

## Previsão de recalque em sapatas utilizando Modelos Analíticos e o Método dos Elementos Finitos

Luty Antônio Castro dos Reis<sup>1</sup>

Wellington Andrade da Silva<sup>2</sup>

Wanderlei Malaquias Pereira Junior<sup>3</sup>

Sérgio Luís de Oliveira<sup>4</sup>



10.56238/rcsv14n4-005

### RESUMO

O presente estudo visa analisar recalques em sapatas. Para isso serão utilizados modelos analíticos, ou seja, equações de métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos existentes na literatura técnica. Estas formulações teóricas são desenvolvidas nos softwares SMath Studio Desktop e Libre Office. São analisados também os resultados do Método dos Elementos Finitos (MEF) com os critérios de ruptura, pois os elementos de fundação serão modelados dentro do software GEO 5 Fine 2016 versão demonstrativa, o qual representa esses elementos de forma numérica. Na comparação desses modelos analíticos e numéricos com o ensaio prático há semelhança da previsão de recalque dos modelos com o ensaio. Os modelos analíticos, um pouco conservadores, têm uma boa previsão de recalque para carregamentos menores, pois seu gráfico é uma reta, o que também ocorre no início do carregamento do ensaio e dos modelos numéricos. A ruptura prevista pelos modelos numéricos é similar à ruptura do ensaio prático.

**Palavras-chave:** Recalque de Fundação, Método dos Elementos Finitos, Modelos Analíticos.

---

<sup>1</sup> Profissional em Engenharia Civil, E-mail: luty\_antonio@hotmail.com

<sup>2</sup> Professor do PPGEC / Faculdade de Engenharia Civil, Universidade de Catalão, Brasil, orcid.org/0000-0003-0964-880X, E-mail: wellington\_andrade@ufcat.edu.br

<sup>3</sup> Professor do PPGEC / Faculdade de Engenharia Civil, Universidade de Catalão, Brasil, orcid.org/0000-0002-7404-3666, E-mail: wanderlei\_junior@ufcat.edu.br

<sup>4</sup> Professor da Universidade Federal do Vale do São Francisco (UNIVASF). E-mail: sergio.luis@univasf.edu.br

## 1 INTRODUÇÃO

Chama-se fundação, a parte da estrutura de um edifício responsável por transmitir todas as cargas e ações, às camadas subjacentes do solo. Existem na literatura técnica, vários modelos e tipos de fundações, cujos critérios de escolha compreendem preliminarmente em duas partes essencialmente distintas, tal como o cálculo das cargas atuantes e as características físicas do solo em questão, assim como as condições técnicas e econômicas disponíveis.

As fundações superficiais, também conhecidas como rasas, são empregadas quando as camadas de solo imediatamente abaixo do edifício são capazes de suportar com segurança as ações da superestrutura, sem a necessidade de recorrer a camadas profundas.

Segundo a NBR 6122 – 2010 as fundações profundas têm profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão e pelo menos três metros de profundidade.

A fundação rasa ou direta, é caracterizada por transmitir ao terreno uma ação predominantemente axial, distribuída sob a base da estrutura em contato direto com o solo.

Segundo Velloso e Lopes (2004) há sete tipos de fundações rasas: bloco, sapata, sapata corrida, viga de fundação, grelha, sapata associada e radier. A sapata de fundação é um elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim.

As cargas dissipadas pelas fundações criam no solo um bulbo de tensões e, conseqüentemente, uma certa deformação. Porém, na grande maioria dos casos, são feitas apenas análises superficiais dessas deformações em relação a capacidade de carga do solo.

Desse modo, vários autores criaram, com base na equação de Terzaghi (1943) apud Cintra, Aoki e Albiero (2003), formulações para estimar a capacidade de carga do solo. Essas formulações utilizam de tabelas e gráficos na tentativa de aproximar de um modelo matemático mais condizente com a realidade do terreno, determinando assim as deformações e capacidades de cargas do solo.

Para uma análise mais complexa e exata dessas deformações, podemos contar hoje com alguns métodos matemáticos, tal como o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Antes do aparecimento desse método, análises de meios contínuos eram efetuadas por resolução direta dos sistemas de equações de derivadas parciais. Para facilitar a aplicação dessa técnica a problemas não elementares, era comum recorrer às séries de Fourier. Devido à sua complexidade, esse procedimento só era aplicável a meios contínuos homogêneos e de geometria simples, logo a popularização dos recursos computacionais possibilitou o desenvolvimento do MEF, e que passou a ser utilizado na prática corrente de análise de estruturas, constituídas por múltiplos materiais e sujeitas a qualquer tipo de carregamento. Esse avanço é tão significativo que os outros métodos anteriores a esse praticamente deixaram de ser utilizados.

No âmbito da engenharia de estruturas, o MEF tem como um de seus objetivos, a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria qualquer sujeito a ações exteriores. Esse tipo de cálculo tem a denominação genérica de análise de estruturas e surge, por exemplo, no estudo de edifícios, pontes, barragens, etc. ou qualquer outro elemento estrutural (da Silva e Oliveira, 2014).

No projeto de fundação se deve recorrer aos vários tipos de análises estruturais, surgindo a necessidade de verificação em suas deformações e alterações das suas características, com o objetivo de se alcançar uma melhor solução, quer em termos econômicos, quer na verificação das condições funcionais e regulamentares.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Uma fundação ao ser carregada sofre recalques, que se processam, em parte, imediatamente após o carregamento e também ao longo do tempo (Velloso e Lopes, 2004).

