

Investigação Numérica do Comportamento da Fundação de uma Torre de Telecomunicações em São Paulo

Tiago de Jesus Souza

Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), São José dos Campos, Brasil, tiagojs@ita.br

David Americo Fortuna Oliveira

Jacobs/University of Wollongong, Sydney, Austrália, dafo407@gmail.com

Dimas Betioli Ribeiro/ Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), São José dos Campos, Brasil, dimas@ita.br

RESUMO: Apresenta-se neste artigo discussões de estratégias para uma simulação com elementos finitos das fundações de uma torre de telecomunicações. Tal estudo foi motivado pelo atual cenário brasileiro, em que a implantação de novas tecnologias, tais como a expansão dos serviços de telefonia celular, requer o acréscimo de antenas em torres de telecomunicações preexistentes, acarretando no aumento de cargas na fundação. A torre em estudo está situada no município de São Paulo - SP, possui fundação do tipo tubulão com 2,3 m de diâmetro executado a céu aberto e sem base alargada. Dois casos principais são comparados, o primeiro associando um bloco de coroamento ao tubulão e o segundo sem bloco de coroamento. É demonstrado que o bloco de coroamento tem relevante influência na capacidade global da fundação, tanto lateral como vertical, sendo também incluídos no estudo detalhes da interação do bloco de coroamento com o tubulão.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações, Tubulão, Bloco de Coroamento, MEF

1 INTRODUÇÃO

Sendo a fundação uma parte essencial da funcionalidade de uma estrutura, faz-se necessária uma avaliação do seu desempenho. Devido à expansão dos serviços de telefonia celular no Brasil e implantação de novas tecnologias é comum que as operadoras solicitem o acréscimo de antenas nas torres de telecomunicações, implicando em novas cargas na estrutura. A correta escolha do método de cálculo para a capacidade de carga última do elemento de fundação vem em decorrência da experiência e do julgamento dos profissionais envolvidos no problema. Há na literatura diversos métodos existentes para o cálculo da capacidade de carga de fundações sujeitas a momento fletor e força horizontal. A análise da interação entre os elementos estruturais e o solo de fundação em torres, é geralmente ignorada em trabalhos da literatura. Neste contexto, considera-se que este trabalho poderá ser

utilizado como um exemplo de roteiro por projetistas que desejem incluir análises por elementos finitos em seus projetos a partir de dados de SPT. Além disto, os resultados apresentados contribuem para o melhor entendimento do comportamento de fundações tracionadas e preenchem a lacuna que existe na literatura de simulações mais rigorosas deste tipo de problema. As ações que atuam nas estruturas de telecomunicações são basicamente compostas por uma parcela de cargas permanentes (devido ao peso próprio da torre, fundação e equipamentos instalados) e uma parcela de cargas variáveis provenientes da ação do vento sobre a estrutura vertical e equipamentos instalados.

É apresentada a seguir uma breve concepção das diferentes metodologias para avaliar o comportamento de fundações.

1.1 Métodos Analíticos

Para fundações sujeitas a esforços de momentos fletores, bem como esforços horizontais, vários métodos de cálculo são propostos na literatura. Miche (1930) propõe um método de cálculo para solo arenoso com força horizontal atuando no topo da estaca. Matlock e Reese (1961) propõem uma metodologia para solos arenosos também, contudo, com força horizontal e momento atuando no topo da estaca, simultaneamente.

Duncan, Evans e Ooi (1994) propuseram um método para argilas e areias, com força horizontal e momento atuando no topo da estaca, simultaneamente ou não. Broms (1964) propôs um método de cálculo para areias e argilas, com força horizontal atuando no topo. Davisson e Robinson (1965) propuseram um método de cálculo para areias e argilas, com força horizontal, vertical e momento atuando no topo da estaca. Hetenyi (1946) propôs um método para argilas, com força horizontal e momento atuando no topo da estaca. Há também o Método Russo, muito utilizado para tubulões curtos, com força horizontal, vertical e momento atuando no topo da estaca (Ordujanz, 1954).

1.2 Utilização de Elementos Finitos

Com o desenvolvimento dos computadores, o método dos elementos finitos (MEF) tem ganhado destaque no campo de projetos, sendo o mais utilizado entre os métodos numéricos existentes. Carter et al. (2000), Chaudhari e Chakrabarti (2012), aplicaram o MEF para resolver problemas de fundações. Desde então só uma crescente e acelerada utilização do método vem acontecendo.

Vários programas comerciais de computador têm sido desenvolvidos para a análise de fundações com o MEF, entre os que se podem citar o programa MIDAS. Potts e Zdravkovic (2001) utilizou o MIDAS para uma análise tridimensional do comportamento de fundações em um solo argiloso e Tochrans et al. (1991) utilizou o MIDAS para obter a curva carga recalque obtida numericamente e compara-la com a curva obtida por metodologia teórica.

