

XVIII COBREAP – CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA DE AVALIAÇÕES E PERÍCIAS. IBAPE/MG

NATUREZA DO TRABALHO: PERÍCIA

Estádio Engenhão – Interdição e Reforços Estruturais Necessários?

Resumo

Em função de suspeitas levantadas pelo Consórcio Engenhão (composto pelas empresas Odebrecht e OAS), que finalizou as obras do Estádio Olímpico João Havelange – EOJH – conhecido como Estádio Engenhão, a Prefeitura do Rio de Janeiro interditou e promoveu reforços estruturais profundos na estrutura da cobertura do estádio, alterando sua concepção estrutural original. Esses reforços se propagaram até mesmo às fundações dos gigantes de sustentação dos arcos. O Consórcio RDR (composto pelas empresas Racional, Delta e Recoma), que iniciou as obras, decidiu desenvolver análises patológicas em campo, bem como promover uma reavaliação do projeto estrutural original, desde suas premissas de carregamentos até seu detalhamento, passando pela análise da estabilidade global da cobertura bem como da estabilidade localizada das peças estruturais. O resultado desse trabalho pericial, que esmiuçou cada detalhe das duas fases da obra, traz evidências que, certamente, contribuirão para dar maior visibilidade ao efetivamente ocorrido, bem como servir de base e orientação para estudos de natureza similar que possam vir a ser necessários no futuro, em obras de porte similar. Esse artigo pretende apresentar o conjunto de informações resultantes da análise patológica do Estádio Engenhão.

PALAVRAS CHAVE: Estádio – Patologia – Estrutura Metálica

INTRODUÇÃO

O Estádio Olímpico João Havelange – EOJH – conhecido popularmente como Estádio Engenhão (atualmente, por solicitação do Botafogo e já publicado em Diário Oficial, tem nome fantasia de Estádio Nilton Santos), foi construído para abrigar as competições de atletismo e futebol a serem disputadas nos Jogos Panamericanos do Rio de Janeiro, em 2007.

Sua capacidade original é para 44.000 torcedores, mas está sendo ampliado para abrigar provisoriamente 60.000 pessoas durante os Jogos Olímpicos – Rio 2016 (exigência do COI), sem que isso interfira no funcionamento ou demande qualquer interdição.

Desde 2007, ano de sua inauguração, o estádio foi arrendado ao Botafogo F.R. por 20 anos, prorrogáveis unilateralmente por mais 20, isto é, até 2047.

HISTÓRICO DA CONSTRUÇÃO

Em Setembro de 2003, o Consórcio RDR, vencedor da licitação, foi contratado pela Prefeitura do Rio de Janeiro para desenvolver, detalhar e construir o estádio a partir de um projeto básico por ela desenvolvido. O prazo previsto para final de obras era maio de 2005.

A partir do início dos trabalhos, alguns fatos não previstos inicialmente foram ocorrendo, levando o cronograma de obras a atrasos sucessivos, que modificaram completamente o originalmente pactuado. Os principais problemas foram:

- O projeto básico desenvolvido pela Prefeitura não atendia às exigências da Associação Internacional de Federações de Atletismo (IAAF – International Association of Athletics Federations), o que obrigou uma revisão de projeto;
- Foi identificada a passagem de uma adutora enterrada e ativa pelo meio do campo, que precisou ser remanejada pela Cedae (concessionária de água e esgoto do Rio de Janeiro);
- A necessidade de demolição do Museu do Trem (tombado), que se localizava no terreno destinado à construção;
- Falta de aportes financeiros pela Prefeitura.

Esses fatos atrasaram de tal forma a obra que, no final de 2006, o Consórcio RDR e a Prefeitura iniciaram conversações que culminaram com uma rescisão amigável do contrato em dezembro daquele ano.

Em janeiro de 2007 foi contratado, sem licitação, o Consórcio Engenhão para finalizar as obras.

O estádio foi entregue às vésperas do início dos Jogos Panamericanos, em julho de 2007.



Figura 1 - Situação em Dezembro de 2006 saída do Consórcio RDR.

