

# Análise Numérica de Estacas Escavadas Utilizando-se o Método dos Elementos Finitos

*Ricardo de Almeida\**  
*Rinaldo J. B. Pinheiro\*\**  
*José Mário D. Soares\*\**  
*Fabiano A. Nienov\*\*\**

## Resumo

Este trabalho apresenta um estudo sobre interação solo-estaca por meio da utilização do Método dos Elementos Finitos, sendo simulado o comportamento para estacas de pequeno diâmetro executadas em concreto moldado no local, sem bloco de capeamento rígido e construídas por sistema utilizando trado mecânico helicoidal, estando sujeitas exclusivamente à ação de carregamentos verticais de compressão. Para tal, foram desenvolvidas simulações numéricas a partir do programa de elementos finitos SAP2000 Advanced 11.0.0 (*Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures*), validadas neste estudo através de comparações com resultados de ensaios de provas de carga realizadas *in situ*, no Campo de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), no estado do Rio Grande do Sul. Por intermédio da resolução com o método de elementos finitos (MEF) foram obtidos os deslocamentos e rotações nodais para cada elemento formulado, as variações de tensões normais ao longo do fuste da estaca, as tensões de contato solo-estaca para fuste e ponta, bem como as solicitações resultantes no solo de entorno.

**Palavras-chave:** simulação numérica; interação solo-estaca; Método dos Elementos Finitos.

## 1 Introdução

Este trabalho apresenta um estudo sobre interação solo-estaca utilizando-se o Método dos Elementos Finitos (MEF), simulando o comportamento de estacas de pequeno diâmetro executadas em concreto moldado no local, sem bloco de capeamento rígido e construídas por sistema via trado mecânico helicoidal, quando sujeitas à ação exclusiva de carregamentos verticais de compressão. Neste contexto, foram desenvolvidas simulações numéricas a partir do programa de elementos finitos SAP2000 *Advanced 11.0.0 (Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures)*, embasando aqui suas validações através de comparações com resultados de ensaios de provas de carga realizados em estacas no Campo de Engenharia Geotécnica da UFSM.

Foram submetidas análises numéricas seis estacas com 0,20 m de diâmetro e comprimentos de fuste

variando de 3,00 m a 5,30 m. As cargas máximas aplicadas variaram de 240kN a 470 kN.

Na modelagem estrutural, as estacas e o solo estão tratados como formados por elementos sólidos tridimensionais (oito ou seis nós), contemplando seis graus de liberdade por nó (translações e rotações segundo os eixos globais e locais). Exceto para os nós que simulam os vínculos externos rígidos na região do limite inferior do maciço, (supostamente indeslocável).

Para efeitos de análise considerou-se cada estaca envolvida em um maciço de solo cilíndrico. Em profundidade o solo foi estratificado em cinco camadas em função da sua classificação geotécnica e módulos de deformabilidade. As camadas foram consideradas com comportamento elástico-linear, semi-infinito, homogêneo e isotrópico.

De acordo com orientação de BARATA (1986) e ALONSO (1991), para a obtenção dos módulos de deformabilidade para as camadas que constituem o maciço de solo considerado, foi utilizada correlação

\*\* M.Sc., Eng. Civil.

\*\* Dr., Prof. da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM).

\*\*\* M.Sc., Prof. da Universidade do Oeste de Santa Catarina (UNOESC).

vinculada à resistência de ponta do ensaio de penetração estática CPT (*Cone Penetration Test*), por sua vez correlacionada estatisticamente com valores de  $N_{spt}$  obtidos por sondagens a percussão de simples reconhecimento SPT (*Standard Penetration Test*). TEIXEIRA (1993) apresenta estudo mais recente também aplicando as correlações referidas.

Este trabalho apresenta o desenvolvimento de análises numéricas para seis estacas. Imbuídos do intuito de apresentar pormenores e nuances que o tema agrega em sua profundidade, dado questões de necessária síntese que o artigo exige, explanaremos aqui com detalhes o estudo elaborado para a estaca EC4, destacando-se que as correlações e convergências obtidas entre os resultados teóricos e experimentais para este elemento extrapolam-se também para os demais.

A seqüência dos procedimentos metodológicos utilizados no desenvolvimento deste trabalho baliza-se na seguinte rotina:

- classificações geotécnicas e obtenção das resistências à penetração dinâmica ( $N_{SPT}$ ) para o solo de fundação;
- determinação dos módulos de deformabilidade para o solo de fundação;
- determinação de outras propriedades do solo de fundação e das estacas;
- tratamento matemático através de análises estruturais pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando-se o programa computacional SAP2000 Advanced 11.0.0;
- validação experimental.

## 2 Caracterização Geotécnica do Campo Experimental

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM foi implantado em uma área de 5000 m<sup>2</sup>, constituído basicamente de rochas sedimentares da Formação Santa Maria. Geologicamente o campo é composto por uma seqüência de arenitos e argilas arenosas de cores variegadas. O solo superficial quando presente foi classificado como um Alissolo Hipocrômico. A unidade de mapeamento é a Santa Maria, com litologia de Lamitos da Formação Santa Maria (membro Alemoa). A formação geológica é a Formação Santa Maria (membro Alemoa) do período Jurássico – Triássico, com pedregosidade e rochosidade nulas.