Segundo Cintra, Aoki e Albieiro (2003) recalque é todo deslocamento vertical para baixo em relação ao indeformável. Os tipos de recalque são divididos em: recalque total, recalque diferencial e distorção angular. O recalque total é aquele que ocorre de maneira uniforme nos pontos de fundação, sendo dividido em recalque imediato e recalque secundário (por adensamento).

Podem-se ter diferenças muito relevantes nos valores do recalque total, principalmente para diferentes tipos de solo e fundações. Quanto a variação do tipo de solo há mudança na compressibilidade gerando recalques desiguais. O tamanho dos elementos de fundação também provoca variação no recalque, pois há diferentes cargas nos pilares (Cintra, Aoki e Albieiro, 2003).

### 2.1 MÉTODOS PARA PREVISÃO DE RECALQUES

Não há um modelo que seja melhor que os demais ou que seja melhor aplicável em qualquer situação, pois os resultados são semelhantes e depende da forma de abordagem do problema. Serão estudados os métodos teóricos, semi-empíricos, empíricos e a prova de carga de placa.

Para Velloso e Lopes (2004) nos métodos racionais os parâmetros de deformabilidade, obtidos em ensaios de laboratório, são combinados a modelos analíticos para previsão dos recalques teoricamente exatos.

Nos métodos semi-empíricos, os parâmetros de deformabilidade, obtidos por meio de correlações empíricas a partir de ensaios *in situ*, de natureza estática (Cone e Pressiômetro) e dinâmica (SPT), são combinados aos modelos de previsão de recalques.

Os métodos empíricos consistem no emprego de tabelas de valores típicos de tensões admissíveis com base na descrição do terreno de fundação.

As provas de carga de placa são métodos que utilizam os resultados do ensaio de prova de carga sobre placa, interpretando-os de modo a levar em conta as relações de comportamento entre a placa e a fundação real, bem como as características das camadas de solo influenciadas pela placa e pela fundação.

## 2.2 MÉTODOS TEÓRICOS

Os métodos teóricos são aqueles em que modelos analíticos tentam representar os resultados obtidos em laboratório após uma série de ensaios. Para Velloso e Lopes (2004) há uma separação em dois grupos.

- Cálculos diretos: o recalque é fornecido diretamente pela solução empregada. Exemplos: Teoria da Elasticidade e Métodos Numéricos;
- Cálculos indiretos: o recalque é obtido à parte, com as deformações específicas integradas posteriormente. Exemplo: cálculo de recalques por camadas.

## 2.3 CÁLCULO DIRETO DE RECALQUES

O cálculo direto de recalques pode ser feito pela Teoria da Elasticidade ou por métodos numéricos, como por exemplo, o Método de Elementos Finitos que será utilizado neste trabalho.

## 2.4 MÉTODO DA TEORIA DA ELASTICIDADE

O recalque de uma sapata, com carga centrada, pode ser estimado pela Equação 1 oriunda da Teoria da Elasticidade. (Bowles, 1988, apud Velloso e Lopes, 2004).

$$w = q \times B \times \frac{1 - \nu^2}{E} \times I_s \times I_d \times I_h \quad ((1))$$

onde:

w = recalque;

q = tensão aplicada;

B = menor dimensão da fundação;  $\nu$  = coeficiente de Poisson;

E = módulo de elasticidade;

$I_s$  = fator de forma da base da fundação e de sua rigidez;

$I_d$  = fator de profundidade;

$I_h$  = fator de espessura da camada compressível.

Para carregamento aplicado na superfície de um meio de espessura infinita,  $I_d = I_h = 1$ , o valor de  $I_s$  pode ser obtido do Quadro 1.

Quadro 1: Fatores de forma  $I_s$  para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita.

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo L/B=1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,3	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,1	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4	2	3,7	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,9	3,5	6,6	

Fonte: Adaptado Perloff (1975) apud Velloso e Lopes (2004).

No Quadro 2 estão mostrados os valores de  $I_s, I_h$ .

 Quadro 2: Valores de  $I_s, I_h$  para carregamentos na superfície ( $I_d=1$ ) de um meio de espessura finita.

h/a	Círculo	m=1	m=2	m=3	m=5	m=7	m=10	m= $\infty$
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,096	0,096	0,098	0,098	0,099	0,099	0,099	0,1
0,5	0,225	0,226	0,231	0,233	0,236	0,237	0,238	0,239
1	0,396	0,403	0,427	0,435	0,441	0,444	0,446	0,452
2	0,578	0,609	0,698	0,727	0,748	0,757	0,764	0,784
3	0,661	0,711	0,856	0,91	0,952	0,964	0,982	1,018
5	0,74	0,8	1,01	1,119	1,201	1,238	1,256	1,323
7	0,776	0,842	1,094	1,223	1,346	1,402	1,442	1,532
10	0,818	0,873	1,155	1,309	1,475	1,556	1,619	1,758
$\infty$	0,849	0,946	1,3	1,527	1,826	2,028	2,246	$\infty$
h= espessura do meio: a =B/2; m=L/B								

Fonte: Adaptado Harr (1966) apud Velloso e Lopes (2004).