O PROJETO DE ARQUITETURA

Concebido a partir da genialidade de Oscar Niemeyer, que projetou um grande arco para suportar a cobertura do Estádio Nacional, mais tarde batizado Maracanã, para a Copa do Mundo de 1950 (figura 02 - projeto que ficou em 2º lugar), os arquitetos Carlos Porto e Gilson Ramos dos Santos, nele se inspiraram para desenvolver o projeto da cobertura do Estádio Olímpico João Havelange.

A primeira versão foi elaborada em 1995 (figura 03), sendo atualizada e incrementada até a versão final, colocada em concorrência em 2003, já com o objetivo dos Jogos Pan Americanos - Rio 2007.

O arrojo arquitetônico no estudo da forma e da monumentalidade sempre esteve presente, com o claro objetivo de criar um marco na paisagem urbana carioca.

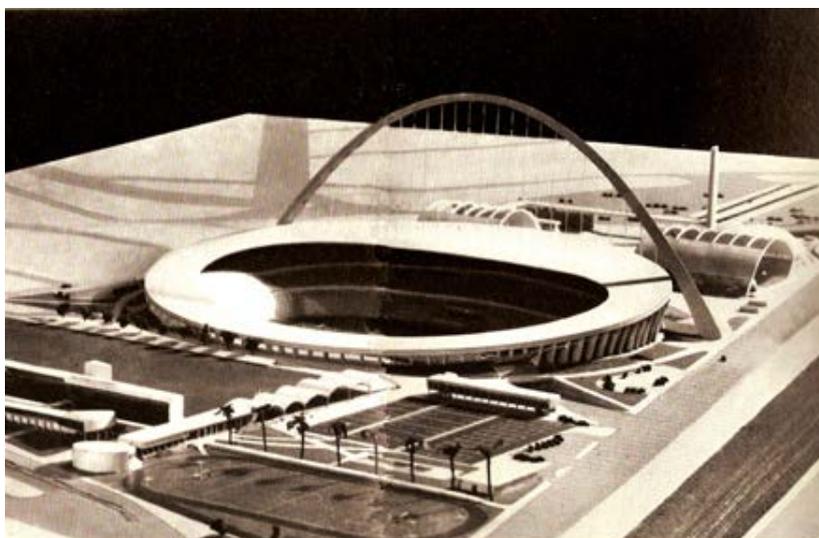


Figura 2 - Proposta para Cobertura do Estádio Nacional (Maracanã) - Oscar Niemeyer.

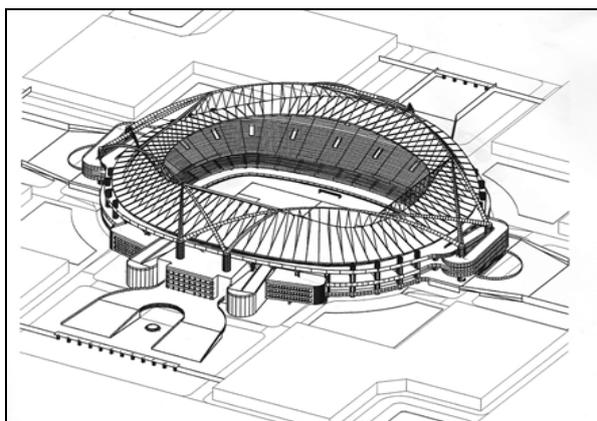


Figura 3 - Projeto do EOJH (versão 1995)
Carlos Porto - Gilson Ramos.

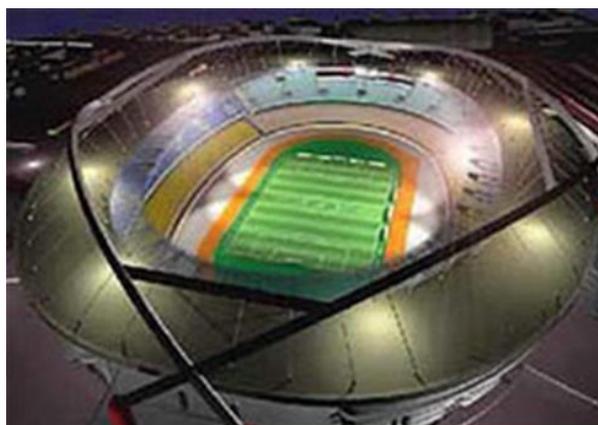


Figura 4 - Projeto do EOJH - Versão para
concorrência

O PROJETO DA ESTRUTURA

Em 2003 foi iniciado o desenvolvimento do projeto estrutural.