A caracterização geotécnica foi obtida por EMMER (2004), no trabalho em que tratou da implantação do CEEG/UFSM, onde um grande número de amostras foi submetido a diversos ensaios de caracterização e investigação *in situ* e em laboratório. As amostras foram obtidas por meio de escavações de trincheiras superficiais e profundas, execução de sondagens de simples reconhecimento (SPT) e sondagem a trado. Os ensaios em laboratório foram realizados em amostras deformadas e indeformadas, estas, coletadas das trincheiras, do material oriundo da tradagem e do amostrador padrão durante as sondagens. As amostras deformadas foram submetidas aos ensaios de caracterização (granulometria, limites de consistência, índices físicos e atividade coloidal), ensaios químicos e ensaios mineralógicos (difração por raios-X), e as indeformadas a ensaios de resistência como, cisalhamento direto, adensamento unidimensional, compressão oedométrica e colapsividade.

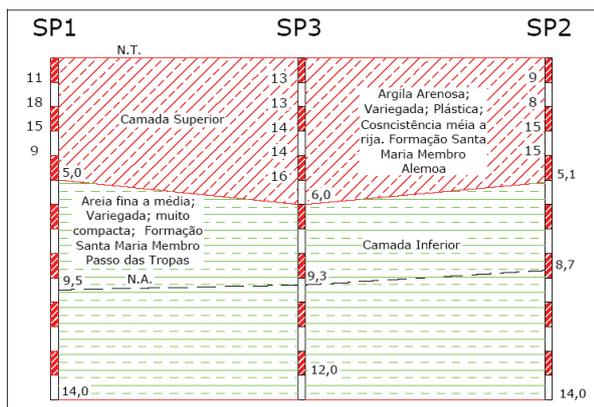
**Tabela 1** – Resultados dos ensaios de caracterização e geotécnicos.

Classificação do material	Argila arenosa; variegada; plástica; consistência média a rija.	Areia fina a média, variegada, friável, muito compacta
Ângulo de atrito interno ( $\phi$ )	23°	42°
Intercepto coesivo médio (c)	30,7 kPa	0
Limites de liquidez (LL)	56 %	NP
Limites de plasticidade (LP)	26 %	NP
Índice de plasticidade (IP)	30 %	NP
Umidade natural ( $w_n$ )	28,7 %	–
Peso espec. real dos grãos ( $\gamma_s$ )	28,1 kN/m <sup>3</sup>	26,5
Peso específico natural ( $\gamma$ )	19,2 kN/m <sup>3</sup>	20,0
Índice de vazios (e)	0,93	–
Grau de Saturação (S)	89,5 %	–
Porosidade ( $\eta$ )	47,7 %	–
Pressão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ )	465 Kpa	–
Compressão (Cc)	0,30	–
Módulo de variação volumétrica ( $m_v$ )	0,047x10 <sup>-3</sup> KPa	–

Os valores e designações que caracterizam o local de realização da pesquisa são mostrados na Tabela 1. Outros trabalhos desenvolvidos neste local foram realizados por NIENOV (2006), NIENOV *et al.* (2008), MIOZZO (2007), MIOZZO *et al.* (2008) e SOARES *et al.* (2008).

NIENOV (2006) realizou provas de carga estática com carregamento lento, aplicando-se diferentes critérios de interpretação da curva carga-deslocamento para definição da ruptura. As previsões de capacidade de carga são obtidas por meio de métodos de correlação com sondagens à penetração (SPT) e por métodos teóricos. Essas previsões são comparadas com as cargas de ruptura obtidas nos ensaios e interpretadas segundo a norma brasileira, a prática inglesa e a média dos valores extrapolados da curva carga-recalque por vários métodos da literatura internacional.

A Figura 1 apresenta a interpretação dos perfis obtidos das três sondagens de simples reconhecimento, SP-1, SP-2 e SP-3, realizadas respectivamente nas áreas 1, 2 e 3 do campo experimental. Observar-se no perfil da sondagem SP-1 solo basicamente composto por duas camadas distintas. A camada superior com de profundidade de 5,00 m está classificada como argila arenosa com consistência média a rija, resistência à penetração ( $N_{spt}$ ) variando entre 9 a 18 golpes. Abaixo desta camada, até a profundidade de 14,00 m (limite de sondagem), encontra-se areia variando de fina à média, consistência muito compacta,  $N_{spt}$  aumentando com a profundidade e atingindo valores que variam de 27/15 a 22/3 golpes (valores não indicados na Figura 1).



**Figura 1** – Interpretação das sondagens a percussão do CEEG/UFMS.

O perfil SP-2 apresenta a mesma camada superior de argila arenosa de consistência média à rija, porém contemplando 5,10 m de espessura e  $N_{spt}$  variando entre 8 e 15 golpes. Segue similaridade com a respectiva anterior a camada subsequente, diferenciada

somente nos valores de  $N_{spt}$  que variam de 27/5 a 30/4 golpes, aumentando com a profundidade (valores não indicados na Figura 1). Por sua vez, o perfil SP-3 apresenta resultados similares aos outros dois perfis, demonstrando camada superior com espessura de 6,05 m e  $N_{spt}$  com variações de 13 a 16. A camada inferior apresenta valores de  $N_{spt}$  que variam de 22/15 a 29/3 golpes (valores não indicados na Figura).

Foram adotados os valores médios dos resultados das sondagens SP2 e SP3 devido à proximidade do local das estacas ensaiadas. Na camada com resistência superior a  $N_{spt}$  50 foi adotado o valor de máximo  $N_{spt}$  de 50 (NIENOV, 2006).

### 3 Determinação dos Módulos para o Solo de Fundação e Estacas de Concreto

Na análise da Figura 1 conclui-se como coerente a subdivisão em distintas camadas do solo de fundação, agrupando-as em função de iguais valores médios para as resistências à penetração dinâmica ( $N_{spt}$ ), como também pelas suas classificações geotécnicas. Nesta ótica, passamos a diferenciar cinco camadas, conforme apresentados na Tabela 2.