## 2.5 MÉTODO DE JANBU (1966)

O método anterior considera que a camada de solo abaixo da fundação tem espessura semi-infinita, o que nem sempre acontece, Janbu (1966) apud Castro (2010) propôs na Equação 2 um cálculo alternativo de recalque imediato considerando a espessura finita da camada.

$$R_e = \Delta\delta \times B \times \frac{1-\nu^2}{E} \times \mu_0 \times \mu_1 \quad ((2))$$

Sendo,

$R_e$  = Recalque Elástico;

$\Delta\delta$  = Acréscimo de tensão no plano médio ou no topo da camada para a qual se deseja calcular o recalque;

$B$  = Lado menor da sapata;

$\mu$  = Coeficiente de Poisson do solo;

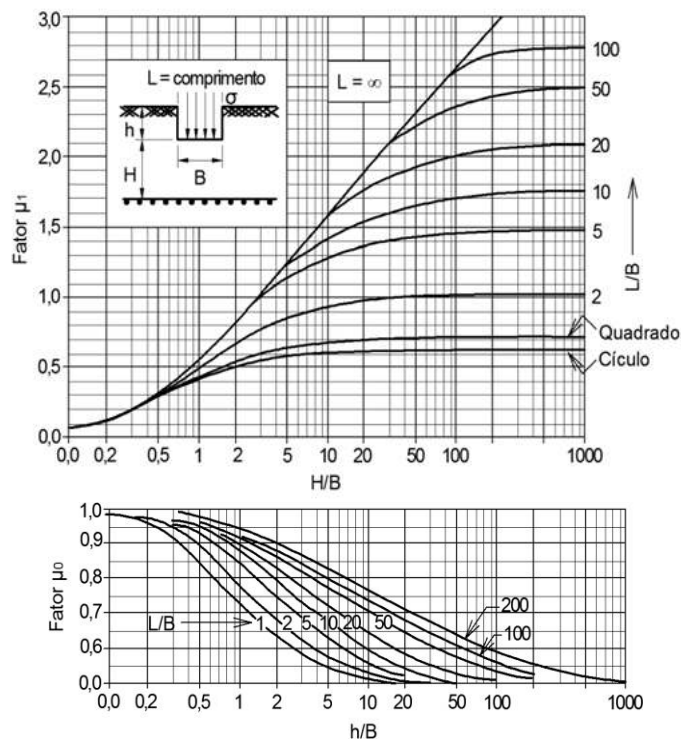
$E$  = Módulo de deformação longitudinal do solo;

$\mu_0$  = Fator de embutimento da fundação na camada de solo;

$\mu_1$  = Fator que depende da espessura da camada de solo.

Os fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$  retirados da Figura 1, em curvas adequadas da relação  $L/B$  e em função, respectivamente, de  $h/B$  e  $H/B$ , permite a utilização da teoria da elasticidade em solos com módulo de deformabilidade crescente.

Figura 1: Fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$  para o cálculo de recalque imediato de sapata em camada argilosa.



Fonte: Janbu (1956) apud Castro (2010).

Segundo Castro (2010) deve-se considerar a última subcamada aquela que apresenta recalque inferior a 10% do recalque total. Assim, o indeformável poderia até mesmo estar no topo de uma camada deformável.

## 2.6 MÉTODO INDIRETO DE RECALQUES

Segundo Velloso e Lopes (2004) esse método faz o cálculo do recalque dividindo o solo em subcamadas em função das propriedades dos materiais e da proximidade da carga. Onde as variações no estado de tensão são maiores as respectivas subcamadas devem ser menos espessas. Para o cálculo utilizam-se soluções da teoria da elasticidade. Obtém-se a deformação ( $\varepsilon_z$ ) combinando as tensões geostáticas com o acréscimo de tensões e as propriedades da subcamada. O produto da deformação ( $\varepsilon_z$ ) pela espessura ( $\Delta h$ ) da subcamada fornece a parcela de recalque da subcamada na Equação 3.

$$\Delta w = \varepsilon_z \times \Delta h \quad ((3))$$

Somando as parcelas de recalques das subcamadas, tem-se o recalque total na Equação 4.

$$w = \sum \Delta w \quad ((4))$$

## 2.7 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

O termo semi-empírico se deve à introdução de correlações matemáticas para a definição de propriedades dos solos. As correlações permitem a estimativa de propriedades de deformação por meio de ensaios que não visam necessariamente obter o comportamento tensão-deformação dos solos (triaxial, oedométrico, ensaio de placas, pressiômetro, etc.). Estes outros ensaios seriam o Cone de Penetração (CPT) e o ensaio de penetração padrão (SPT), Velloso e Lopes (2004).

As correlações são estabelecidas entre os resultados dos ensaios CPT e SPT e propriedades de deformação obtidas de ensaios do tipo tensão- deformação obtidos em locais próximos ou propriedades de deformação por retroanálise de medições de recalque.

Segundo Velloso e Lopes (2004) tais métodos eram utilizados para previsão de recalques em areias devido às dificuldades de manuseio do material ao laboratório sem que o mesmo perdesse suas características que possuía em campo. Em seguida passaram a ser utilizados também para os outros tipos de solo.

## 2.8 MÉTODO DE BURLAND E BURBIDGE (1985)

Quando o solo abaixo da base da fundação é muito permeável e arenoso, os recalques ocorrem instantaneamente após a aplicação da carga, e são chamados de imediatos Burland e Burbidge (1985) apud Velloso e Lopes (2012).