A filosofia básica, que sempre norteou o projeto, foi o atendimento aos seguintes preceitos:

- Segurança estrutural (atendimento às normas técnicas vigentes);
- Conforto aos usuários;
- Custo compatível;
- Minimização do custo de manutenção.



Figura 5 - Arco - Vista interna - tubo ϕ 2,0 m

A primeira etapa do projeto estrutural foi a elaboração de estudos de opções que viabilizassem a obra, frente ao orçamento disponível. Após análise e aprovação pela arquitetura, alterações estruturais foram sendo incorporadas.

A parte crucial da estrutura sempre foi o dimensionamento dos arcos principais que sustentam a cobertura. Foram analisadas alternativas com arcos treliçados e com a composição de 2 tubos com 1,2 m de diâmetro cada, até se chegar à concepção final de tubo único com 2,0 m de diâmetro.

A estrutura de cobertura do EOJH é composta por 4 grandes arcos tubulares que, por meio de tirantes de suspensão, suportam 42 tesouras treliçadas com 50 m de comprimento cada, formando um anel arqueado para apoio do sistema de cobertura.

Nos setores Leste e Oeste existem 2 arcos planos com vão livre de 221 m, formados por tubos com 2 m de diâmetro e espessuras variando de 22 a 25 mm. Nos setores Norte e Sul existem 2 arcos com vão livre de 163 m, formados por perfis tubulares com 2,0 m de diâmetro e espessuras variando de 19 a 25 mm. Cada arco é estabilizado por tirante inferior tensionado, composto por tubo com diâmetro de 800 mm e espessura de 19 mm.

A flecha entre arcos e tirantes, nos setores Leste e Oeste, é de 31,4 m, e nos setores Norte e Sul é de 23,18 m. Esses conjuntos estão apoiados em enormes colunas de concreto armado com seção tubular circular, com 42 m de altura, diâmetro de 4,80 m e espessura de parede de 35 cm.

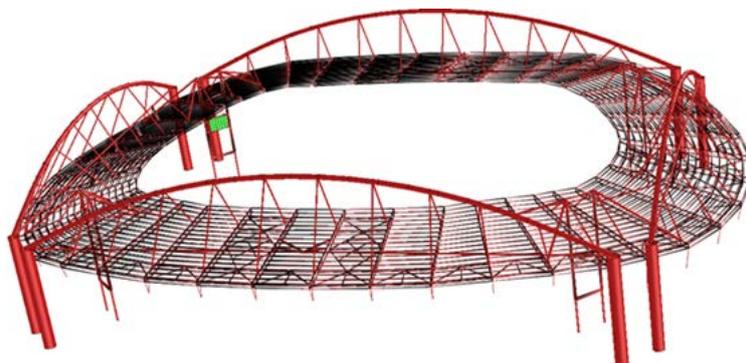


Figura 6 - Modelo estrutural final - os cantos são suportados por pórticos internos.

