

# Restrição parcial ao deslocamento horizontal no topo das torres tubulares de aço para estruturas de escoramento

## Partial constraint to horizontal displacement at the top of steel tubular towers for shoring structures

Celuo Alves de Oliveira Junior  
Emil de Souza Sánchez Filho

### Resumo

Este trabalho trata das torres tubulares de aço, estruturas provisórias de escoramento, utilizadas em construções definitivas de concreto estrutural. São abordados os aspectos teóricos e experimentais do seu comportamento quando do lançamento e adensamento do concreto.

Desenvolve-se um modelo numérico de análise e são revistas as ações atuantes, as considerações sobre a modelagem das peças, o encaixe entre os componentes considerando-se as imperfeições geométricas e a modelagem das condições de contorno.

Faz-se uma proposta: analisar a estrutura de escoramento considerando a distribuição proporcional da parcela horizontal do carregamento entre as torres. Admitem-se considerações quanto à transmissão do carregamento entre as vigas principais e secundárias, integrantes da estrutura de escoramento, e dessas para as torres. Estuda-se a premissa de uma restrição parcial ao deslocamento horizontal no topo das torres. Numericamente a nova premissa implica a determinação de um coeficiente de rigidez, a ser aplicado no topo do modelo de elementos finitos.

### Abstract

This work deals with tubular steel towers, temporary shoring structures, used in the definitive constructions of structural concrete. The theoretical and experimental aspects of their behavior are discussed when concrete is launched and compacted.

A numerical model of analysis is developed. Actions, considerations about modeling of the parts, fitting between components considering the geometric imperfections and modeling of boundary conditions are reviewed.

A proposal is made: analysis of the shoring structure considering the proportional distribution of the horizontal load between the towers. Considerations are made regarding the transmission of load acting between the main and the secondary beams, which are structural members of the shoring structure, and from those to the towers. The premise of a partial constraint to the horizontal displacement at the top of the towers is developed. The new premise implies the determination of a stiffness coefficient to be applied at the top of the finite element model.

**Palavras-chave:** Torres tubulares de escoramento / Análise não linear geométrica / Estrutura temporária de escoramento / Restrição parcial ao deslocamento no topo

**Keywords:** Tubular shoring towers / Temporary shoring structures / Geometrical nonlinear analysis / Partial constraint to top displacement

## Celuos Alves de Oliveira Junior

Mestre em Projeto de Estruturas  
Engenheiro Civil  
UFF – Universidade Federal Fluminense  
Niterói, Brasil  
celuos@oi.com.br

## Emil de Souza Sánchez Filho

D.Sc., Professor Titular  
UFF – Universidade Federal Fluminense  
Niterói, Brasil  
emilsanchez@uol.com.br

### Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

### Legal notice

*The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.*

JUNIOR, Celuos [et al.] – Restrição parcial ao deslocamento horizontal no topo das torres tubulares de aço para estruturas de escoramento **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 6. ISSN 2183-8488. (março 2018) 89-98.

## 1 Notas iniciais

A construção de uma estrutura de concreto armado é realizada com o emprego de estruturas auxiliares: formas, escoramentos e andaimes, que diferem da estrutura principal, objeto da construção, pelo seu caráter provisório; são projetadas, construídas e desmontadas em um curto intervalo de tempo, enquanto a primeira tem uma vida útil estimada em vários anos. Consideradas estruturas de importância secundária no passado, as formas, os escoramentos e os andaimes constituem a classe das estruturas temporárias ou estruturas provisórias da construção, sendo a estrutura de concreto armado denominada de estrutura definitiva.

Oliveira [1] afirma que o American National Standards Institute define os cimbrês (escoramentos, conforme a nomenclatura adotada no Brasil) como “elementos de suportes verticais que suportam o sistema de formas”. Pfeil [2] denomina de cimbramentos ou cimbrês as construções provisórias destinadas a suportar o peso de uma estrutura permanente durante a sua execução e até que se torne resistente, e que os cimbramentos são correntemente denominados de escoramentos, sendo que essa denominação se aplica mais apropriadamente aos cimbramentos constituídos por escoras. A denominação de escoramentos é realmente a mais utilizada no Brasil, tanto no meio técnico quanto nos canteiros de obras, razão pela qual foi adotada neste trabalho. A Figura 1 mostra a estrutura de escoramento utilizada na construção de uma das baias de alargamento da Ponte Rio Niterói.



**Figura 1** Escoramento das baias de alargamento da ponte rio Niterói

Quaisquer falhas nessas estruturas provisórias implicam em falhas na estrutura definitiva. Tais falhas vão desde uma pequena variação volumétrica até alterações sensíveis na geometria da peça. Desvios de prumo e de nível são outros problemas passíveis de ocorrência, alterando o comportamento previsto no projeto da futura estrutura. Ocorrendo falhas mais graves o comprometimento total da estrutura em construção pode acontecer, inutilizando-a e obrigando a uma reconstrução total. A falha de uma estrutura de escoramento pode gerar enormes prejuízos materiais e ainda trazer perdas humanas (Figura 2).