Para realizar o tratamento matemático através de análises estruturais pelo Método dos Elementos Finitos, são discretizadas as diferentes camadas formadoras do maciço de solo em função desta particular subdivisão e dos correspondentes módulos de deformabilidade. Os módulos de deformabilidade do solo não são uma constante, pois dependem do estado de tensões, da pressão confinante, do nível de deformações, da velocidade de aplicação das cargas, dentre outros fatores.

Os solos não são materiais elásticos, uma vez que até para pequenas intensidades de carregamentos, para as quais possam ser admitidas proporcionalidade entre tensões e deformações, cessadas as ações, as correspondentes deformações não regridem à conformação inicial. Devido a essa constatação alguns autores utilizam a denominação de módulo de deformabilidade ao invés de módulo de elasticidade.

Entretanto, segundo BARATA (1986), estes condicionantes não invalidam a aplicação da teoria da elasticidade aos solos, desde que a apropriação do referido módulo seja feita adequadamente. Este mesmo autor salienta que o módulo de deformabilidade, ou conforme por ele denominado módulo de elasticidade drenado  $E$ , quando para solos não saturados ou de compressibilidade rápida, pode ser correlacionado à resistência de ponta  $q_c$  do ensaio de penetração estática (CPT). Neste trabalho os mó-

dulos de deformabilidade. Na indisponibilidade do CPT, a partir de valores de resistência à penetração dinâmica do SPT, pode ser estabelecida correlação estatística de  $q_c$  com  $N_{SPT}$ .

TEIXEIRA (1993) apresenta estudo mais recente aplicando as correlações referidas por BARATA (1986) por meio das seguintes expressões:

$$E_s = \alpha \cdot q_c$$

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT}$$

onde

$E_s$  = módulo de deformabilidade

$q_c$  = resistência de ponta unitária, do ensaio de penetração estática (CPT);

$N_{SPT}$  = número de golpes caracterizando a resistência à penetração dinâmica (SPT);

$\alpha$  = constante em função do tipo de solo;

$K$  = coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária  $q_c$  do ensaio CPT e o número de golpes do SPT.

Neste trabalho aplicaram-se os coeficientes  $\alpha$  e  $K$  propostos por TEIXEIRA (1986), contemplando para  $\alpha$  valores típicos de 7 e 3 referidos, respectivamente, para argila silto-arenosa e areia siltosa. Para  $K$  foram adotados valores correspondendo a 0,20 MPa (200 kN/m<sup>2</sup>) e 0,70 MPa (700 kN/m<sup>2</sup>), guardada a mesma

correspondência anterior. Destaque-se que a aplicação do coeficiente  $\alpha = 3$  para areias conduz a  $E_s = 3 \cdot q_c$ , resultando em expressão comparável com as obtidas nas pertinentes correlações de SCHMERTMANN *et al.* (1978). Para as camadas de argila arenosa adotou-se o coeficiente de Poisson de 0,3 e para as camadas de areia fina a média este valor foi igual 0,4.

Para as estacas de concreto moldadas no local foram utilizadas as recomendações da norma brasileira para determinação das propriedades de interesse para análise em questão (Tabela 3).

#### 4 Tratamento Matemático por meio de Análises Estruturais pelo Método de Elementos Finitos

Foram realizadas análises numéricas (programa de elementos finitos SAP2000) em seis provas de carga em estacas escavadas com 0,20 m de diâmetro e comprimentos de fuste variando de 3,00 m a 5,30 m, possuindo as mais curtas 3,00 m (EC1 e EC2), as intermediárias 4,00 m (EC3 e EC4), e as mais profundas 5,20 m (EC5) e 5,30 m (EC6), todas executadas em concreto simples, com  $f_{ck28}$  especificado para 20,0 MPa.

As cargas máximas aplicadas respectivamente em cada estaca foram: EC1 = 240 kN; EC2 = 430 kN; EC3 = 430 kN; EC4 = 420 kN; EC5 = 450 kN e EC6 = 470 kN.

**Tabela 2** – Determinação dos módulos de deformabilidade para o material de fundação.

Camada	Prof. (m)	NSPT	Material	$\alpha$	K (kN/m <sup>2</sup> )	Es(kN/m <sup>2</sup> )
1	1	11	argila arenosa	7	200	15400
	2					
2	3	10,5				14700
3	4	14,5				
	5					
4	6	33				69300
5	7	50	areia de fina a média	3	700	
	6					

**Tabela 3** – Características do concreto das estacas ABNT NBR 6118 (2007).

Parâmetros	Valores	
fck (resist. caracter. à compressão a 28 dias)	20 MPa	
fct,m (resistência à tração)	$fct,m = 0,3 \cdot fck^{2/3}$	2,21 MPa
$\gamma$ (peso específico do concreto simples)	24 kN/m <sup>3</sup>	
$\nu$ (coeficiente de Poisson)	0,2	
Ecs (módulo de elasticidade secante)	$Ecs = 0,85 \cdot Eci$	21.287,37 MPa
Eci (módulo de deformação tangente inicial)	$Eci = 5.600 \cdot fck^{1/2}$	25.043,96 MPa
Gs (módulo de elasticidade transversal)	$Gs = 0,4 \cdot Ecs$	8.515 MPa

A Figura 2 apresenta as curvas carga-recalque para as referidas estacas (NIENOV, 2006). O estudo elaborado completo será apresentado somente para a estaca EC4, destacando-se que as correlações e convergências obtidas entre os resultados teóricos e experimentais para este elemento extrapolam-se também para os demais.