1.3 Considerações de Modelagem

De acordo com Randolph, (1981) um modelo muito utilizado para a condução dos estudos geotécnicos é o elástico linear com ruptura de Mohr-Coulomb, o qual pode ser estimado com as devidas limitações a partir de ensaios de campo, a exemplo do SPT.

A partir dos resultados das simulações, é possível avaliar a análise da influência de cada parâmetro de entrada sobre a resposta do conjunto solo-elemento de fundação, em termos de carga horizontal atingida, deflexão do elemento de fundação e deformações do solo, para cada geometria. Matsuoka e Nakai (1985), Nakai (2013), chegaram à conclusão de que os parâmetros que apresentam maior influência numa modelagem numérica para fundações são: coesão aparente, módulo de Young e ângulo de atrito interno. A partir desta premissa, para cada geometria se estabelece uma lei de comportamento para a fundação submetida ao momento que relaciona a carga horizontal com um fator de parâmetros que agrega as variáveis mais influentes, contemplando as características coesivo-friccionais do solo.

De acordo com Wittle e Davies (2006), para condição não drenada, o modelo convencional de Mohr-Coulomb não representa bem o comportamento do solo particularmente moles. O exemplo clássico da utilização desse modelo para condição não drenada é o caso da ruptura do Nicol Highway, no qual utilizou-se o modelo de Mohr-Coulomb com parâmetros efetivos que sobre-estimaram a capacidade do solo (Wittle e Davies (2006) devido a deficiência do modelo em capturar o desenvolvimento de excesso de poro-pressões devido a processos concomitantes e acoplados de compressão e cisalhamento.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Características Geológico-Geotécnicas da Área de Estudo

O solo presente neste local é predominantemente silte argilo-arenoso, apresenta consistência mole nos primeiros metros de profundidade e atinge consistência média aos 10 metros, com número de SPT (Standard Penetration Test) geralmente acima de 10 (Gandolfo et al., 2015). A figura 1 mostra a vista geral do local.



Figura 1. Foto de satélite da região. Fonte: Google Earth (abril/2018).

Para a estimativa do valor de coesão quando não se dispõem de resultados de ensaios de laboratório, para solos brasileiros Godoy e Teixeira (1996) sugerem a seguinte correlação com o índice de resistência à penetração (N) do SPT:

$$C = 10 \times N_{SPT} \text{ (KPa)} \quad (1)$$

Adotou-se a coesão de 15 kPa.

Para a adoção do ângulo de atrito interno da areia, utilizou-se a proposta do Godoy e Teixeira (1996) que menciona a seguinte correlação empírica com o índice de resistência à penetração (N) do SPT:

$$\phi = 28^\circ + 0,4N_{SPT} \quad (2)$$

Enquanto Teixeira (1996) utiliza:

$$\phi = \sqrt{(20N_{SPT})} + 15^\circ \quad (3)$$

O valor adotado nesse estudo foi de 20 graus que é um pouco menor se calculado com base nas equações propostas na literatura deixando a favor da segurança. O peso específico efetivo do solo pode ser a partir dos valores aproximados da proposta de Godoy e Teixeira (1996), em função da consistência da argila e da compactidade da areia, respectivamente. O valor adotado foi de $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$. Não se dispondo de ensaios de laboratório nem de prova de cargas sobre placa para a determinação do módulo de deformabilidade do solo (E_s), podem ser utilizadas correlações com a resistência de ponta com do cone (q_c) ou com índice de resistência à penetração (N) da sondagem SPT, como, por exemplo, as apresentadas por Godoy e Teixeira (1996):

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (4)$$

Em que α e K são coeficientes empíricos dados em função do tipo de solo e pode ser visto em Godoy e Teixeira (1996). Essa metodologia é aplicada para solos brasileiros. Para o caso em estudo adotou-se $E = 5000 \text{ kN/m}^2$

2.2 Características da Estrutura/Fundação

A torre metálica de 40 m de altura possui 4 pés apoiados em um único bloco conforme indica a figura 2.



Figura 2. Vista frontal da base da torre.

A fundação é do tipo tubulão a céu aberto, com 2,30 m de fuste, sem abertura de base e profundidade de 8 m. A figura 3 indica a locação da fundação.

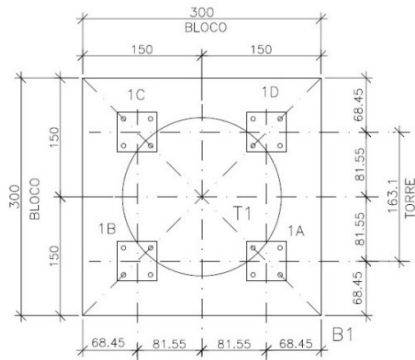


Figura 3. Croqui esquemático da Fundação.