Burland & Burbidge (1985) apresentam as Equações 5 e 6 para o cálculo de recalques.

$$S_b = 1,67 \times \frac{qb \times d_b^{0,7}}{(N_{60})^{1,4}} \text{ (mm)} \quad ((5))$$

Para areias normalmente adensadas, e

$$S_b = 0,556 \times \frac{qb \times d_b^{0,7}}{(N_{60})^{1,4}} \text{ (mm)} \quad ((6))$$

Para areias pré-adensadas, com  $D_b$  (m) e  $q_b$  (KPa).

Onde:

$S_b$ : Recalque em mm;

$q_b$ : Carga aplicada em KPa;

$d_b$ : Diâmetro da base em m;

$N_{60}$ : Número de golpes do ensaio SPT.

## 2.9 MÉTODO DE POULOS E DAVIS (1980)

Segundo Poulos e Davis (1980) apud Velloso e Lopes (2012) o recalque da fundação pode ser estimado pelo recalque sofrido pela base, acrescido da deformação elástica do elemento estrutural. Assim, o recalque é calculado pela Equação 7:

$$S = \frac{Q}{E_s \times B} \times I \quad ((7))$$

Onde:

$S$ : recalque em mm;

$Q$ : Carga aplicada;

$E_s$ : Módulo de Elasticidade;

$B$ : Comprimento da base;

$I$ : Momento de inércia.

O recalque da base (Equação 8) pode ser avaliado utilizando-se o fator de mobilização da carga de base e considerando-se o recalque necessário para a completa mobilização desta parcela de carga:

$$S_b = D_b \times K \times m_b \quad ((8))$$

Onde:

K: É a relação entre o recalque que provoca a plena mobilização da resistência da base e o diâmetro da base;

Db: Diâmetro da base;

mb: É o fator de mobilização. É função do recalque (s) e do diâmetro da base (Db). É calculado por meio da Equação 9:

$$m_b = 5 \times \frac{s}{D_b} \quad ((9))$$

## 2.10 MÉTODOS EMPÍRICOS

Segundo Velloso (2004) a previsão do recalque nos métodos empíricos é feita com base na descrição do terreno (classificação e determinação da compacidade ou consistência através de investigações geotécnicas). Utilizam-se tabelas de tensões admissíveis ou tensões básicas. As tabelas indicam um valor de tensão admissível para o solo, porém deve-se lembrar que esse valor é do recalque admissível, logo é aceito para estruturas convencionais.

A NBR 6122 (2010) propõe valores de tensões admissíveis de acordo com o tipo de solo, para recalques admissíveis limitados a 25mm, cujos valores estão reproduzidos no Quadro 3.

Quadro 3: Tensões básicas da norma NBR 6122 (2010).

Classe	Descrição	$\sigma_0$ (MPa)
1	Rocha sã, sem laminações ou sinal de decomposição	3
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	Ver nota
4	Solos granulares concrecionados, conglomerados	1
5	Solos pedregulhosos compactos e muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

Nota: Para rochas alteradas ou em decomposição, tem que se levar em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição

Fonte: Adaptado NBR 6122 (2010).

Nota: Para rochas alteradas ou em decomposição, tem que se levar em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição.

OBS.: Para solos argilosos e siltes, os dados do Quadro 5 são aplicáveis a um corpo de fundação não superior a 10m<sup>2</sup>. Para áreas maiores, deve-se reduzir os valores do Quadro 5 por meio da Equação 10.

$$\sigma_{adm} = \sigma_0 \times \left(\frac{10}{A}\right)^2 \quad ((10))$$

Onde:

A é a área total da parte considerada ou da construção inteira, expressa em m<sup>2</sup>.

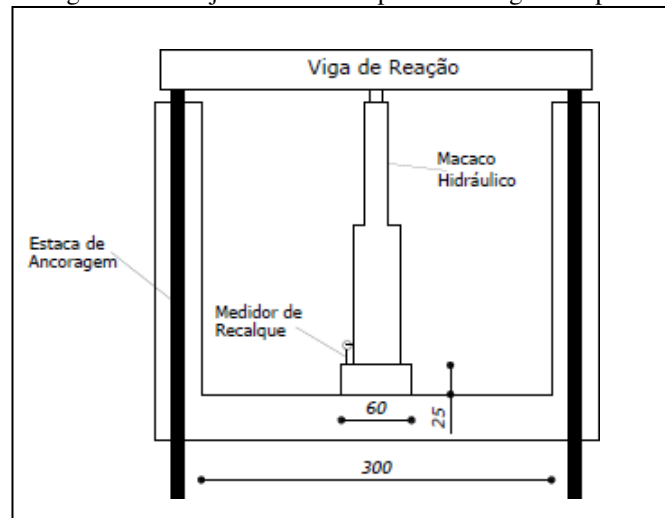
## 2.11 PROVA DE CARGA EM PLACA

Cintra, Aoki e Albieiro (2003) mostram que é possível fazer a previsão de recalques com ensaios experimentais da prova de carga sobre placa ao invés de recorrer aos métodos analíticos. Os resultados são apresentados na forma de curva tensão-recalque medidos. O ensaio experimental de Miozzo (2007) foi feito com uma sapata, como é mostrado na Figura 2.