**Figura 2** Colapso da estrutura de escoramento de uma ponte, nos EUA, Ratay [3]

As estruturas temporárias desempenham um papel fundamental na construção; o fato de terem vida útil curta não as torna menos importantes. A EN 12812 [4] conta com critérios de projeto tão rigorosos quanto os que regem o projeto de uma estrutura definitiva, critérios esses que foram amplamente discutidos por meio do Documento de Harmonização n.º 1000 [5], distribuído em todo o continente e que precedeu a EN 12812. No Brasil essa consciência também já existe e a NBR 15696 [6], ainda menos abrangente que suas correspondentes da Europa, América do Norte, Ásia e Oceania, representou um grande avanço.

Tem-se em Oliveira Junior [7], [8]: "...essas estruturas devem merecer, desde a fase de projeto, a mesma atenção dada às estruturas definitivas de concreto armado e protendido."

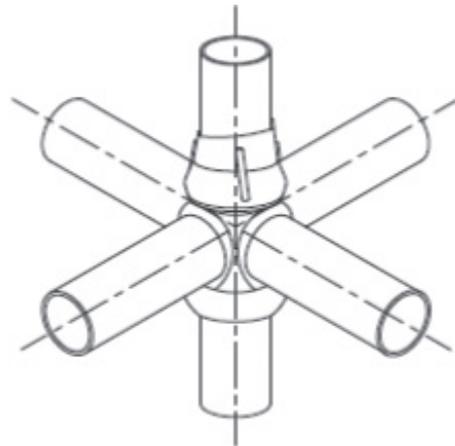
## 2 Comportamento estrutural e modelagem numérica das torres de escoramento

As incertezas quanto às propriedades estruturais e às cargas aplicadas nas estruturas de escoramento dificultam a avaliação da capacidade resistente dos seus componentes, ainda que sejam utilizados modelos numéricos acurados e calibrados com base em testes experimentais.

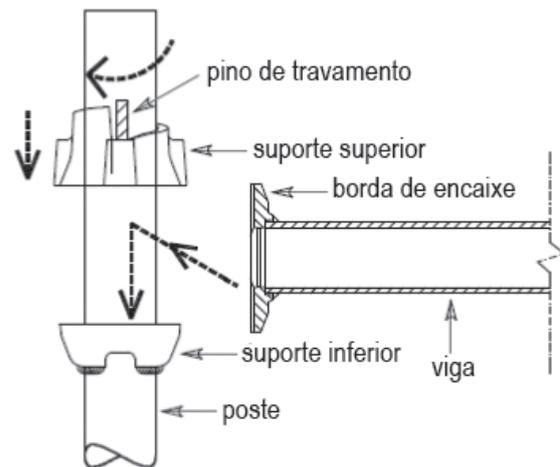
Zhang, Chandrangu e Rasmussen [9] identificaram as principais fontes de incerteza que denominaram de "incertezas aleatórias". Essas incertezas incluem: condições de contorno simplificadas, consideração de relações momento-rotação idealizadas, na modelagem das junções e erros de discretização do modelo numérico.

### 2.1 Junção entre as barras horizontais e verticais

Nas Figuras 3 e 4 mostra-se a conexão Cuplock 4-way, utilizada no estudo, na qual as barras horizontais são encaixadas na parte inferior (fixa) após o que a parte superior (deslizante) se desloca para baixo, fixando-as ao nó.

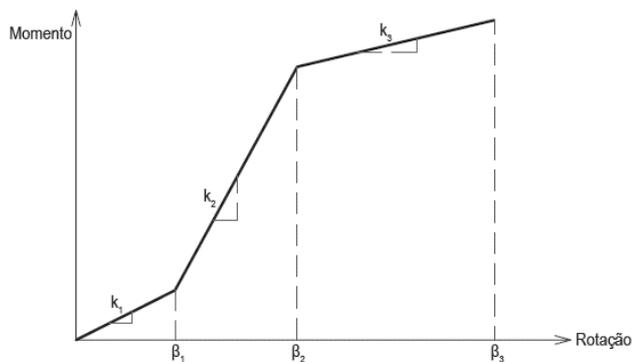


**Figura 3** Detalhe da conexão Cuplock 4-way – Zhang, Chandrangu e Rasmussen [9]



**Figura 4** Funcionamento da conexão Cuplock 4-way – Zhang, Chandrangu e Rasmussen [9]

A ligação entre as barras horizontais e o poste pode ser modelada adotando-se a relação momento-rotação, mostrada na Figura 5. Essa relação idealizada constitui uma das fontes de incerteza mencionadas anteriormente.



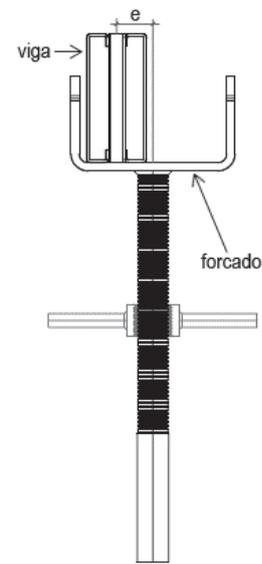
**Figura 5** Padrão da relação momento-rotação usada na modelagem da conexão Cuplock 4-way – Zhang, Chandrangu e Rasmussen [9]

## 2.2 Excentricidade da carga transferida do soalho para o topo das torres

Chandrangu e Rasmussen [10] realizaram outro estudo no qual se detiveram na excentricidade entre a viga principal de escoramento (*bearer*) e o forçado (*u-head*), concluindo que um elemento de ligação rígido pode ser usado para modelar essa transição. A incerteza aparece no momento de definir o comprimento dessa ligação, que pode variar aleatoriamente dependendo das condições encontradas no canteiro de obras e que influenciarão diretamente na excentricidade da carga atuante no poste. Esses autores foram pioneiros na consideração da influência do atrito entre o soalho da laje e o topo da torre, em cuja interface situam-se as vigas de transição. As Figuras 6 e 7 ilustram parte do experimento.