2.3 Características dos Carregamentos

Com base no peso próprio da torre, bem como no peso de cada equipamento instalado e no vento, foi possível estimar os esforços atuantes na fundação. Por se tratar de uma torre de base quadrada, a direção de vento avaliada para o cálculo das reações na Fundação foi de 45 graus em relação à estrutura. O resumo das reações no pé da torre com as combinações de vento, são apresentadas na tabela 1.

Tabela 1. Reações máximas características atuantes na fundação.

Momento máximo	Peso total	Horizontal máxima
1588,06kN.m	75,87kN	66,07kN

Foram aplicadas as forças Fx, Fy e Fz em cada um dos nós (1a, 1b, 1c e 1d) que representa os pés da torre (Figura 3).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Cálculo dos Deslocamentos pelo Método da Mola

Para a modelagem do tubulão em profundidade, consideraram-se apoios elásticos do tipo Winkler e chegou-se a um deslocamento de 2,72 cm. O modelo utilizado foi montado no software Ftool e é apresentado na figura 4.

Com base nesta metodologia o passo seguinte foi a verificação da plastificação do solo em virtude das reações obtidas nas molas. Para que não ocorra a plastificação do solo, é necessário que a equação 5, abaixo, seja atendida.

$$R_{m\acute{a}x} \leq \frac{2 \cdot \sigma_p \cdot D \cdot \Delta_z}{FS} - \sigma_a \cdot D \cdot \Delta_z \quad (5)$$

Onde:

$R_{m\acute{a}x}$ = reação máxima possível [kN];

σ_a e σ_p = tensões horizontais médias ativa e passiva, respectivamente [kPa];

D e Δ_z = dimensão do fuste e espaçamento entre as molas, ambos em [m].

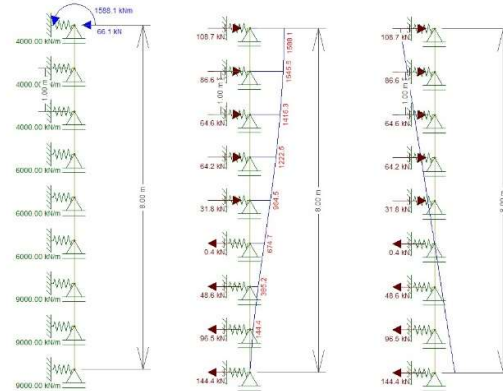


Figura 4. Modelo construído no software Ftool.

A tabela 2 apresenta os cálculos das tensões horizontais e o valor da reação máxima possível em profundidade.

Tabela 2. Reação máxima possível para evitar a plastificação.

CÁLCULO DOS EMPUXOS ATIVO E PASSIVO								
COTA	γ [kN/m³]	σ'_v [kN/m²]	k_a	c' [kPa]	σ'_a [kPa]	k_p	σ'_p [kPa]	$R_{m\acute{a}x}$ [kN]
102,13	16		0,490	15,00	-21,00	2,041	128,57	231,429
101,13	16	16,00	0,490	15,00	-13,16	2,041	152,09	273,765
100,13	16	32,00	0,490	15,00	-5,32	2,041	175,61	316,101
99,13	16	48,00	0,490	15,00	2,52	2,041	199,12	353,901
98,13	16	64,00	0,490	15,00	10,36	2,041	222,65	382,125
97,12	16	80,00	0,490	15,00	18,20	2,041	246,17	410,349
96,12	16	96,00	0,490	15,00	26,04	2,041	269,69	438,573
95,13	16	112,00	0,490	15,00	33,88	2,041	293,21	466,797
94,13	16	128,00	0,490	15,00	41,72	2,041	316,73	495,021
93,13	16	144,00	0,490	15,00	49,56	2,041	340,25	523,245
92,13	16	160,00	0,490	15,00	57,40	2,041	363,77	551,469
91,13	16	176,00	0,490	15,00	65,24	2,041	387,29	579,693
90,13	16	192,00	0,490	15,00	73,08	2,041	410,81	607,917
89,13	16	208,00	0,490	15,00	80,92	2,041	434,33	636,141
88,13	16	224,00	0,490	15,00	88,76	2,041	457,85	664,365

Onde:

k_a e k_p = Coeficientes de empuxo ativo e passivo respectivamente que é calculado em função do ângulo de atrito assumido como 20°;

σ'_v = Tensão vertical efetiva [kPa]

De acordo com os valores apresentados, não é necessário reduzir os valores dos coeficientes de mola, pois as reações ficaram abaixo dos limites máximos. Isto significa que não há plastificação do solo.