Esse tipo de ensaio, normalizado no Brasil pela NBR 6489 (1984), conforme Figura 2, consiste em um placa rígida de aço com área de 0,5 m<sup>2</sup> inserida na cota de projeto das sapatas. Aplicam-se

cargas em intervalos de tempo até o dobro da provável tensão admissível, medindo assim os recalques em cada intervalo de tempo.

Figura 2: Arranjo do ensaio de prova de carga na sapata.



Fonte: Próprios autores.

Segundo Cintra, Aoki e Albieiro (2003) a placa mobiliza um bulbo de tensões bem menor que o bulbo de tensões provocado pelas sapatas que são maiores, logo esse ensaio tem uma maior representação da realidade quando feito em solos mais uniformes em profundidade.

Velloso e Lopes (2004) mostra os tipos de ensaio que podem ser feitos. Há ensaios na superfície, em cavas, em furos. Eles podem ser feitos com placa convencional ou placa parafuso. Os carregamentos na placa também podem ser controlados.

Há algumas observações que devem ser feitas para que o ensaio tenha resultados condizentes com a realidade. A heterogeneidade do perfil faz com que o ensaio pouco represente a fundação real. Segundo Terzaghi e Peck (1948) o lençol d'água pode ser um problema, pois o recalque de placas em areias submersas pode até ser o dobro do que em areias úmidas ou secas. Em solos argilosos pode estar ocorrendo adensamento e assim o recalque estará entre o instantâneo e o final. Pode haver também a não linearidade da curva carga-recalque, pois há mudança de comportamento quando o carregamento atinge a tensão de pré-adensamento.

### 3 METODOLOGIA

São estudados recalques em sapatas. Em tal estudo utilizam-se modelos analíticos e método numérico (Método de Elementos Finitos). Os resultados desses são comparados com ensaio experimental.

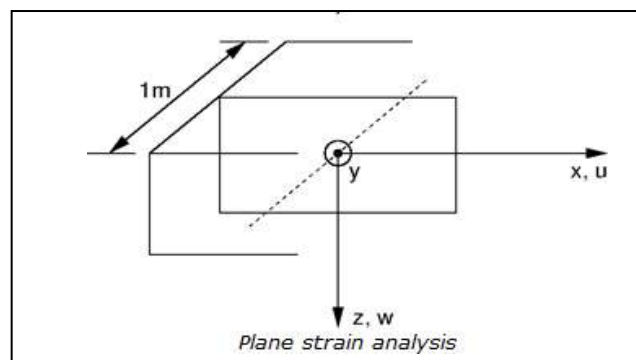
Os cálculos referentes à análise de recalques por modelos analíticos são feitos nos softwares Smath Studio Desktop e Libre office, os quais auxiliam no cálculo e também na organização das equações.

Os modelos numéricos, por sua vez, são feitos no software GEO 5 Fine 2016 versão demonstrativa que é um programa de análise pelo Método de Elementos Finitos. A ruptura dos solos também é estudada. Neste trabalho são empregados os critérios de Mohr-Coulomb e o critério de Drucker Prager.

### 3.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O software GEO 5 Fine tem modelo bidimensional e elemento sólido com estado plano de tensões. A sapata é modelada no software como uma viga, porém em função da análise estar condicionada a um elemento sólido bidimensional, conseqüentemente, considera-se uma profundidade de 1,0 m para o modelo estudado, conforme Figura 3. Dessa forma, para se representar a sapata que possui dimensões de 60 x 60 x 25 cm, a mesma foi modelada em função da área e momento de inércia.

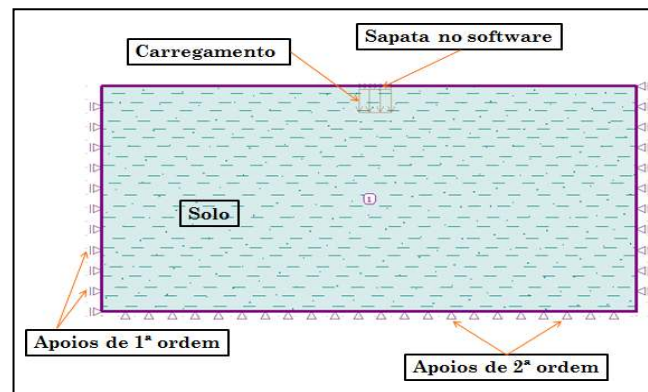
Figura 3: Esquema de modelo estudado pelo software.



Fonte: Software GEO Fine 5.

A malha gerada é composta por elementos triangulares com 3 nós. O comprimento de aresta é 0,1 m. Na malha criada há 21221 nós e 11036 elementos finitos. As condições de contorno se dão por apoios de 1ª ordem nas laterais do maciço de solo, os quais impedem deslocamentos horizontais e apoios de 2ª ordem abaixo da camada de solo, que por sua vez impedem deslocamentos horizontais e verticais.

Figura 4: Solo e sapata com carregamento e condições de contorno.



Fonte: Próprios autores.

O concreto é considerado um elemento elástico- linear, ou seja, não é analisada sua ruptura, apenas sua deformação juntamente com o solo. Este, por sua vez, é considerado material elastoplástico (critérios de ruptura de Mohr-Coulomb e Drucker Prager) e são feitas análises de seus recalques e também sua carga de ruptura. São utilizados incrementos de carga de 50kN.

O módulo de elasticidade (E) foi calibrado com o primeiro passo de carga, ou seja, seu valor foi estabelecido de maneira que o recalque numérico da sapata seja o mesmo ensaiado em seu primeiro passo de carga. Seu valor é 230MPa.