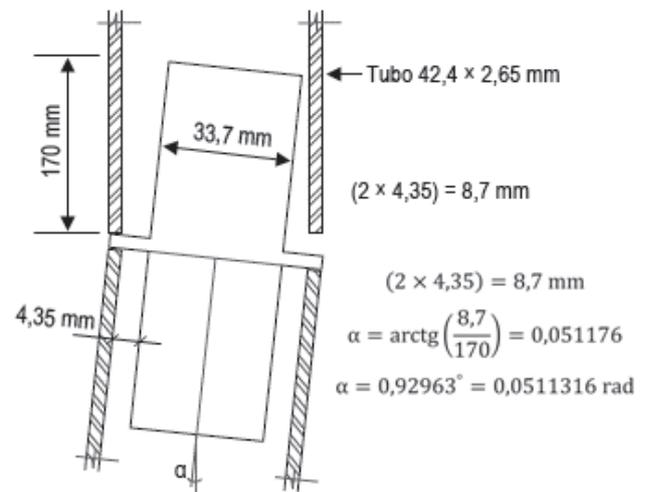
**Figura 6** Ensaio realizado por Chandrangu e Rasmussen [10]



**Figura 7** Excentricidade da carga

## 2.3 Junções entre os postes

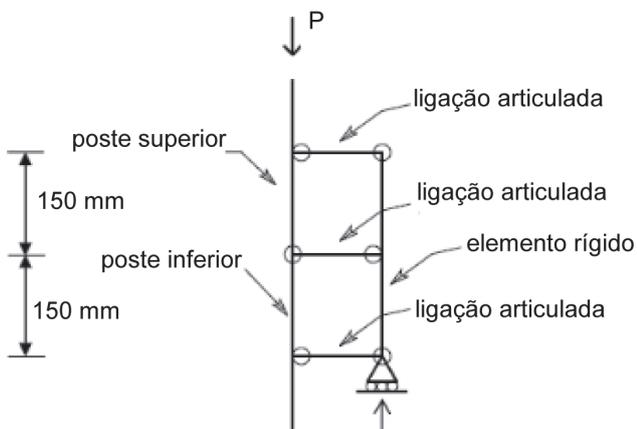
As junções de encaixe entre os módulos das torres, sejam módulos do tipo postes singelos, quadros planos retangulares ou quadros planos triangulares, são realizadas por meio de pinos de encaixe, com seção transversal circular vazada ligeiramente menor do que a dos módulos, traspassando-os internamente. Os pinos podem ser independentes ou soldados em um dos componentes da torre (caso do Sistema Palestub). A Figura 8 mostra o esquema de uma ligação com pino independente, enfatizando o desvio que pode ocorrer devido à diferença entre os diâmetros dos tubos.



**Figura 8** Rotação que causa desvio de prumo

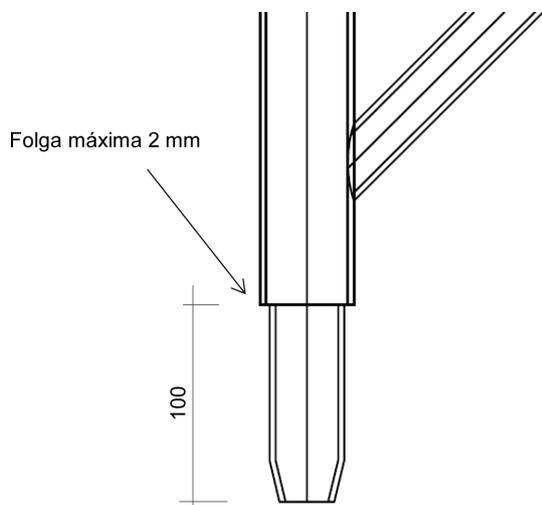
Calculando-se o ângulo de rotação e com a força axial atuante no poste, determina-se o momento de flexão que solicita a junção. Essa é modelada como nó rígido submetido ao momento correspondente.

Uma alternativa foi proposta por Enright, Harriss e Hancock [11], que é a combinação de elementos de ligação com elementos rígidos (Figura 9). Nesse modelo o pino tem resistência à flexão, mas não transmite esforço axial. Consideram-se, então, dois elementos verticais, unidos por uma rótula, que representam os postes. Ao lado está o elemento que representa o pino, conectado aos postes por três ligações curtas, articuladas, e que transmitem apenas forças laterais. Devido à carga axial o pino é submetido a um momento de flexão, cuja magnitude depende da própria carga e do desvio de eixo na ligação entre os postes.