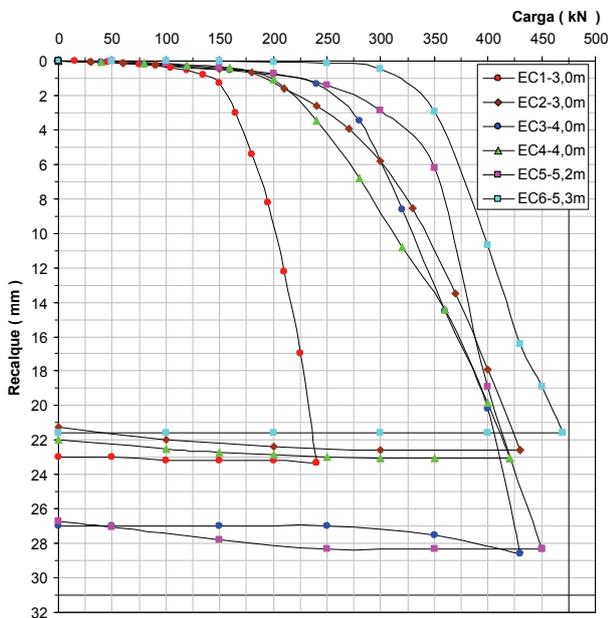


Figura 2 – Curva carga-recalque das estacas ensaiadas (NIENOV, 2006).

#### 4.1 Modelagem estrutural concebida

Destaque-se novamente que na modelagem estrutural as estacas e o solo foram tratados como formados por elementos sólidos tridimensionais, caracterizados por possuírem oito ou seis nós, cada nó contemplando seis graus de liberdade (translações e rotações segundo os eixos globais e locais). Exceção-se os nós que simulam os vínculos externos rígidos na região que caracteriza o limite inferior do maciço, assim associado, dada sua conformação geotécnica, como supostamente indeslocável. Para estes foram assumidas condições de engastamento, proporcionadas através das restrições de todos os seus graus de liberdade.

As análises consideram cada estaca envolvida em um maciço de solo cilíndrico limitado horizontalmente por 2 m de raio e possuindo altura de 8 m. A escolha do raio guarda uma relação de significância da ordem de vinte vezes o diâmetro da estaca quanto a influências horizontais de tensões. Por sua vez, a altura, correspondendo à profundidade do maciço, relaciona-se com a consideração de limite inferior supostamente indeslocável, estando o solo estratificado em cinco distintas camadas.

A partir de subdivisão apresentada na Tabela 2, encontram-se discretizadas nas Figuras 3, 4, 5 e 6 as diferentes camadas formadoras do maciço de solo em função das características geotécnicas e correspondentes módulos de deformabilidade. Estas camadas foram modeladas como um meio elástico-linear, semi-infinito, homogêneo e isotrópico. Estas considerações também foram assumidas na modelagem das estacas.

As Figuras 3 e 4 apresentam tridimensionalmente vistas em transparência para a composição adotada na discretização. Na Figura 3 tem-se uma isométrica e na Figura 4 uma vista superior.



Figura 3 – Vista isométrica em transparência da discretização.

A Figura 5 mostra em perspectiva isométrica sólida a modelagem do conjunto, destacando cromaticamente as cinco camadas formadoras do maciço de solo envolto à estaca. Por sua vez, a Figura 5 fornece uma vista contemplando corte vertical que traspasa o maciço em posição diametral. Ali se apresentam novamente as diferentes camadas de solo e destaca-se junto ao núcleo o posicionamento da estaca.

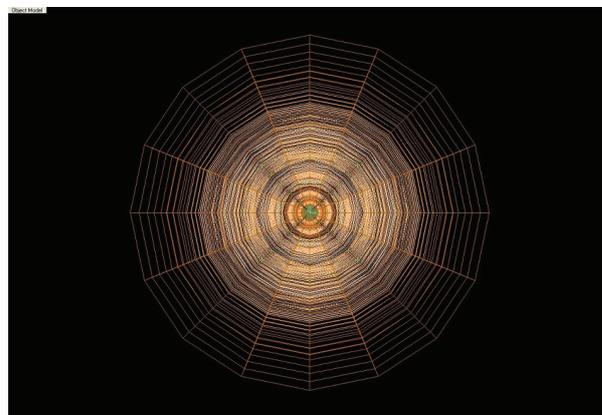
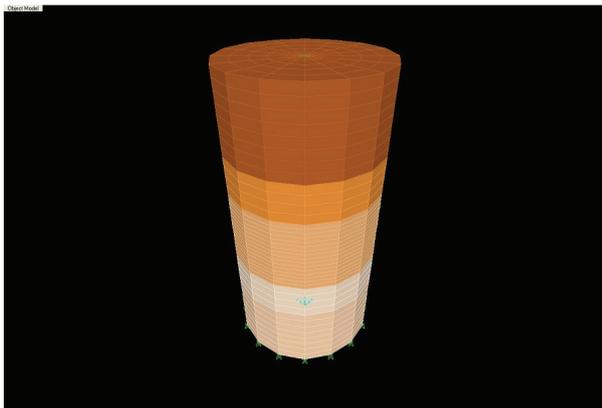
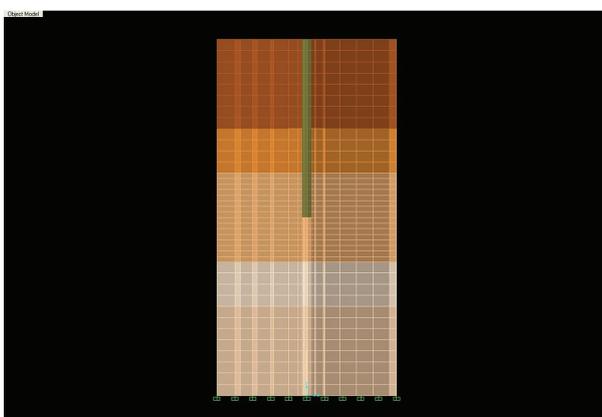


Figura 4 – Vista perspectiva superior em transparência da discretização.