O método utilizado para solução de equações não- lineares foi o Método de Newton-Raphson. O número máximo de iterações foi 500. O erro para cada passo foi 1% e o passo de carga inicial foi igual a 10 % da carga total.

### 3.2 MODELO ANALÍTICO

Os parâmetros das equações da Teoria da Elasticidade, Janbu, Poulos e Davis e Burland e Burbidge são apresentados nos Quadros 4, 5, 6 e 7, respectivamente.

Quadro 4: Parâmetros do Método da Teoria da Elasticidade.

b (m)	$\nu$	E (MPa)	$I_d$	$I_s \cdot I_h$
0,6	0,35	230	1	0,4

Fonte: Próprios autores.

Quadro 5: Parâmetros do Método de Janbu (1966).

b (m)	N	E (MPa)	$\mu_0$	$\mu_1$
0,6	0,35	230	0,8	0,6

Fonte: Próprios autores.

Quadro 6: Parâmetros do Método de Poulos e Davis (1980).

b (m)	I (m <sup>4</sup> )	E (MPa)
0,6	0,000781	230

Fonte: Próprios autores.

Quadro 7: Parâmetros do Método de Burland e Burbidge (1985).

d <sub>b</sub>	N60
0,6	13

Fonte: Próprios autores.

### 3.3 ENSAIO DE PROVA DE CARGA EM SAPATA

A sapata ensaiada por Miozzo (2007) é composta por uma peça pré-moldada em concreto armado, com dimensões de base de 60cm x 60cm x 25cm e por um pilarete com dimensões de 20cm x 20cm x 65cm, a qual foi dimensionada para uma carga de trabalho de 45,0 toneladas. O concreto utilizado foi do tipo usinado com resistência característica de 20,0 MPa.

Em seu trabalho, Miozzo (2007) fez carregamentos periódicos na sapata de 50 em 50 kN. Fez também a caracterização do solo como é mostrado no Quadro 8. No Quadro 9 está mostrado o ensaio SPT do solo.

Quadro 8: Resumo dos resultados de caracterização.

Espessura da camada	5 a 6,05 m
Resistência à penetração (NSPT)	13 golpes
Ângulo de atrito interno médio (f)	23°
Intercepto coesivo médio (c)	30,70 kPa
Peso específico real dos grãos (gs)	28,14 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico natural (g)	18,99 kN/m <sup>3</sup>

Fonte: Próprios autores.

Quadro 9: Ensaio SPT.

SPT FURO DE SONDAGEM			
Camada	Prof. L (m)	NSPT	Classificação do Solo
1	1	11	Argila Arenosa
2	2	18	
3	3	15	
4	4	9	
5	5	27	
6	6	22	

Fonte: Próprios autores.

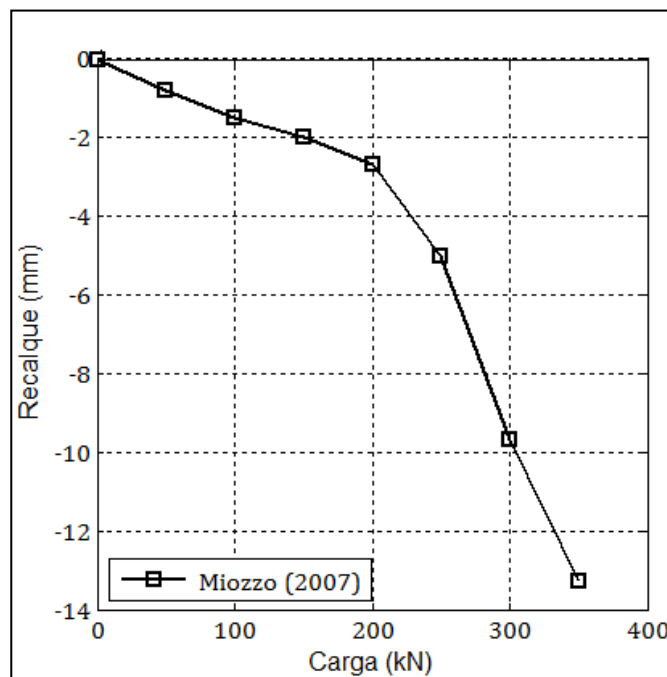
#### 4 RESULTADOS

Miozzo (2007) realizou o ensaio de prova de carga de placa. Ele fez o ensaio em quatro sapatas (S1, S2, S3 e S4). Em algumas sapatas não houve rompimento do solo porque apareceram imprevistos no ensaio, logo a sapata S1 teve ruptura e resultados satisfatórios, portanto seus recalques serão comparados com os métodos apresentados. A carga foi aplicada em estágios de 50kN, assim obtém-se a curva carga-recalque e é possível observar a ruptura do solo na carga de 350kN. No Gráfico 1 está mostrada a curva carga-recalque dessa sapata.

Na sapata S1 a ruptura ocorreu sob a carga de 350kN. Há três trechos distintos na curva. O trecho entre 0 e 200kN é retilíneo, o segundo entre 200 e 350kN é curvo e o terceiro é retilíneo, pois há a ruptura.

Para uma melhor comparação dos resultados, observa-se no Quadro 10 a comparação dos recalques de cada método e no Gráfico 3 a superposição das curvas carga-recalque.

Gráfico 1: Curva carga-recalque da sapata S1.