**Figura 9** Modelo numérico de ligação entre postes proposto por Enright – Enright, Harriss e Hancock [11]

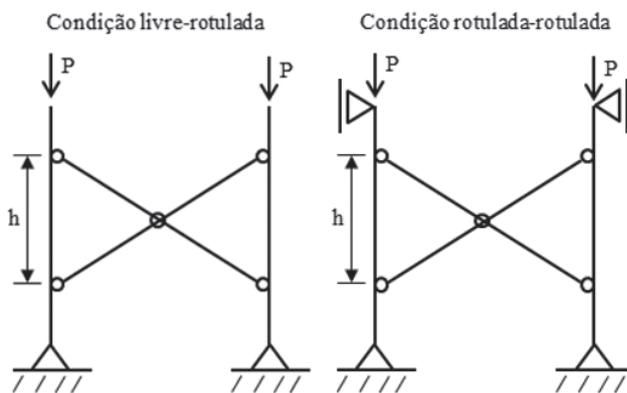
As conexões com pinos soldados, com ajustes melhores, fazem com que as junções se comportem como nós rígidos (caso do Palestub). Para dirimir quaisquer dúvidas a EN 12811 [12] recomenda um comprimento mínimo de 100 mm no traspasse interno entre pino e poste, bem como uma folga entre conector e poste menor ou igual a 2 mm. Cumpridas essas exigências os nós podem ser considerados rígidos. É o caso dos triângulos Palestub (Figura 10).



**Figura 10** Recomendação da EN 12811 (2004) para pinos soldados

## 2.4 Condições de contorno

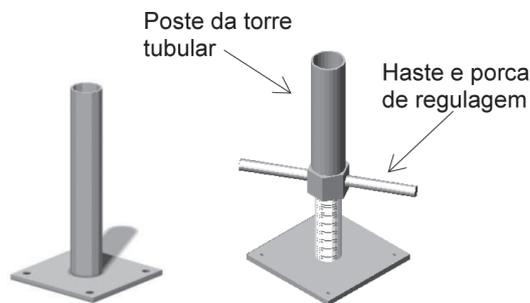
Estabelecer as condições de contorno de uma torre de escoramento, para modelá-las em seguida, é uma tarefa difícil, principalmente no que se refere à extremidade superior (topo) e sua ligação com os componentes horizontais da estrutura. Yu, Chung e Chan [13] sugerem que a situação real está entre duas outras condições extremas, idealizadas: topo livre e base rotulada; topo rotulado e base rotulada. As duas condições estão ilustradas na Figura 11.



**Figura 11** Condições de contorno idealizadas

A adoção de condições de contorno idealizadas implica em uma variedade de resultados teóricos que têm relação direta com o tipo de torre estudada.

As bases são os elementos estruturais que transmitem a carga axial dos postes à superfície de apoio. São compostas por uma haste vertical em cuja extremidade é soldada uma chapa, que funciona como uma pequena sapata. A maioria dos modelos usados atualmente tem hastes rosqueadas, dotadas de uma porca que permite um ajuste de altura. Outros modelos cuja haste tem comprimento fixo também são usados. A Figura 12 mostra essa diferença.



**Figura 12** Bases de apoio com altura fixa e com altura regulável, ESTUB [14]

Nos dois casos tem-se uma placa quadrada de pequenas dimensões (lado igual a 16 cm e espessura de 8 mm) soldada a uma haste de pequeno diâmetro (38 mm). Admite-se que essas bases não são capazes de resistir à flexão e, por esse motivo, são modeladas como apoios do segundo gênero. Essa condição é considerada em grande parte dos projetos.

A flexão da haste do forçado é considerada como uma das causas de falha das torres, motivo pelo qual foi estudada, também por Reynolds, Rasmussen e Zhang [15], com o intuito de determinar o coeficiente de rigidez à rotação na ligação excêntrica entre a viga principal e o forçado. O valor obtido foi: 2900 kN.cm/rad para a rotação em torno do eixo Y. Assim como no estudo anterior os demais valores considerados foram: rigidez infinita em torno do eixo X, rigidez infinita quanto ao deslocamento lateral do topo, nas duas direções, e rigidez axial zero (eixo Z). Outra consideração foi a adoção de grampos fixando a viga principal às vigas secundárias, conferindo mais rigidez ao soalho e melhorando a condição de transferência das cargas aos forçados. Novamente, tal situação permite a modelagem de condições de contorno ideais no topo da torre. Registre-se, no entanto, que a utilização desses grampos é uma prática pouco comum, especialmente no Brasil. A Figura 13 mostra o detalhe do soalho rígido usado no experimento.



**Figura 13** Soalho rígido usado no experimento de Reynolds, Rasmussen e Zhang [15]

Os autores concluíram que a rigidez rotacional no topo da torre tem uma relação linear com a carga axial no poste e deduziram a equação 1, que é um ajuste das curvas momento-rotação obtidas nos testes.

$$y = 44,85 x + 253,56 \quad (1)$$

onde

y rigidez rotacional em kN.cm/rad;

x carga axial no poste, em kN.

Outra conclusão importante foi: a rigidez à rotação é função do atrito entre o soalho e o forçado, independentemente da configuração de montagem da torre.