**Figura 5** – Perspectiva isométrica sólida da modelagem do conjunto.



**Figura 6** – Vista em corte vertical traspassando o maciço em posição diametral.

A Tabela 4 elaborada nas análises numéricas fornece algumas propriedades mecânicas básicas referentes aos materiais utilizados na modelagem. Os critérios para as determinações de algumas destas propriedades foram descritos anteriormente.

#### 4.2 Combinações de carregamentos

De acordo com NIENOV (2006) as provas de

carga realizadas nas estacas seguiram conformidade com a ABNT NRB 12131 (1991) – Estacas – Prova de carga estática, que visa fornecer elementos para avaliar o comportamento carga-recalque e estimar as características de capacidade de carga. Nas execuções dos ensaios as estacas foram carregadas até o máximo permitido pelo macaco hidráulico, valor este superando a duas vezes a carga de trabalho destas. Os ensaios foram executados com carregamento lento, também chamado de SM ou SML (*Slow Maintained Load Test*), conforme descrito por MILITITSKY (1980)

Para estaca EC1 (3,00 m) os incrementos de carga foram de 15 kN e a carga máxima aplicada correspondeu a 240 kN. Para a estaca EC2 (3,00 m), os incrementos de carga foram de 30 kN e a carga máxima aplicada de 430 kN. Nas estacas EC3 e EC4 (4,00 m) os incrementos de carga foram de 40 kN e as cargas máximas aplicadas de 430 kN para EC3 e de 420 kN para EC4 (estaca para qual estão apresentados os resultados das análise numéricas neste trabalho).

Os incrementos de carga para as estacas EC5 (5,20 m) e EC6 (5,30 m) foram de 50 kN e as cargas máximas aplicadas corresponderam a 450 kN para EC5 e 470 kN para EC6.

Neste trabalho encontram-se demonstradas as respostas obtidas para a ação de carga máxima, que no caso específico da estaca EC4 corresponde a uma compressão equivalente a 420kN, aplicada verticalmente no topo. Na composição dos carregamentos estão também considerados os pesos específicos da estaca e do solo envolto a ela, apropriados conforme valores definidos nas Tabelas 1 e 3, quais sejam: estaca = 24kN/m<sup>3</sup>; argila silto-arenosa = 19,2 kN/m<sup>3</sup> e areia siltosa = 20,0 kN/m<sup>3</sup>.

As análises consideram uma resposta linear do conjunto solo-estaca, admitindo-se, conforme já destacado, um comportamento elástico para o mesmo. É também admitida a hipótese de variação linear de tensões através das espessuras atribuídas aos elementos.

**Tabela 4** – Algumas propriedades mecânicas referentes aos materiais modelados (Fonte: programa computacional SAP2000).

**TABLE: Material Properties 02 – Basic Mechanical Properties**

Material	Unit Weight	Unit Mass	EI	G12	U12	A1
Text	kN/m <sup>3</sup>	kN-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	Unitless	1/C
CONC	24,0	2,4473	21287370	8869737,5	0,2	0,0000099
MAT1	19,2	1,9572	15400	5923,08	0,3	0,0000117
MAT2	19,2	1,9572	14700	5653,85	0,3	0,0000117
MAT3	19,2	1,9572	20300	7807,69	0,3	0,0000117
MAT4	20,0	2,0387	69300	24750	0,4	0,0000117
MAT5	20,0	2,0387	105000	37500	0,4	0,0000117

### 4.3 Análises numéricas utilizando o programa computacional SAP2000

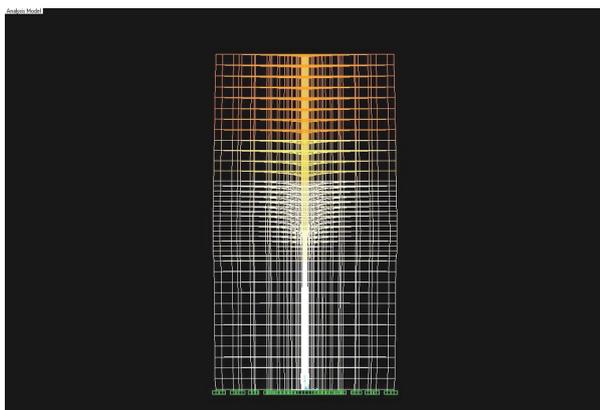
A seguir são apresentados as figuras e trechos de relatórios gerados no processamento das análises numéricas. Os resultados interpretados concentram-se principalmente nos deslocamentos e rotações nodais dos elementos formulados, nas variações de tensões normais ao longo do fuste da estaca, nas tensões de contato solo-estaca para fuste e ponta, como também nas solicitações resultantes no solo de entorno.

#### 4.3.1 Análises das deformações

As Figuras 7 e 8 apresentam, respectivamente, vistas laterais global e setorizada traduzindo as deformações do conjunto solo-estaca, estando este submetido à combinação de 420 kN aplicados no topo da estaca, agregados dos pesos próprios dos materiais componentes (solo e estaca).

Observe-se que as deformações verticais no maciço de solo aumentam concentricamente do perímetro externo para a estaca, variando as disposições nodais das faces superiores e inferiores dos elementos finitos em convergência na formação de superfícies parabólicas, com deslocamentos acentuando-se nas proximidades da estaca.