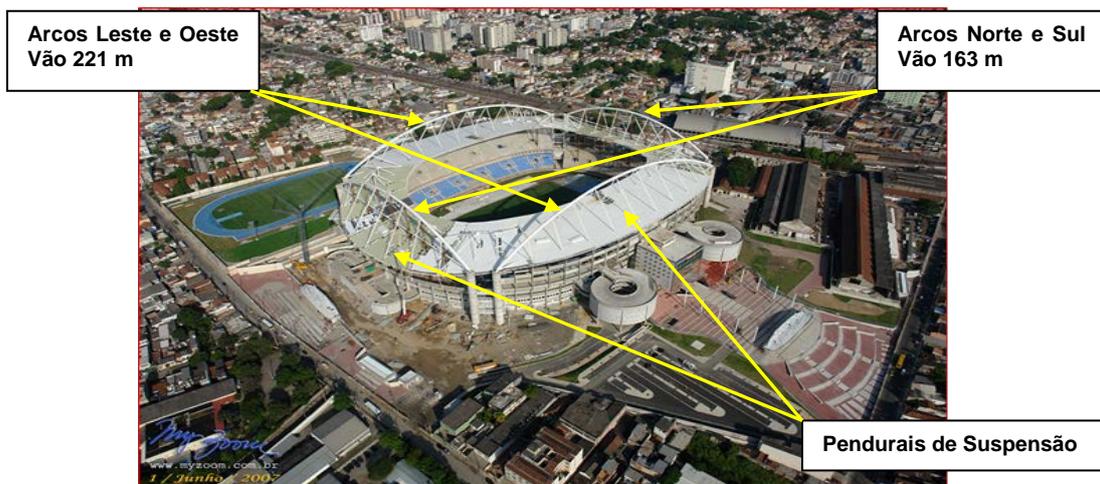
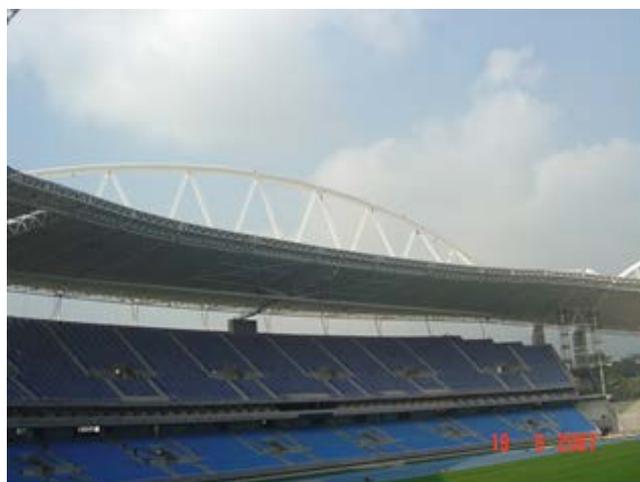


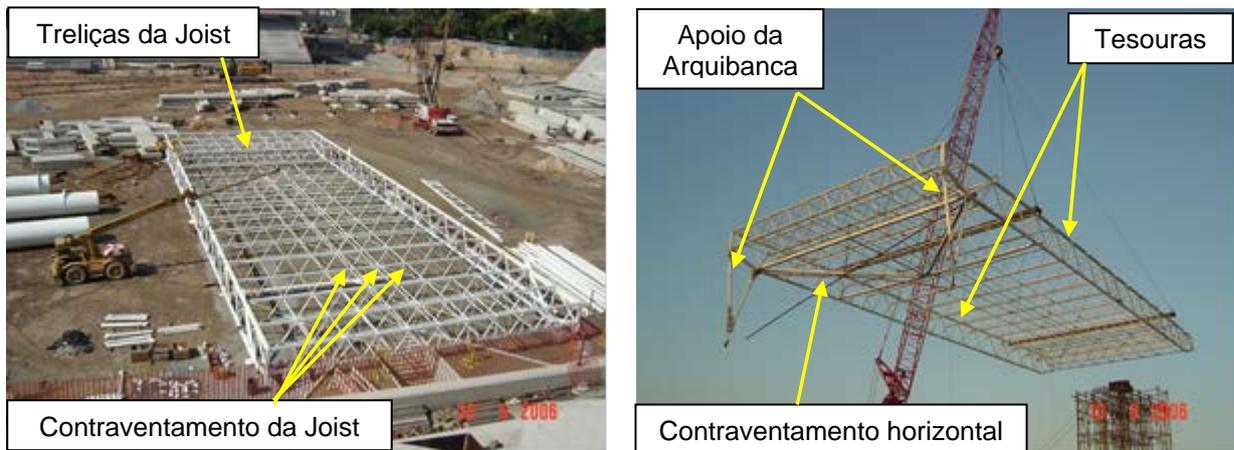
Figura 7 – Vista aérea do Estádio



Figuras 8 e 9 - Arco Leste

Devido à complexidade do projeto e diversidade do comportamento estrutural, inclusive a inovação no uso de joists com perfis laminados de pequeno porte (PEL), foram utilizados quase todos os perfis e chapas disponíveis no mercado brasileiro.

