizadas com a utilização de modelos em elementos finitos, assim como os resultados apresentados na seção anterior deste trabalho é possível estabelecer:

- O modelo plástico-perfeitamento elástico de acordo com o critério de plastificação de Mohr-Coulomb apresentou resultados satisfatórios ao utilizarmos os parâmetros de solo obtidos através de ensaios de laboratório. No entanto, para melhorar a resposta dos modelos, os resultados em elementos finitos necessitam ser comparados com ensaios de placa ou provas de carga de modo que se possa ajustar a rigidez do modelo.
- A capacidade de suporte puramente vertical calculada pelos modelos numéricos apresenta-se mais conservadora que os resultados obtidos pelo método de Terzaghi conforme tabela 5.
- Os modelos analisados via método dos elementos finitos através do programa Plaxis apresentam a capacidade de suporte a momentos máxima ao aplicarmos uma carga vertical em torno de 50% da capacidade de carga última da fundação  $F_{V_u}$ .

- O método das áreas efetivas, proposto por Meyerhof [3] e citado na NBR6122 [1], apresenta um comportamento semelhante aos modelos em MEF. Ao variar a carga vertical aplicada à fundação de 0 a 90% da carga última de suporte da fundação  $FV_u$ , tanto o método das áreas efetivas quanto os resultados obtidos via elementos finitos tendem a apresentar um comportamento parabólico para capacidade de resistência a forças horizontais e ao momento gerado por estas. A capacidade de suporte de esforços horizontais, para ambos, é alcançada quando a fundação está solicitada por 50% de  $FV_u$ .
- O método de dimensionamento de fundações superficiais sujeitas a cargas excêntricas proposto por Teixeira e Godoi [9] e citado na NBR 6122[2] apresenta uma variação linear com redução da capacidade de resistência a momento a medida que a carga vertical aplicada se aproxima da carga última suportada pela fundação. Assim este método se mostrou inadequado quando comparados com os resultados dos modelos gerados no Plaxis.

## REFERÊNCIAS

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** *Projeto e execução de fundações.* NBR 6122. Rio de Janeiro. 1996.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** *Projeto e execução de fundações.* NBR 6122. Rio de Janeiro. 2010.

**MEYERHOF, G. G.** *The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads.* Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation, Switzerland, Vol 1, 1953. Pag. 440-445

**PRANDTL, L.** *Über die Eindringungsfestigkeit Plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden.* Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik, Vol 1, 1921. pag. 15-20.

**REISSNER, H.** *Zum Erddruckproblem.* Proceedings, First International Conference on Applied Mechanics, 1924. Pag. 295-311.

**TERZAGHI, K.** *Theoretical Soil Mechanics.* New York: John Wiley & Sons, Inc, 1943.

**SCHULTZE, E.** *Der Widerstand des Baugrundes Gegen Schräge Sohlpressungen.* Die Bautechnik, No. 12, 1952. pag 336-342.

**HANSEN, J. B.** *A General Formula for Bearing Capacity.* Danish Technical Institute, No 11, Copenhagen, 1961. pag 38-46.

**TEIXEIRA, H. A.; GODOY, S. D. N.** *Fundação Teoria e Prática.* 2a. Edição. São Paulo: PINI, 1999. Pag 227-264 p.

**TAIEBAT, H. A.; CARTER, J. P.** *Bearing Capacity of Strip and Circular Foundations on Undrained Clay Subjected to Eccentric Loads.* Geotechnique, 52, 2002. Pag. 61-64.

**MILLÉO, I. A. D. F.; NASCIMENTO, N. A.** *Análise Preliminar de Desempenho de Aterros Compactados de Subestações de Energia.* LACTEC– Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento. Curitiba. 2011.

**ALMEIDA, M. S. S.** *Análise Numérica de uma Prova de Carga Direta em Solo Residual de Gnaiss.* Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa UFV, Viçosa-MG, 2000.

**BURNIER, A. A. L.** *Análise Numéricas de Provas de Carga em Sapatas Utilizando o Método dos Elementos Finitos.* Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa UFV, Viçosa-MG, 2006.

**GOUVÊA, M. A. S.** *Análise das Relações Carga-Recalque de uma Fundação em Verdadeira Grandeza.* Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa - UFV, Viçosa-MG, 2000. 241p.

**DUARTE, L. N.** *Análise de Prova de Carga Instrumentada em uma Sapata Rígida.* Dissertação de Mestrado. ed. Viçosa-MG: Universidade Federal de Viçosa, 2006.

**SMITH-PARDO, J. P.; BOBET, A.** *Behavior of Rigid Footings on Gravel Under Axial Load and Moment.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133, 1 Oct 2007.

**UENO, K.; MIURA, K.; MAEDA, Y.** *Prediction of Ultimate Bearing Capacity of Surface Footings with Regard to Size Effects.* Soil and Foundations - Japanese Geotechnical Society, Vol. 38, Sept 1998. Pag. 165 a 178.