Saliente-se também que estes deslocamentos verticais nodais, quando comparados entre si cada elemento finito superposto, aumentam com a profundidade até níveis da região de ponta da estaca, onde assumem seus valores máximos. A partir daí as deformações passam a diminuir, praticamente zerando ao atingirem limite inferior supostamente indeslocável, assim considerada região iniciada a 8 m da superfície.



**Figura 7** – Vista lateral das deformações do conjunto solo-estaca.

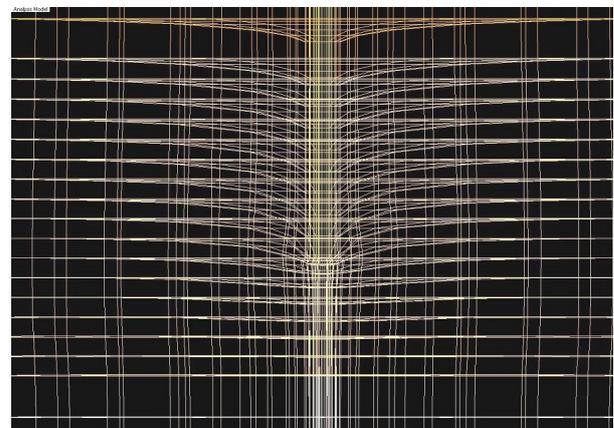
As deformações horizontais pouco se fazem sentir no entorno do fuste da estaca até a pro-

fundidade de 3 m. A partir desta começam a destacar-se deslocamentos nodais horizontais no sentido de afastamento do fuste, evoluindo, igualmente aos verticais, até máximos localizados na região de ponta da estaca. Assim como no caso dos deslocamentos verticais, a partir da ponta as deformações horizontais vão novamente convergindo para condições de deslocamentos menores, dispondo-se na condição de nós praticamente imobilizados a partir dos 8 m de profundidade.

A região do solo que agrega concomitantemente significativos deslocamentos verticais e horizontais nas proximidades da estaca pode ser considerada como a compreendida na faixa de 1 m acima e 1 m abaixo da ponta deste elemento. Esta faixa de solo localizada entre 3 e 5 m de profundidade, coincide com a denominada “camada 3”, classificada como argila silto-arenosa,  $N_{SPT}$  médio = 14,5 e módulo de deformabilidade igual a 20,3 MPa, estando limitada inferiormente pelo início da camada de areia siltosa.

Observa-se na Figura 8, uma ampliação da região de entorno à ponta da estaca localizada na camada 3. Fica evidenciado que as deformações acentuam-se ainda mais diferenciadamente em uma zona compreendendo amplitude volumétrica da ordem de duas vezes o diâmetro da estaca a partir de sua ponta, ou seja, referencial de maior influência igual a 0,40 m.

Conforme apresentado a seguir, a simultaneidade caracterizada pela presença de máximas deformações multidirecionais na mesma região está relacionada com a formação do bulbo de concentração de tensões originado no entorno à ponta da estaca. Os deslocamentos verticais estão associados a tensões de compressão e os horizontais a tensões de tração, estando a ortogonalidade entre tensões caracterizada pela teoria das tensões principais em meio supostamente homogêneo e isotrópico.



**Figura 8** – Vista ampliada das deformações do conjunto solo-estaca na região ao entorno da ponta.

Finalizando o tópico relacionado às deformações, considerada a combinação de carregamentos supracitada, constata-se por meio da análise numérica um deslocamento vertical descendente na parte superior da estaca equivalente a 0,0234 m (23,4 mm). A correspondente deformação encontrada na ponta da estaca equivale a 0,0214 m (21,4 mm).

A diferença a menor de 0,002 m (2,0 mm) constatada na ponta do elemento estrutural está atribuída ao encurtamento elástico do mesmo, uma vez estar a estaca submetida a tensões de compressão.

NIENOV (2006) no ensaio de prova de carga para a estaca EC4, o recalque médio obtido foi de 23,1 mm para uma carga de 420kN, conforme apresentado na Figura 2.

Portanto fica evidenciada, com a validação experimental, a significativa convergência entre o resultado teórico e o apurado através do ensaio. A Tabela 5 retomada da análise numérica apresenta os deslocamentos calculados para os nós 649 e 1.297, respectivamente correspondendo aos pontos centrais inferior e superior da estaca.

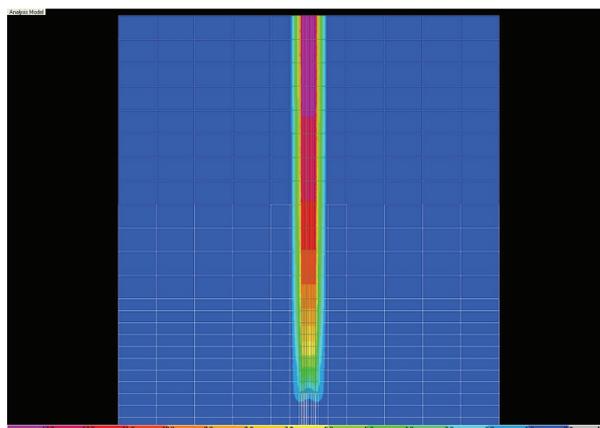
#### 4.3.2 Análises das tensões

Por intermédio do estudo numérico das tensões estão analisadas as variações das sollicitações normais ao longo do fuste da estaca, as tensões de contato solo-estaca para fuste e ponta, bem como o universo de tensões resultantes no solo de entorno.

As Figuras 9, 10 e 11 apresentam diagramas caracterizando gradientes volumétricos para isotensões principais de compressão, os quais, por motivos didáticos, estão representados em corte vertical diametral no maciço.