3.2 Verificação das Tensões pelo Método Russo

Conforme dito no item 2.1, um dos métodos sugeridos para verificação de tubulões (elemento rígido) carregados transversalmente e que será utilizado na análise da fundação apresentada neste artigo é o Método Russo. No Método Russo, pode-se considerar atuando no topo da estaca: momento fletor, força horizontal e vertical simultaneamente, mas, apenas, para estacas curtas. Tubulões também podem ser dimensionados por este método pois são considerados estacas curtas devido à sua relação diâmetro x comprimento os tornar elementos rígidos (inflexíveis). As formulações do método Russo, bem como as tabelas de parâmetros físicos já foram publicadas por Julio Timerman na Revista Estrutura nº 90 (1980). A figura 5 mostra a verificação da estabilidade do Tubulão pelo método Russo, para o carregamento da tabela 1. Esse cálculo foi implementado por meio de uma planilha eletrônica, conforme indica a figura 5 que mostra os deslocamentos (horizontal e vertical) e rotação do topo, o cálculo das tensões laterais (inclusive o ponto de tensão nula) e sob a base. O método russo prevê uma contenção lateral do tipo Winkler.

Como pode ser avaliado na figura 5, a fundação apresenta-se instável. Acredita-se que esse método analítico tem limitações, pois foi concebido para estacas curtas. Além disso, vale ressaltar que o coeficiente de reação vertical é constante ao longo da profundidade o que prejudica na avaliação completa da fundação em estudo. Se a análise for pautada no método Russo, percebe-se que já no primeiro carregamento a fundação necessita de reforço.

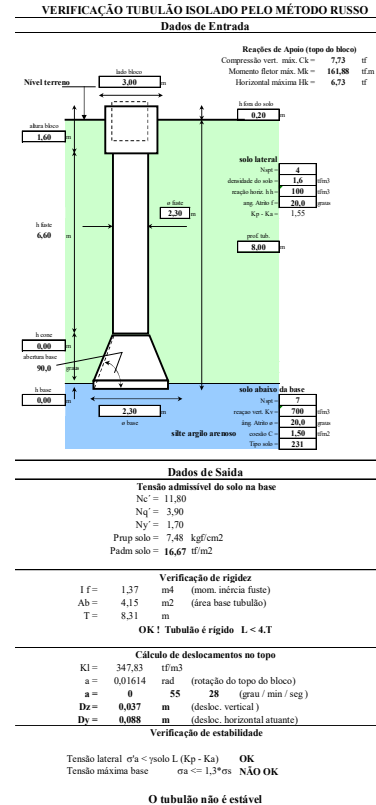


Figura 5. Cálculo da estabilidade do tubulão por meio de planilha eletrônica.

Dobrando-se o carregamento e utilizando a mesma metodologia analítica, calculada por planilha eletrônica, percebe-se na figura 6 que o tubulão não passou em nenhuma das verificações.

Para os casos apresentados nas figuras 5 e 6 o deslocamento total foi de 3,7 e 4 cm respectivamente.

3.3 Modelagem Numérica Via Elementos Finitos

3.3.1 Considerações Iniciais de Modelagem

Para a verificação do comportamento da fundação da torre em questão foram empregadas modelagens computacionais utilizando o software geotécnico GTS NX – Midas, versão 1.1, de 2016 que se baseia no Método dos Elementos Finitos (MEF).

A malha adotada foi a padrão do MIDAS GTS NX.

O MIDAS gera malhas tridimensionais com a seguinte quantidade de nós por elemento:

- Elementos tetraédricos: 4 ou 10 nós;
- Elementos hexaédricos: 8 ou 20 nós.

Para essa modelagem utilizou-se elementos de ordem mais baixa. O modelo construído teve 19.695 nós e 92.948 elementos.

O procedimento padrão adotado foi o de gerar um modelo com um refinamento preliminar de malha, apenas para verificar o funcionamento do modelo. Posteriormente, a malha foi refinada e os resultados verificados. Ressalta-se que a malha foi mais refinada na área de interesse (próximo ao tubulão) e menos refinada nas regiões periféricas.

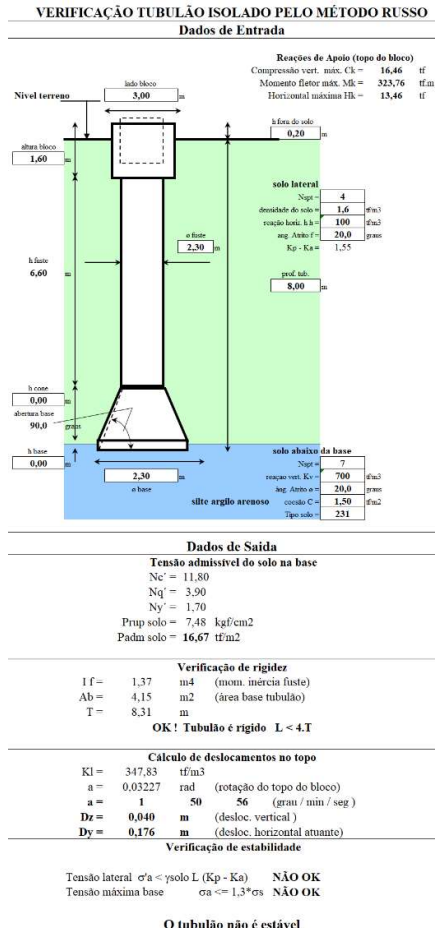


Figura 6. Cálculo da estabilidade do tubulão por meio de planilha eletrônica.