## 2.5 Imperfeições geométricas

As imperfeições geométricas são de fundamental importância na modelagem das torres tubulares de escoramento. As torres são compostas por módulos prefabricados cujos pinos de encaixe têm diâmetro ligeiramente menor do que o dos tubos dos quais são fabricadas as peças. Isso implica em um pequeno desvio de prumo da torre, que ocorre devido à sobreposição de vários módulos para

formar uma estrutura alta. Esse tipo de desvio angular acontece também no topo e na base das torres, porque as bases reguláveis de apoio e os forçados que suportam as vigas de escoramento têm o mesmo dispositivo de encaixe. Além disso, cada módulo apresenta pequenos desvios de eixo decorrentes do próprio processo de fabricação. O uso continuado das peças em regime de locação e o processo de montagem utilizado nos canteiros de obras contribuem para aumentar esses desvios.

Tudo isso faz com que as imperfeições geométricas em uma torre de escoramento sejam significativas, devendo ser consideradas na sua modelagem numérica.

Chandransu e Rasmussen [16] utilizaram os três métodos básicos para a consideração das imperfeições no modelo numérico das torres: IGI, EBM e NHF. No Método IGI – Initial Geometric Imperfections – as imperfeições geométricas são consideradas diretamente. Os pequenos desvios de prumo, no encaixe entre os módulos, geram excentricidades que são multiplicadas pelas cargas axiais atuantes nos postes, resultando em momentos de flexão aplicados nos correspondentes nós do modelo numérico. Esse método tem a vantagem de ser sistematizável e é adotado pelas normas internacionais.

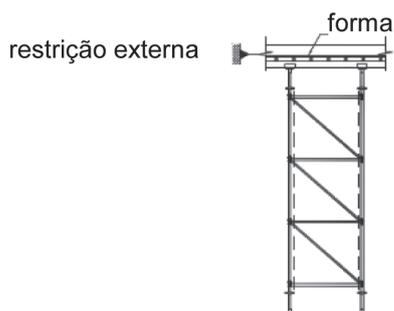
O Método EBM – Eigenbuckling Method utiliza os modos de instabilidade da própria torre. Os deslocamentos obtidos são afetados por um fator de escala e aplicados aos nós do modelo numérico. Na aplicação desse método havia uma dúvida sobre quais e/ou quantos modos de instabilidade utilizar e sobre o fator de escala a aplicar, ressaltando-se que Yu, Chung e Chan [13] e Chu, Chan e Chung [17] adotaram um milésimo como fator de escala, aplicando-o ao primeiro modo (o modo crítico) da torre, com excelentes resultados.

No Método NHF – Notional Horizontal Forces, forças horizontais denominadas “forças nocionais” (que têm caráter de noção; aproximadas), proporcionais ao somatório das forças axiais atuantes na torre, são aplicadas no topo do modelo da estrutura geometricamente perfeita. A ideia é que essas forças perturbadoras representem todas as imperfeições geométricas, e, combinadas com as forças verticais, produzam solicitações adicionais equivalentes às solicitações em uma torre afetada pelos desvios de prumo e de eixo. Os modelos numéricos de torres, carregados com forças “nocionais” equivalentes a 0,25% até 1% do somatório das forças verticais, produziram resultados muito próximos dos obtidos experimentalmente.

## 3 Hipótese da restrição parcial ao deslocamento horizontal no topo das torres da estrutura de escoramento

As condições de contorno no topo das torres, na interface entre essas e o soalho da estrutura de escoramento são motivo de controvérsia. Essas condições são objeto deste estudo.

Alguns autores defendem a ideia de que as torres de escoramento estão fixadas à estrutura definitiva, ou parte dela, o que impediria seu deslocamento lateral, inclusive no topo. Esse conceito, apresentado por Zhang, Rasmussen e Ellingwood [18], é ilustrado na Figura 14.



**Figura 14** Torre indeslocável no topo – Zhang, Rasmussen e Ellingwood [18]

Isso pode ocorrer em alguns casos. Outra condição extrema, com o topo das torres totalmente livre, também pode acontecer, embora em casos ainda mais raros. Essas duas condições são, na verdade, exceções e foram idealizadas para fins de projeto. É consenso entre os pesquisadores adotar um procedimento a favor da segurança em caso de dúvida, ou seja, considerar a extremidade livre. A condição real está entre as duas condições idealizadas.

Neste estudo, apresenta-se a hipótese da restrição parcial ao deslocamento horizontal no topo de uma torre que é parte de uma estrutura de escoramento. Do ponto de vista da análise numérica, essa restrição se traduz em uma constante elástica a ser introduzida no modelo. A determinação da constante é feita a partir de considerações da componente da força horizontal transmitida à estrutura de escoramento durante o lançamento do concreto, da rigidez da torre e do atrito existente entre as vigas de transição, que transmitem a carga entre o soalho da laje a ser concretada e os postes da torre. Esse atrito é objeto de outros estudos, conforme citado nos parágrafos anteriores.