A Figura 9 mostra o conjunto solo-estaca até profundidade pouco abaixo da ponta do elemento estrutural. Identifica-se principalmente nesta figura a variação das tensões principais de compressão nas seções transversais da estaca ao longo da extensão do fuste. Identificam-se também nesta figura as transferências das tensões principais de compressão atuantes nas seções transversais da estaca para o solo de entorno, mobilizando nestes esforços que são transmitidos por meio de mecanismo gerado pelas

tensões de contato solo-estaca, dentre estas, salientando-se principalmente as resultantes do atrito lateral entre o solo e o fuste.



**Figura 9** – Variação das tensões principais de compressão na seção transversal da estaca ao longo da extensão do fuste.

Numericamente, ratificando os valores demonstrados na Figura 9, constatam-se nas seções transversais do topo até a ponta da estaca, tensões principais de compressão médias atuantes e decorrentes forças equivalentes, verificadas didaticamente a cada 0,50 m de profundidade, conforme Tabela 6.

A partir das tensões principais de compressão médias, foi obtida a variação na força de compressão equivalente atuante em cada seção transversal da estaca analisada ao longo do fuste. Estes correspondentes valores encontram-se apresentados na quarta coluna da Tabela 6. A diminuição gradativa nesta força de compressão, caracterizada no sentido do topo à ponta do elemento, justifica-se, conforme já destacado, na transferência das tensões de compressão atuantes nas seções transversais do fuste para o solo de entorno. Neste último mobilizam-se esforços que são transmitidos através de mecanismo gerado pelas tensões de contato solo-estaca, dentre estas, principalmente as resultantes do atrito lateral entre o solo e o fuste.

A Tabela 7 apresenta numericamente as variações das tensões de contato solo-estaca e as

**Tabela 5** – Deslocamentos calculados para os nós 649 e 1.297 (Fonte: Programa computacional SAP2000 Advanced 11.0.0).

TABLE: Joint Displacements							
Joint	Output Case	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	m	m	m	radians	radians	radians
649	COMB1	-5,813 <sup>-15</sup>	-5,049 <sup>-15</sup>	-0,02128	0	0	0
1297	COMB2	-2,537 <sup>-14</sup>	-2,166 <sup>-14</sup>	-0,02340	0	0	0

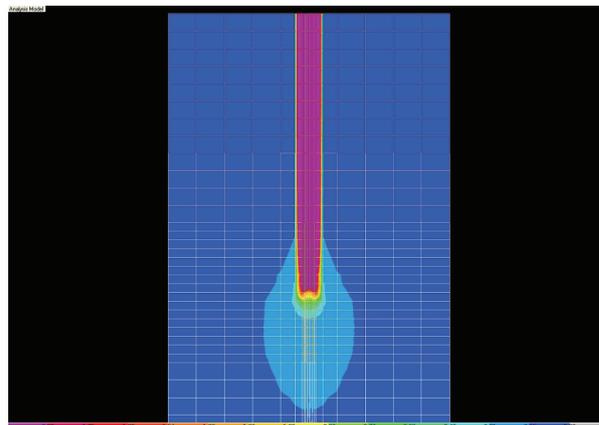
respectivas forças equivalentes, quantificando os totais pertinentes.

Na ponta da estaca, verifica-se que a compressão de 66,05 kN atuante na base (ver Tabela 6), adicionada à força total resultante das tensões de contato solo-estaca equivalente a 353,95 kN (ver Tabela 7) resulta na carga de trabalho aplicada, qual seja: 420,00 kN, caracterizando-se a transferência supracitada. Esta mesma aferição traduz-se pertinente em cada seção transversal do fuste.

Analisando-se os resultados demonstrados na Tabela 7, fica evidenciada uma variação incremental nas tensões de contato na medida em que a profundidade aproxima-se da ponta da estaca em estudo, assumindo valores significativamente maiores no último metro (Camada 3, classificada como argila arenosa,  $N_{SPT}$  médio = 14,5, módulo de deformabilidade  $E_s = 20.300 \text{ kN/m}^2$ ). Observando-se a estratificação do solo em questão, pode-se afirmar que o aumento das tensões de contato solo-estaca guarda razão direta com o respectivo aumento do módulo de deformabilidade da correspondente camada do maciço.

Referindo-se agora à concentração de tensões na região de entorno à ponta da estaca, constata-se ali um comportamento diferenciado, o que pode ser

avaliado na mobilização das tensões principais de compressão apresentadas nas Figuras 10 e 11, estando evidenciado um bulbo de pressões. A Figura 10 mostra o destaque do bulbo em relação ao comprimento total do fuste, apresentando-se na Figura 11 uma ampliação setorizada para estas tensões originadas na região de entorno à ponta da estaca.



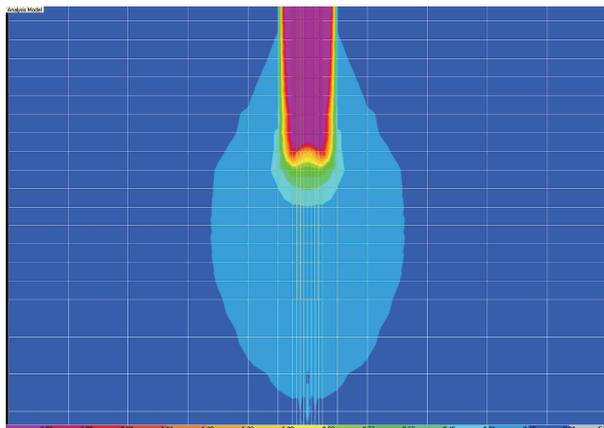
**Figura 10** – Concentração das tensões principais de compressão na região da ponta da estaca (formação do bulbo de pressões).