3.3.2 Características do Modelo

As análises foram realizadas considerando dois casos distintos, nos quais considerou-se a presença ou não do bloco de coroamento.

Os casos analisados são apresentados na tabela 3.

Os parâmetros geotécnicos do solo foram adotados em função dos relatórios de sondagens SPT realizadas no local. O solo foi simulado com comportamento elástico-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Os parâmetros geotécnicos empregados nas análises são apresentados na tabela 4.

Tabela 3. Casos considerados nas modelagens computacionais.

Caso	Comportamento do solo	Bloco de coroamento
1	Drenado	Com
2	Drenado	Sem

Tabela 4. Parâmetros geotécnicos empregados nas análises.

Comportament o do solo	γ (kN/m ³)	ν	$E_{inicial}$ (kN/m ²)	$E_{incremental}$ (kN/m ² /m)	c (kPa)	ϕ (°)
Drenado	16	0,3	5000	2000	15	20

No modelo de comportamento de Mohr-Coulomb implementado no programa Midas (2016) considerou-se o material isotrópico com comportamento linear-elástico até a superfície de plastificação, onde começam deformações plásticas não recuperáveis. O comportamento plástico depende da tensão de confinamento e é considerada a influência da tensão principal intermediária. Para o concreto foi adotado peso específico de 24 kN/m³, Coeficiente de Poisson de 0,1 e módulo de deformabilidade de 20 GPa.

Para todos os casos analisados, os carregamentos nas fundações, foram multiplicados por fatores de carregamento que variaram de 1 a 12 para os casos drenados. Foram aplicadas as forças F_x , F_y e F_z em cada um dos nós (1a, 1b, 1c e 1d) que representam os pés das torres (Figura 3).

Os resultados de cada um dos casos analisados são mostrados nos subitens a seguir.

3.3.3 Caso 1 (Com Bloco de Coroamento)

Conforme destacado anteriormente, o Caso 1 se refere à simulação numérica considerando o comportamento do solo drenado, com a presença do bloco de coroamento sobre o tubulão. Nas análises da forma foi considerada uma geometria para o modelo de solo. O modelo com superfície quadrada resultou em um domínio tridimensional de forma cúbica, conforme indica a figura 7.

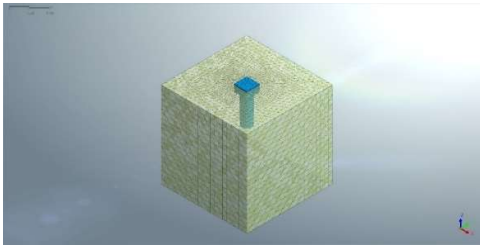


Figura 7. Modelo computacional utilizado para o Caso 1.

Para levar a cabo a calibração numérica do modelo foram realizadas inicialmente quatro análises. Na primeira análise de forma, estudou-se a geometria mais racional do domínio de solo. Na segunda análise de dimensões, estudou-se o tamanho mínimo do modelo para minimizar os efeitos de proximidade das bordas. Na terceira análise do tipo de elemento finito, foram estudadas diferentes topologias dos elementos finitos. Na quarta e última análise de densidade da malha, foram estudados diversos tamanhos dos elementos finitos. Uma vez completadas as simulações para a forma estudada, conclui-se que os resultados obtidos para as principais variáveis de interesse: tensão e deslocamentos conforme indicam as figuras 8 e 9. O fator de carregamento adotado é 1.

Nota-se com a figura 8 que os deslocamentos totais da fundação estão bem abaixo quando comparado com a metodologia analítica. Na grande maioria dos casos a estrutura entra em estado limite último de serviço antes do elemento de fundação atingir sua capacidade lateral última. Percebeu-se também que os valores de deslocamento estimado pelo método da mola resultaram altos quando comparados com a metodologia numérica.

Apresenta-se na figura 9 os resultados das tensões na base. Percebe-se que pela metodologia numérica o tubulão apresenta as tensões na base em conformidade o que dispensaria o reforço do tubulão. A modelagem foi feita considerando uma análise estática desprezando as forças de inércia ou massas do sistema. Não foi simulado o fenômeno de acoplamento hidro-mecânico considerando o comportamento do solo drenado e saturado, assim não são geradas variações na poropressão ao serem aplicados os carregamentos. Uma análise acoplada requer a definição de propriedades adicionais, tais como permeabilidade do solo, índice de vazios e poropressão inicial.