Fonte: Adaptado Miozzo (2007).

Quadro 10: Recalques dos métodos.

Carga (kN)	Teoria da Elasticidade	Janbu	Poulos e Davis	Burland e Burbidge	S1	MEF (Mohr Coulomb)	MEF (Drucker Prager)
0	0	0	0	0	0	0	0
50	0,35	0,25	0,66	1,49	0,8	0,6	0,6
100	0,7	0,5	1,12	2,98	1,5	1,2	1,2
150	1,07	0,75	1,5	4,47	2	2,2	2,3
200	1,42	1	1,9	5,96	2,7	3,9	4,1
250	1,8	1,24	2,15	7,45	5	5,9	6,1
300	2,14	1,5	2,49	8,93	9,7	8,8	9
350	2,5	1,75	2,87	10,4	13,3	16	14
400	2,84	2	3,21	11,9			

Fonte: Próprios autores.

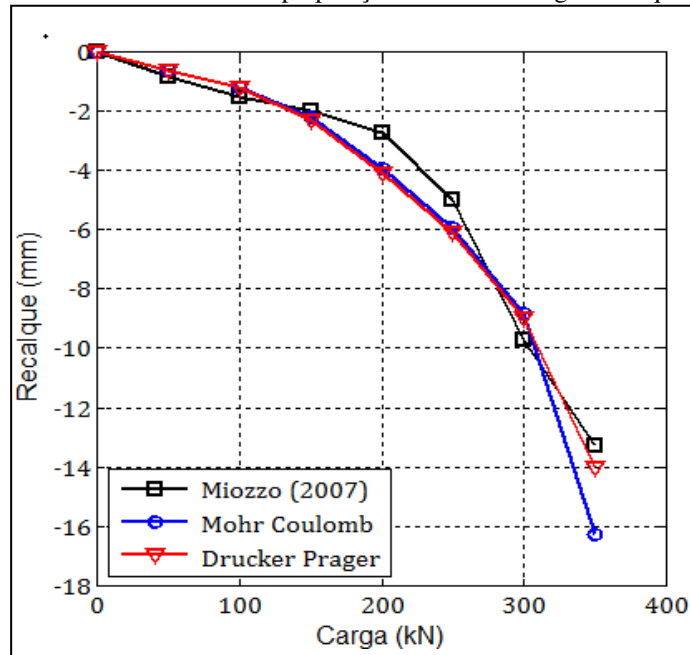
As equações da Teoria da Elasticidade e Janbu (1966), calculados com o módulo de elasticidade (E) de 230MPa, não fornecem resultados condizentes com o ensaio e a modelagem, pois apresentam valores de recalques inferiores, não podendo assim serem utilizados no cálculo do recalque dessa sapata.

O método de Poulos e Davis (1980) apresenta apenas o recalque referente a carga de 50kN com valor superior ao ensaio experimental. Porém sua utilização é permitida com respaldo na NBR 6122 (2010), pois em sua tabela de tensões admissíveis (Quadro 3 deste trabalho) a tensão admissível para o solo em estudo é 0,15MPa, o que corresponde a 54kN. Portanto, não excedendo a tensão admissível, os recalques fornecidos pelo método estão favoráveis à segurança.

O método de Burland e Burbidge não depende do módulo de elasticidade (E). Seus valores de recalque superam os valores do ensaio experimental e do Método dos Elementos Finitos até a carga de 300kN, onde o recalque do método se encontra entre os critérios de Mohr-Coulomb e Drucker Prager. O critério somente apresenta valores inferiores próximo à carga de ruptura, entretanto não se dimensiona próximo a carga de ruptura, logo o critério pode ser utilizado para previsão de recalques.

A comparação de previsão de recalques e carga de ruptura entre o ensaio experimental e o Método dos Elementos Finitos é facilitada com o Gráfico 2, no qual é mostrada a superposição das curvas carga-recalque.

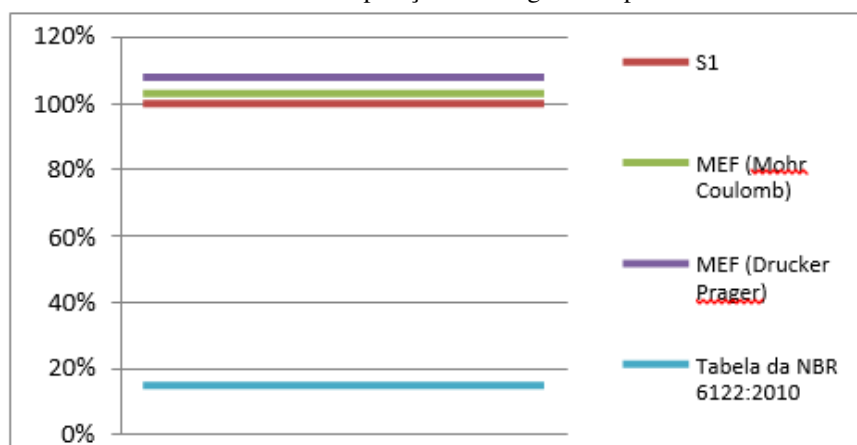
Gráfico 2: Superposição das curvas carga- recalque.



Fonte: Próprios autores.