**Tabela 6** – Variações das tensões principais de compressão médias e forças equivalentes

Profundidade (m)	Tensão principal de Compressão média (kN/m <sup>2</sup> )	Área seção transversal da estaca (m <sup>2</sup> )	Força equivalente na seção (kN)
0,00	13.713,89	0,030616	420,00
0,50	13.401,22		410,29
1,00	13.083,30		400,56
1,50	12.613,82		386,18
2,00	12.000,89		367,42
2,50	10.809,90		330,96
3,00	9.684,70		295,30
3,50	6.684,7		204,66
4,00	2.157,38		66,05

**Tabela 7** – Variações das tensões de contato solo-estaca médias e forças equivalentes

Profundidade (m)	Tensão de contato média (kN/m <sup>2</sup> )	Área periférica do fuste (m <sup>2</sup> )	Força equivalente (kN)
0,00 a 0,50	30,9078	0,31416	9,71
0,50 a 1,00	30,9715	0,31416	9,73
1,00 a 1,50	45,7729	0,31416	14,38
1,50 a 2,00	59,7148	0,31416	18,76
2,00 a 2,50	116,0555	0,31416	36,46
2,50 a 3,00	113,5090	0,31416	35,66
3,00 a 3,50	288,5154	0,31416	90,64
3,50 a 4,00	441,2083	0,31416	138,61
Totais	1,126.6552	2,51328	353,95



**Figura 11** – Concentração das tensões principais de compressão na região da ponta da estaca (formação do bulbo de pressões) – vista setorizada.

## 5 Conclusões

Das simulações numéricas desenvolvidas por meio da aplicação do Método dos Elementos Finitos, considerando-se as diferentes camadas formadoras do maciço de solo discretizadas em função de suas particulares classificações geotécnicas e correspondentes módulos de deformabilidade, estando cada camada modelada como meio elástico-linear, semi-infinito, homogêneo e isotrópico, características também assumidas na modelagem do concreto das estacas, conclui-se:

- 1) As respostas contemplaram significativas convergências entre os resultados teóricos e os apurados por meio dos ensaios.
- 2) No contexto analisado, fica validada a estimativa dos recalques e tensões atuantes no conjunto solo-estaca a partir da aplicação da teoria da elasticidade, sendo de fundamental importância no processo as adequadas obtenções dos módulos de deformabilidade para as respectivas camadas formadoras do maciço.

## Agradecimentos

Os autores agradecem ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Maria pelo apoio no desenvolvimento do programa experimental.

## Abstract

This work presents a study on interaction

soil-pile through the use of the Finite Element Method, being simulated the behavior for piles of small diameter executed in molded concrete in the place, without rigid upper block and built by system using helical mechanical trade, being subject exclusively to the action of vertical loads of compression. For such, numeric simulations were developed starting from the program of finite element SAP2000 Advanced 11.0.0 (Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures), validated in this study through comparisons with results of rehearsals of load proofs accomplished *in situ* in the campus of Santa Maria's Federal University – UFSM, Santa Maria, RS, Brazil. Through the resolution of FEM they were obtained the displacements and rotations nodes for each formulated element, the variations of normal tensions along the shaft of the pile, the tensions of contact soil-pile for shaft and tip, as well as the resulting requests in the soil around.

**Keywords:** numeric simulation; interaction soil-pile; Finite Element Method.

## Referências Bibliográficas

- ALONSO, U. R. *Previsão e Controle das Fundações*. São Paulo: Blücher, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Concreto – Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento: NBR 6118*. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Estacas – Prova de carga estática: NBR 13131*. Rio de Janeiro, 1992.
- BARATA, F. E. *Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com consideração da rigidez da estrutura*. Tese de Concurso para Professor Titular do Departamento de Construção Civil do Setor de Geomecânica da EEUFRJ. Rio de Janeiro, 1986.
- EMMER, R. *Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM*. Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSM. Santa Maria, 2004.
- MIOZZO, L. G. *Estudo do comportamento de sapatas de concreto armado assentes sobre solo sedimentar da região de Santa Maria*. Dissertação (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria. 2007.
- MIOZZO, L. G.; PINHEIRO, R. J. B., SOARES, J. M. D. *Provas de carga em sapatas de concreto armado*

*assentes em solo sedimentar da região de Santa Maria-RS*. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 2008, São Paulo. **SEFE VI**. ABEP, 2008. p. 1 – 10.

NIENOV, A. F. *Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na Região de Santa Maria*. Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSM. Santa Maria, 2006.

NIENOV, F. A., PINHEIRO, R. J. B., SOARES, J. M. D. *Desempenho dos métodos de previsão da capacidade de carga para estacas escavadas de pequeno diâmetro na região de Santa Maria-RS/Brasil* In: XXXIII

Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Santiago. 2008, p. 1 – 8.

SOARES, J. M. D., RUSSI, Daniel, PINHEIRO, R. J. B. *Ensaio de placa em solo do Campo Experimental da UFSM*. **XIV COBRAMSEG**, Búzios, 2008. p. 1364 – 1369.

TEIXEIRA, A. H. *Fundações rasas na baixada Santista. Solos do Litoral de São Paulo*. São Paulo, 1993.

SCHMERTMANN, J. H., HARTMAN, J. P., BROWN, P. R. *Improved Strain Influence Factor Diagrams*. JGED, ASCE, 1978.

MILITITSKY, J. *Large Bored Pile in Clay – Design and Behavior*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, University of Surrey, Surrey, 1980.