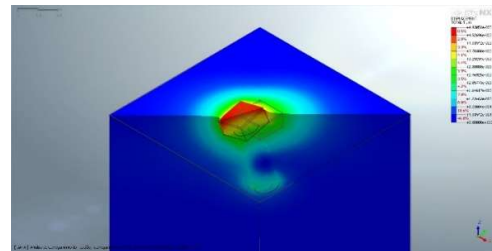


Figura 8. Deslocamentos totais da fundação para o Caso 1.

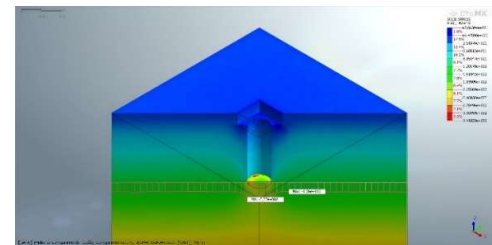


Figura 9. Tensões na base do tubulão para o Caso 1.

A fim de avaliar o comportamento da fundação para diferentes níveis de carregamento, fez-se um estudo com 1x, 3x e 7x e 12 x o carregamento. Nota-se com essa variação de carregamentos a evolução da plastificação do solo e chega-se à conclusão que para essas condições de carregamento o tubulão apresentou-se estável.

Os Fatores de Segurança foram estimados a partir de uma rotação admissível na fundação, a qual foi de 0,2°, conforme indica a figura 11. Por se tratar de uma verificação de estado limite último, o valor adotado para a rotação admissível é critério que varia de projetista para projetista.

Nota-se que o fator de segurança para essa condição ficou na ordem de 4.

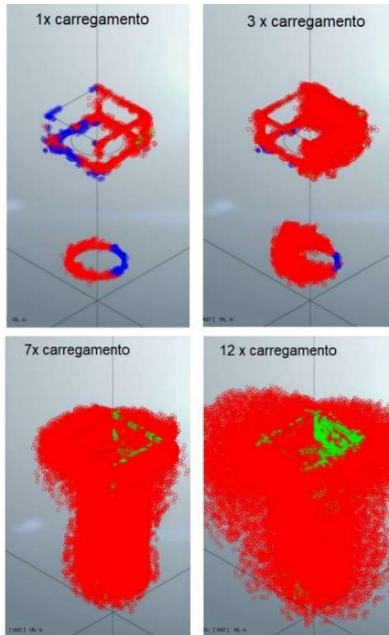


Figura 10. Evolução da plastificação do solo para carregamentos de 1, 3, 7 e 12x o carregamento para o Caso 1.

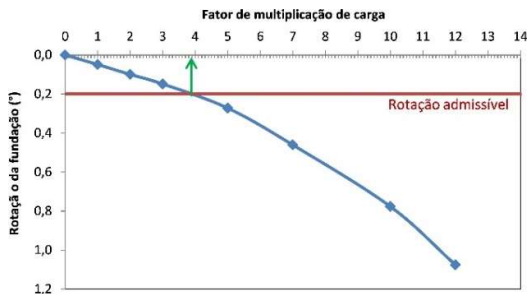


Figura 11. Curva carga x rotação para a estimativa do Fator de Segurança para o Caso 1.

3.3.4 Caso 2 (Sem Bloco de Coroamento)

Conforme destacado anteriormente, o Caso 2 se refere à simulação numérica considerando o comportamento do solo drenado, sem a presença do bloco de coroamento sobre o tubulão. Nas análises da forma foi considerada uma geometria para o modelo de solo. O modelo com superfície quadrada resultou em um domínio tridimensional de forma cúbica, conforme indica a figura 12.

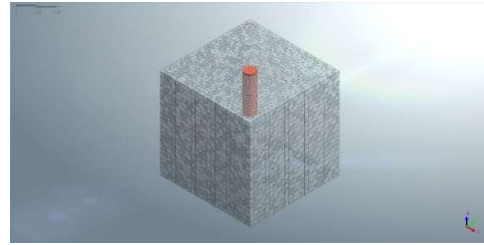


Figura 12. Modelo computacional utilizado para o Caso 2.

Para essa condição de análise, os deslocamentos totais da fundação, mesmo sem o bloco de coroamento, fizeram com que a fundação também continuasse numa condição muito mais favorável quando comparada com a metodologia analítica, conforme pode ser visto na figura 13.

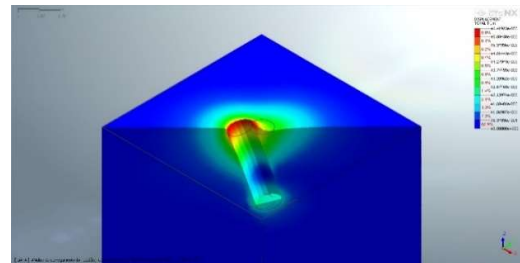


Figura 13. Deslocamentos totais da fundação para o Caso 2.