Pode-se verificar na superposição das curvas a semelhança de recalque do ensaio experimental com o Método dos Elementos Finitos, pois além de serem próximas, há locais que elas se cruzam. A ruptura da sapata do ensaio se deu com carga semelhante ao MEF, pois a carga que rompeu o solo foi de 350kN e os critérios de Mohr-Coulomb e Drucker Prager foram de 362kN e 378kN, respectivamente. A carga de ruptura correspondente à tensão admissível da NBR 6122 (2010) é muito inferior às cargas de ruptura do ensaio e do MEF. No Gráfico 3 há a comparação das rupturas em porcentagem.

Gráfico 3: Comparação das cargas de ruptura.



Fonte: Próprios autores.

A carga de ruptura referente ao ensaio da sapata S1 foi igualado a 100%. As cargas de ruptura do MEF com os critérios de Mohr-Coulomb e Drucker Prager apresentam, respectivamente, 103% e 108% da carga de ruptura de S1. A tensão admissível da NBR 6122 (2010), por sua vez, é apenas 15% da carga de ruptura da sapata.

## 5 CONCLUSÕES

Os modelos analíticos da Teoria da Elasticidade e de Janbu apresentam recalques inferiores ao visto no ensaio, logo não podem ser utilizados na previsão de recalques. O método de Poulos e Davis apresenta valores de recalques superiores ao ensaio para carregamentos inferiores à tensão admissível da NBR 6122 (2010) podendo assim ser utilizado para previsão de recalques até esse valor.

O método de Burland e Burbidge é um método mais conservador apresentando recalques superiores ao ensaio e ao MEF. Isso ocorre até a carga de 300kN. Entretanto, acima desse valor, seus recalques próximos à carga de ruptura são inferiores, porém podem ser utilizados, pois não é aconselhável carregar o solo até a iminência da ruptura.

No MEF, com os dois critérios de ruptura, Mohr Coulomb e Drucker Prager, os resultados foram muito satisfatórios, pois os recalques obtidos foram semelhantes aos resultados do ensaio experimental. A ruptura obtida nos métodos numéricos também se deu com carregamentos similares ao carregamento que rompeu o solo no ensaio experimental.

A tabela de tensões admissíveis da NBR 6122 (2010) apresenta carga de ruptura muito inferior ao ensaio e ao MEF. Portanto, ao dimensionar com respaldo na norma, o projeto estará a favor da segurança.

## REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. *Dimensionamento de fundações profundas*. Urbano Rodriguez Alonso. São Paulo: Blucher, 1989.
- ALONSO, U. R. *Exercícios de Fundações*. Urbano Rodriguez Alonso. 2.ed. São Paulo: Blucher, 2010.
- ANDRADE, C. S. N. *Contribuição ao estudo do recalque de placas com base em ensaios de penetração*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 210p, 1982.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto e execução de fundações*. NBR-6122. Abril, 2010.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. NBR-6118. Março, 2003.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Prova de carga direta sobre terreno de fundação*. NBR-6489. Dezembro, 1984.
- BOWLES, J. E. *Foundation analysis and design*. 4. Ed. New York: McGraw-Hill, 1988.
- BURLAND, J. B.; BIJBIDGE, M. C. *Settlements of foundations on sand and gravel*. In: INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, 1985, London. Proceedings... London: Institution of Civil Engineers, 1985.
- CASTRO, R. M; *Uso da planilha excel para estimativa de recalques diferenciais em fundações superficiais*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 67p, 2010.
- CINTRA, J. C. A; AOKI, N; ALBIERO, J. H. *Tensão Admissível em Fundações Diretas*. São Carlos: RiMa, 2003. 142p.
- CHEN, W.; LIU, X. *Limit analysis ind soil mechanics*. Amsterdam-Oxford: New York, Elsevier Scientific Publishing Company, 1990.
- DRUCKER, D. C.; GREENBERG, H. J.; PRAGER, W. *Extended limit desing theorems for continuous media*. Reserch Report, Solid Mechanics Div., University of Waterloo, Otario, Canada, 1973.
- GEO 5 FINE, Versão 2016 Demonstrativa.
- LIBRE OFFICE 5.1, Versão 2016.
- LODI, P. C. *Aplicação do modelo cam – clay modificado a um solo arenoso*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 124p, 1998.
- NUNES, A. J. C.; *Curso de mecânica dos solos e fundações*. 1º Edição. Rio de Janeiro: Editora Globo, 1956. 314p.
- MIOZZO, L. G. *Estudo do comportamento de sapatas de concreto armado assentes sobre solo sedimentar da região de Santa Maria*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 170p, 2007.

OLIVEIRA, I. C; SILVA, W. A. *Análise Comparativa da Previsão de Recalque em Sapata Utilizando Modelos Analíticos e o Método dos Elementos Finitos*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Goiás, Catalão, 2014.

PACHAS, M. A. C; *Análise limite com otimizador de grandes escalas e análise de confiabilidade*. Tese (Doutorado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 188p, 2009.

SANTOS, G. V; *Patologias devido ao recalque diferencial em fundações*. Trabalho de Conclusão de Curso. Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas do UniCEUB – Centro Universitário de Brasília, Brasília, 111p, 2014.

SMATH STUDIO DESKTOP, Versão 2016.

SORIANO, H. L.; *Elementos Finitos: Formulação e Aplicação na Estática e Dinâmica das Estruturas*. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda., 2009. 411p.

TERZAGHI, K. *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley and Sons Co, 1943.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. *Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais*. Nova ed. v.1. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 226p.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. *Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568p.