A cobertura do estádio é composta por 42 tesouras, com comprimento de 50 m, que coincidem com os pórticos de concreto do estádio, intercaladamente. O espaçamento das tesouras é de cerca de 20 m, interligadas por joists, que travam as tesouras e recebem o sistema de cobertura.



Figuras 10 e 11 - Módulo rígido típico, no chão e em montagem.

O SISTEMA DE COBERTURA

O sistema de cobertura foi projetado para se obter um excelente desempenho acústico e de estanqueidade. Para tanto, utilizaram-se revestimento térmico rígido com 50 mm de espessura e manta flexível superior, impermeabilizando totalmente os 39.000 m² de cobertura, admitindo alongamentos, sem se romper, de até 300% do seu comprimento unitário.

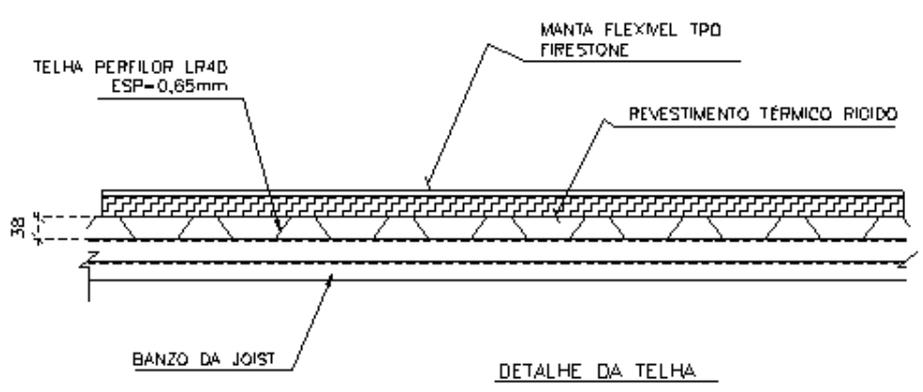


Figura 12 - Sistema de Cobertura

ANÁLISE DO VENTO

Para o cálculo e dimensionamento da cobertura do estádio, além do peso próprio, o carregamento que foi considerado, com representatividade importante, foi o oriundo do vento.

Para a correta determinação do efeito de vento foram realizados testes em modelo reduzido no túnel de vento do laboratório Rowan Williams Davies and Irwin Inc. (RWDI) no Canadá, considerando vento centenário, de acordo com o que preceitua a NBR 6123. Após várias análises, determinou-se a adoção de 16 combinações de carregamentos:

- 1a e 1b = sobrepessão
- 2a e 2b = sucção
- 3a, 3b e 3c = Desbalanceamento em relação ao eixo X-X (Leste- Oeste)

- 4a, 4b e 4c = Desbalanceamento em relação ao eixo Y-Y (Norte-Sul)
- 5 = Desbalanceamento de $\frac{1}{4}$ da cobertura (modos de vibração 3 e 4)
- 6 = Modo 2 da frequência natural
- 7 a 10 = efeitos localizados de grande intensidade