Percebe-se que, para ambos os casos da metodologia numérica, os deslocamentos estão bem baixos comparados às metodologias teóricas e a fundação encontra-se estável mesmo com a evolução dos carregamentos.

Os principais resultados obtidos em termos de deslocamentos totais e Fatores de Segurança são apresentados na tabela 5.

Tabela 5. Resumo dos principais resultados obtidos da modelagem numérica.

Caso	Bloco de coroamento	Deslocamento máximo na fundação para 1x a carga da RAP (mm)	Fator de Segurança estimado
1	Com	4,94	3,9
2	Sem	6,42	2,9

Para a verificação das tensões na base do tubulão, nota-se pela figura 14 que, para o caso 2, chega mais carga na base como esperado. Média de 200–230 kPa enquanto no primeiro caso entre 150–180 kPa.

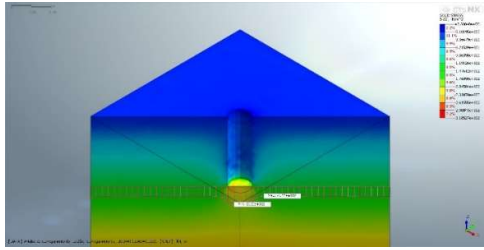


Figura 14. Tensões na base do tubulão para o Caso 2.

A fim de avaliar o comportamento da fundação para diferentes níveis de carregamento, fez-se um estudo com 1x, 3x e 7x e 12x o carregamento.

Nota-se na figura 15 com essa variação de carregamentos a evolução da plastificação do solo e chega-se à conclusão que para essas condições de carregamento o tubulão apresentou-se estável, mesmo sem o bloco de coroamento.

Observou-se que a mesmo sem a presença do bloco de coroamento sobre o tubulão os deslocamentos estão dentro do aceitável e a diminuição da plastificação do solo envolvente também foi uma realidade constatada para essa condição.

Os Fatores de Segurança foram estimados a partir de uma rotação admissível na fundação, a qual foi de $0,2^\circ$, conforme indica a figura 16. Nota-se que o fator de segurança ficou na ordem de 3. Em contraste com a metodologia analítica, o comportamento tenso-deformacional do tubulão está influenciado adicionalmente por parâmetros tais como: o módulo de elasticidade do solo, o ângulo de dilatância, o coeficiente de atrito da interface estaca-solo, a tensão tangencial máxima da interface, o histórico de tensões, o estado de tensões iniciais (geostático), o modelo constitutivo utilizado, o critério de ruptura, as propriedades deformacionais do solo e o estado seco ou saturado, nas quais um estudo numérico é apresentado como uma alternativa viável bem mais realista que a metodologia analítica.

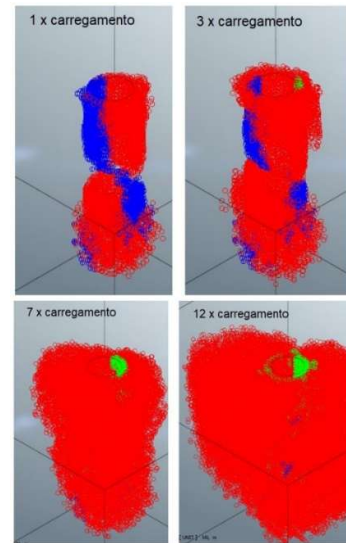


Figura 15. Evolução da plastificação do solo para carregamentos de 1, 3, 7 e 12x o carregamento da torre para o Caso 2.

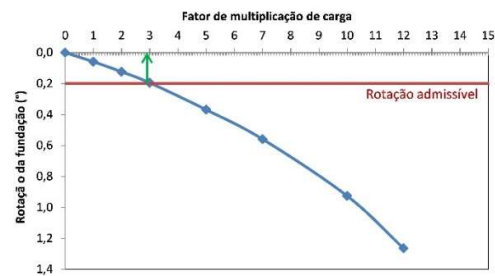


Figura 16. Curva carga x rotação para a estimativa do Fator de Segurança para o Caso 2.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo aqui realizado teve como objetivo mostrar o uso da modelagem numérica via elementos finitos para análise de fundações de torres de telecomunicações como meio de comparação e validação de métodos menos rigorosos. O Fator de Segurança estimado foi da ordem de 3,0. Os cálculos apresentados mostraram que o tubulão existente é capaz de resistir aos novos esforços sem a necessidade de reforços adicionais. Os parâmetros considerados pelo método Russo geometria da estaca, excentricidade da carga, resistência não drenada do solo, atrito e densidade, não são suficientes para caracterizar completamente o comportamento tenso-deformacional de tubulões/estacas carregados lateralmente.