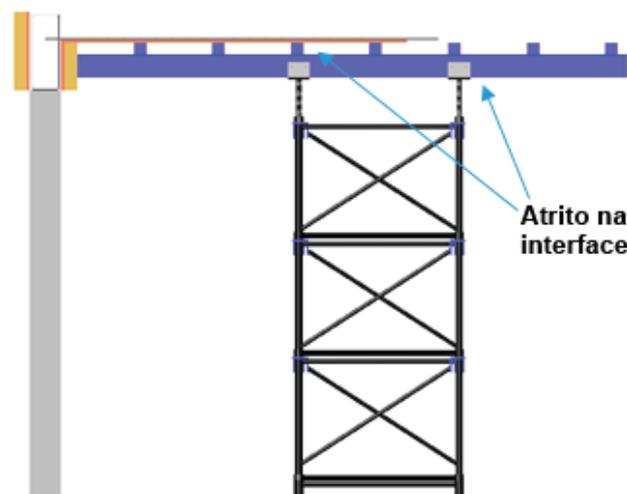
### 3.1 Constante elástica no topo de uma torre de escoramento

A Figura 15 mostra parte de uma estrutura de escoramento, com as vigas do soalho (principais e secundárias) sendo responsáveis pela transmissão do carregamento às torres; carregamento esse que tem componentes verticais e horizontais. As vigas, assim como as componentes da torre, são fabricadas em aço. As componentes verticais são determinadas diretamente pelas reações das vigas principais e secundárias nos postes, que são seus apoios. Quanto às componentes horizontais, segundo Rosowsky [19] e Hurd [20] a força horizontal transmitida à torre, proveniente das ações de lançamento e adensamento do concreto, é estimada em 10% da reação vertical.

Na transmissão das componentes horizontais das forças, o atrito entre as partes (vigas principais, vigas secundárias e o topo da torre) determina se o soalho se deslocará lateralmente, em conjunto com as torres, ou se haverá um escorregamento (deslocamento relativo) entre esses elementos. Havendo atrito suficiente, o soalho funcionará como um diafragma rígido, transmitindo as solicitações horizontais às torres, diretamente.

Conforme Hudson [21], o coeficiente de atrito estático entre as duas superfícies de aço (vigas e o forçado) é igual a 0,15. A força de

atrito na interface é 50% maior do que a componente horizontal. O atrito na interface é suficiente para impedir o deslocamento relativo entre a torre e o soalho, fazendo com que este funcione como um diafragma. Fazendo-se uma analogia com as pontes, determina-se a constante elástica, que restringe parcialmente o deslocamento lateral no topo da torre, mediante a aplicação de uma força horizontal no topo do modelo de pórtico espacial que a representa. Para considerar o efeito diafragma, modela-se, no topo, uma viga de grande rigidez, comparada à rigidez dos demais elementos, de modo que a força unitária, em cada fila de postes, seja igualmente distribuída.

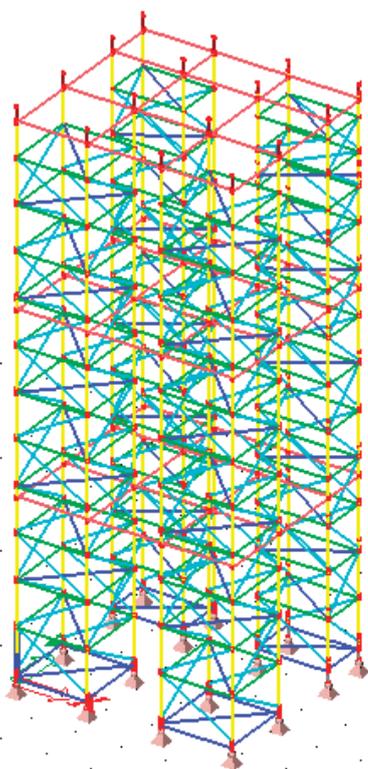


**Figura 15** Atrito entre o soalho e as vigas de escoramento

A teoria com base na qual a constante elástica é determinada é apresentada no trabalho de Sánchez [22], observando-se, no caso das torres, as seguintes diferenças: as torres são rotuladas na base; não há um componente deformável como o neoprene na interface com o soalho; sua rigidez é definida diretamente a partir do modelo de elementos finitos, de modo que a constante elástica é determinada estabelecendo-se uma proporção referente ao deslocamento calculado no topo do modelo.

## 4 Estudo de caso

O procedimento anterior é aplicado ao grupo de quatro torres que é parte da estrutura de escoramento de uma laje maciça com 60 cm de espessura. O conjunto tem duas filas, a primeira com duas torres quadradas com 1,57 m de lado (entre eixos de postes), separadas de 1,66 m; a segunda com duas torres retangulares com 1,57 m de comprimento por 1,02 m de largura, separadas, também, de 1,66 m. A distância entre filas é de 1,64 m, sendo que o conjunto mede 4,8 m na direção X e 4,23 m na direção Y. A altura é de 12,24 m (direção Z). A distância entre grupos de torres é de 1,66 m na direção X e de 1,64 m na direção Y. O modelo numérico é mostrado na Figura 16 e inclui a representação dos travejamentos, em tubos e braçadeiras, necessários à estabilidade do conjunto. Todas as informações sobre o Sistema Palestub, utilizado nesse caso, são encontradas em ESTUB [14].



**Figura 16** Modelo em elementos finitos do grupo de torres

Tratando-se de torres esbeltas, aproximadamente 12 m de altura, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados, o que é realizado por meio de uma análise não linear geométrica. Os deslocamentos horizontais, resultantes da aplicação das forças horizontais unitárias no topo do modelo, estão indicados na Tabela I.

**Tabela I** Deslocamentos máximos

Deslocamento máximo em X (mm)	Deslocamento em Y (mm)
6,4	7,5

Inicialmente admite-se o deslocamento na direção X (6,4 mm) proveniente de uma força horizontal de 1 kN em cada uma das quatro filas de postes. Por proporção tem-se a magnitude correspondente da força que é relativa a um deslocamento de 1000 mm = 1 m. Essa é a magnitude da constante elástica na direção X. O mesmo procedimento é adotado para o deslocamento na direção Y. As magnitudes das constantes elásticas estão na Tabela II.