A maioria dos métodos analíticos fechados para estacas lateralmente carregadas, como exemplo do método Russo, só fornece a capacidade última. Além disso para 2 x o carregamento, usando o Método Russo, a fundação existente necessitaria de reforço. É importante destacar que, devido à ausência de ensaios laboratoriais, os cálculos utilizando o MEF foram realizados empregando-se o modelo Mohr-Coulomb com parâmetros de resistência e deformabilidade conservadores. A execução de ensaios geotécnicos em laboratório com o solo local permitiria a utilização de modelos de comportamento mais sofisticados como, por exemplo, o Cam-Clay modificado e/ou o Hardening Soil Model, que possibilitariam uma previsão mais precisa do comportamento real da torre em estudo. Além disso, observou-se que a presença do bloco de coroamento sobre o tubulão apresentou um efeito muito positivo na redução dos deslocamentos da fundação e, também, na diminuição da plastificação do solo envolvente.

A presença do bloco reduziu em até 30% os deslocamentos totais no topo das fundações e promoveu um aumento do Fator de Segurança de até 35%. Conclui-se com a análise numérica que os métodos analíticos fechados vão sempre ter alguma limitação matemática, mas em métodos numéricos é possível incorporar tudo em uma só metodologia. O que vão se ajustar são os parâmetros de entrada e a escolha do modelo constitutivo.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010) *NBR 6122 Projeto e execução de fundações*, Rio de Janeiro
Broms, B.B. (1964) Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soil, *JSMFD, ASCE*, Vol. 90, n. SM2, p. 27–65.
Carter, J.P.; Desai, C.S.; Potts, D.M.; Schweiger, H.F. e Sloan, S.W. (2000) Computing and computer modelling in geotechnical engineering, *GeoEng2000*, Melbourne, 96 p.
Chaudhari, S. V & Chakrabarti, M.A. (2012) Modeling of concrete for nonlinear analysis using finite element code abaqus, *Int. J. Comput. Appl.*, 44, 7, p. 14–18.
Davisson, M.T. e Robinson, K.E. (1965) Bending and buckling of partially embedded piles. In: *ICSMFE*, 6., Montreal, Proceedings, 6th. ICSMFE, Montreal, Vol. 2.

Ducan, J.M.; Evans JR., L.T; Ooi, P.S.K. (1994) Lateral load Analysis of single Piles and drilled Shafts, *JGED, ASCE*, Vol. 120, n. 6, p. 1018–1033.
Ftool - Two-dimensional Frame Analysis Tool. Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Disponível em: <http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>. Acesso em: 30 Setembro. 2017.
Gandolfo, O.C.B.; Souza, T.J.; Aaoki, Hems, P.C. e Sarano, P. (2015) A determinação da profundidade de um elemento de fundição utilizando o ensaio sísmico paralelo (parallel seismic), *Fundações & Obras Geotécnicas*, Ano 5, n. 55, p. 54–58.
Godoy, N.S. e Teixeira, A.T (1996) *Análise, projeto e Execução de Fundações Rasas, Fundação: Teoria e prática*, Hachich et al. (Eds.), Ed. Pini Ltda, São Paulo, Cap. 7, p. 227–264.
Hetenyi, M. (1946) *Beams of elastic foundation*, Ann Arbor, University of Michigan Press, 255 p.
Matlock, H. e Reese, L.C. (1961) Foundation Analysis of offshore pile supported structures, *ICSMFE*, 5, Paris, Proceedings, p. 91–97.
Matsuoka, H., e Nakai, T. (1985) Relationship Among Tresca, Mises, Mohr-Coulomb and Matsuoka-Nakai Failure Criteria, *Soils and Foundations*, 25, 4, p. 123–128.
Miche, R.J., 1930, Investigation of piles subject to horizontal forces. Application to quay walls, *Journal of the School of Engineering*, no 4, Giza, Egito.
Midas-GTS-NX (2016) version 1.1 (April 6). MIDAS Information Technology, Seongnam, South Korea. <http://midasgtsnx.com>
Ordujanz, K.S. (1954) *Gründungen für Bauwerke*, Berlin, VEB Verlag Technik.
Nakai, T. (2013) *Constitutive Modeling of Geomaterials*, Taylor & Francis, 360 p.
Potts, D. e Zdravkovic, L. (2001) Some pitfalls when using modified cam clay, *Proceedings from COST C7 Workshop*, Thessaloniki, 14.
Randolph, M.F. (1981) The response of flexible piles to lateral loading, *Géotechnique*, 31, 2, p. 247–259.
Timmerman, J. (1980) Cálculo de Tubulões Curtos, *Estrutura*, n. 90.
Tochranis, A.M.; Bielak J. e Christiano, P. (1991) Three-Dimensional Non-Linear Study of Piles, *J. Geotech. Engrg.*, p. 429–447.
Whittle, A.J. e Davies, R.V (2006) Nicoll Highway Collapse: Evaluation of Geotechnical Factors Affecting Design of Excavation Support System, *International Conference on Deep Excavations*, Singapore, Proceedings, p. 91–97.