As ações atuantes na estrutura de escoramento são: peso próprio da laje de concreto armado, sobrecarga igual a 2 kN/m<sup>2</sup>, peso próprio das vigas principais e secundárias, peso próprio do compensado de madeira, peso próprio das torres e imperfeições geométricas devidas à montagem. Essas imperfeições são consideradas como forças nocionais perturbadoras, equivalentes a 1% do somatório das

forças verticais atuantes nos postes, aplicadas no topo do modelo numérico. Considerando-se as dimensões indicadas no primeiro parágrafo deste item, determina-se o valor das reações nos postes e suas respectivas componentes horizontais, iguais a 10% da reação correspondente. Os valores estão indicados na Tabela III.

O fator de carga crítica do modelo numérico, com as extremidades superiores parcialmente restringidas, é 86,9% maior do que o do modelo com as extremidades superiores livres. A Tabela IV indica os valores.

**Tabela II** Constantes elásticas

Constantes elásticas a serem aplicadas no topo do modelo do grupo de torres	
Direção X (kN/m)	Direção Y (kN/m)
625	533

**Tabela III** Componentes vertical e horizontal das forças atuantes nas torres

	Reação vertical (kN)	Componente horizontal (kN)
Postes anteriores	46	4,6
Postes posteriores	38	3,8

**Tabela IV** Comparação entre os fatores das cargas críticas

	Extremidade livre	Extremidade parcialmente engastada
Fator de carga crítica	1,76	3,29

A Figura 17 mostra os gráficos deslocamento versus força para o grupo de torres, considerando as extremidades do modelo livres e parcialmente restringidas, respectivamente. Os gráficos foram obtidos por meio de uma análise não linear geométrica.

A Tabela V mostra as solicitações no poste mais carregado, também obtidas por meio de análise não linear geométrica. Observa-se que, no caso das torres com extremidades livres (hipótese mais conservadora), as solicitações são muito maiores, comparadas com as solicitações obtidas para a torre com extremidades parcialmente restringidas. Nesse caso tem-se a ocorrência de postes tracionados, sendo as solicitações mais significativas indicadas na tabela com sinal positivo (coluna "N"); as solicitações normais indicadas com sinal negativo são de compressão.

Na Tabela VI estão os deslocamentos máximos no topo do grupo de torres.

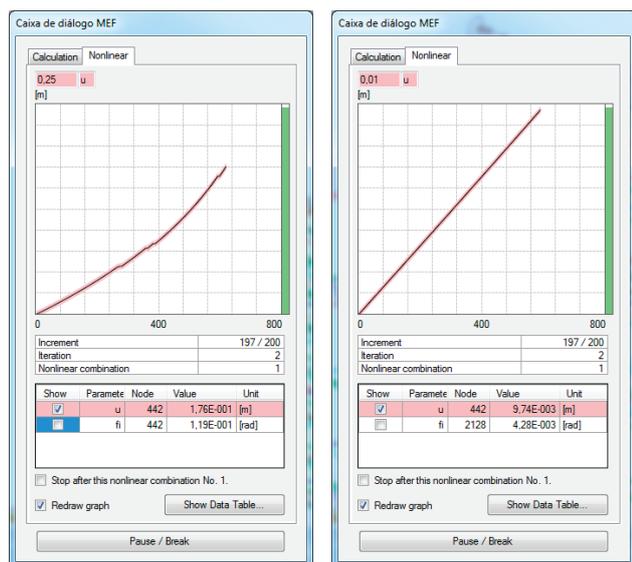


Figura 17 Gráficos deslocamento-força: a) torre com extremidades livres; b) torre com extremidades parcialmente restringidas

Tabela V Solicitações máximas no grupo de torres

Extremidades livres; forças horizontais e nocionais na direção X					
N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
-136,36	0,75	0,01	0	-0,15	0,10
41,36	-0,03	-11,10	0	-1,58	0,01
Extremidades livres; forças horizontais e nocionais na direção Y					
N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
-153,34	-0,03	0,99	0	0,15	0,28
55,63	14,86	-0,06	0	0,02	2,04
Extremidades parcialmente restringidas; forças horizontais e nocionais na direção X					
N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
-52	-0,03	-0,03	0	-0,01	-0,02
Extremidades parcialmente restringidas; forças horizontais e nocionais na direção Y					
N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
-55,44	-0,04	0,06	0	0,01	0,01

Tabela VI Deslocamentos máximos no topo do grupo de torres

Condição do topo	Forças horizontais e nocionais	Deslocamento (mm)
Livre	Direção X	180,6
Livre	Direção Y	177,4
Parcialmente restringida	Direção X	7,8
Parcialmente restringida	Direção Y	8,1

Tanto as solicitações quanto os deslocamentos calculados para as torres com extremidade livre são de grande magnitude. A adoção desse modelo no projeto teria obrigado a que se fizessem vários reforços, possivelmente um estaiamento, que contivesse as torres lateralmente, impedindo a tração dos postes. Torres tubulares desse tipo não podem ter elementos tracionados por causa do risco de desencaixe dos componentes. O modelo com extremidades parcialmente engastadas está muito mais próximo da condição real de funcionamento desse tipo de estrutura.

## 5 Conclusões

A hipótese da consideração da força horizontal, atuante no topo das torres de uma estrutura de escoramento, equivalente a 10% da força axial dos postes, apresenta ótima correspondência com as estruturas reais. Essa hipótese foi apresentada por Hurd (1979) e confirmada por Rosowsky (1997).

A partir dessa premissa e da teoria aplicada ao projeto das pontes foi possível desenvolver a hipótese de distribuição proporcional da parcela horizontal do carregamento proveniente do lançamento e adensamento do concreto nas torres componentes da estrutura de escoramento. A rigidez de cada torre determina o fator de proporcionalidade, assim como a rigidez de cada pilar o faz, no caso das pontes.

A constante elástica determinada a partir daí e a posterior adoção de uma restrição parcial ao deslocamento no topo das torres, diferente das hipóteses de restrição total ou de liberdade total, permitem a elaboração de modelos numéricos mais próximos da realidade, especialmente quando se trata de torres altas e ainda mais esbeltas.

Aplicada ao grupo de quatro torres, conforme o estudo de caso apresentado, a nova hipótese permitiu a utilização de uma estrutura esbelta, cujos postes têm seção transversal com diâmetro de 48 mm e parede com espessura de 3,35 mm, o que não seria possível com a hipótese conservadora das extremidades livres.

O estudo de caso apresentado refere-se às obras de um grande edifício, na Cidade do Rio de Janeiro e o acompanhamento da concretagem, em tempo real, comprovou a eficiência das torres.

Ensaio de campo, com medições do deslocamento horizontal no topo das torres, devem ser realizados com o intuito de aprimorar a hipótese de restrição parcial.

## Referências

- [1] Oliveira, P.D.R. – *Regras para o Dimensionamento de Cimbres em Estruturas de Betão Armado*, Aveiro: Universidade de Aveiro, 2008.
- [2] Pfeil, W. – *Cimbramentos*, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Ltda, 1987.
- [3] Ratay, R.T. – *Temporary Structures in Construction*, Mc Graw Hill, 2012.
- [4] European Committee for Standardization – EN 12812: *Falsework - Performance, requirements and general design*, Bruxelas, 2004.
- [5] European Committee for Standardization – HD 1000: *Service and Working Scaffolds Made of Prefabricated Elements – Materials, Dimensions, Design Loads and Safety Requirements*, 1988.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 15696: *Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto - Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos*, São Paulo, 2009.
- [7] Oliveira Junior, C.A. – *Análise Numérica e Experimental da Estabilidade de Torres de Escoramento Tubulares*, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.
- [8] Oliveira Junior, C.A. – *Análise Numérica da Resistência e Estabilidade das Torres Tubulares de Aço Usadas em Estruturas de Escoramento*, Niterói: Universidade Federal Fluminense, 2018.
- [9] Zhang, H.; Chandransu, T.; Rasmussen, K. – “Probabilistic study of the strenght of steel scaffold systems,” *Structural Safety*, pp. 393-401, 2010.
- [10] Chandransu, T.; Rasmussen, K.J. – “Structural modelling of support scaffold systems,” *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 866-875, 2011.
- [11] Enright, J.; Harriss, R.; Hancock, G. – “Structural stability of braced scaffolding and formwork with spigot joints,” *Proceedings of the Fifteenth International Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures*, vol. 1, pp. 357-376, 2000.
- [12] European Committee for Standardization – EN 12811 Part 1: *Scaffolds – Performance requirements and general design*, vol. 1, Paris, 2004.
- [13] Yu, W.; Chung, K.; Chan, S. – “Structural instability of multi-storey door-type modular steel scaffolds,” *Engineering Structures*, pp. 867-881, 2004.
- [14] Estub Sistemas Construtivos Ltda – Catálogo Técnico. Disponível em: [www.estub.com.br](http://www.estub.com.br), Rio de Janeiro, 2017.
- [15] Reynolds, J.; Rasmussen, K.J.; Zhang, H. – *U-head Formwork Subassembly Tests*, Sidney: School of Civil Engineering, 2013.
- [16] Chandransu, T.; Rasmussen, K.J. – “Investigation of geometric imperfections and joint stiffness of support scaffold systems,” *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 576-584, 2011.
- [17] Chu, A.; Chan, S.; Chung, K. – “Stability of modular steel scaffolding systems - theory and verification,” em *Proceedings of international conference advances in building technology*, 2002.
- [18] Zhang, H.; Rasmussen, K. J.; Ellingwood, B. R. – “Reliability assessment of steel scaffold shoring structures for concrete formwork,” *Engineering Structures*, pp. 81-89, 2012.
- [19] Rosowsky, D.; Philbrick, T.; Huston, D. – “Observations from shore load measurements during concrete construction,” *Journal of Performance of Constructed Facilities*, pp. 18-23, 1997.
- [20] Hurd, M. – *Formwork for Concrete*, 4.ª ed., Detroit: American Concrete Institute, 1979.
- [21] Hudson, R.G. – *Manual do Engenheiro*, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 1977.
- [22] Sánchez Filho, E.S. – *Curso de Pontes – Notas de aula*, Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica, 2017.