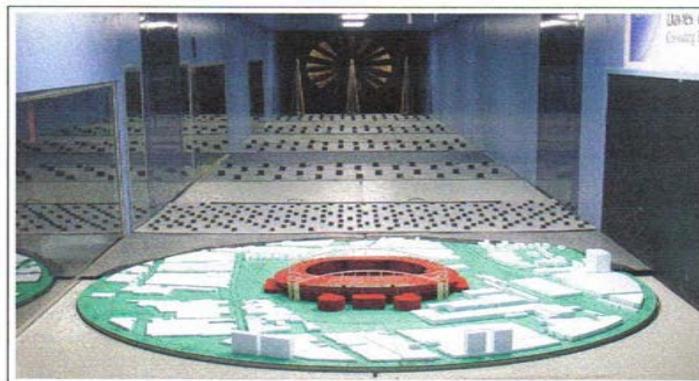
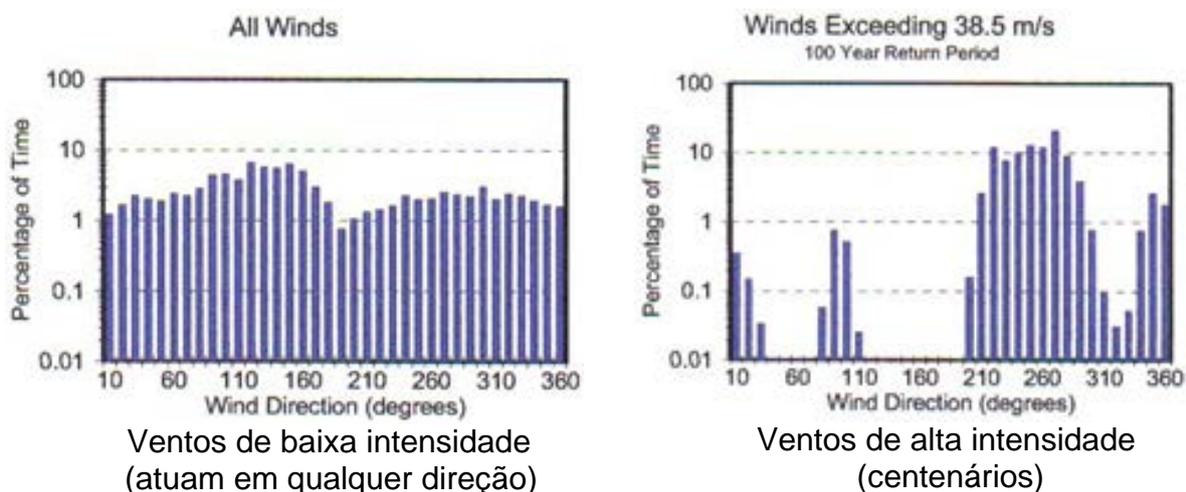


Figura 13 - Modelo durante ensaio no Túnel de Vento



DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Um dos aspectos importantes que foi observado no cálculo dos arcos tubulares foi o problema da instabilidade.

Os modos de instabilidade, para tubos comprimidos axialmente, podem ser decorrentes da flambagem global ou da flambagem local.

A perda de estabilidade por flambagem global depende da relação L/r (índice de esbeltez global – vão total / raio), já a flambagem local depende diretamente da relação D/t (diâmetro externo / espessura da parede do tubo)

No caso específico em análise, a relação D/t variou de 80 a 105, indicando que poderia haver perda de estabilidade, tanto de forma inelástica como elástica, o que foi absolutamente observado em projeto.

Além da relação D/t , a verificação da flambagem local é afetada diretamente pelas imperfeições da peça, tensões residuais e características do material.

A estrutura dos arcos foi projetada de acordo com a norma API 2A, código reconhecido e utilizado mundialmente, considerado como o mais equilibrado na análise de tubos cilíndricos submetidos a esforços diversos, porém, trata com grande rigidez as tolerâncias dimensionais na confecção e montagem das peças.

DETALHES CONSTRUTIVOS

Em razão dos grandes esforços solicitantes nos elementos estruturais e suas respectivas ligações, cuidado especial foi tomado no desenvolvimento dos detalhes construtivos, resultando peças de grande impacto visual.



Figura 14 - Detalhes do Tubo no Modelo de detalhamento e na Fabricação

MONTAGEM DAS ESTRUTURAS

O grande desafio desta obra foi projetar uma estrutura estável e resistente, adequada para fabricação e montagem, atendendo às rigorosas tolerâncias impostas pelas normas técnicas.

Figura 15 – Montagem do Arco Lado Oeste



DEFORMABILIDADE E TENSÕES DE TRABALHO

Com o objetivo de varrer todas as possibilidades de carregamento e de montagem, foram desenvolvidos mais de 500 modelos estruturais.

No descimbramento dos arcos Norte e Sul, a Fundação Coppetec (UFRJ) monitorou a introdução de carga nos arcos por meio da instalação de 28 extensômetros.

Após o descimbramento dos arcos, foram efetuadas contínuas e sistemáticas leituras topográficas dos deslocamentos nos diversos elementos da cobertura, sendo constantemente comparados os valores encontrados com a expectativa dos modelos estruturais.

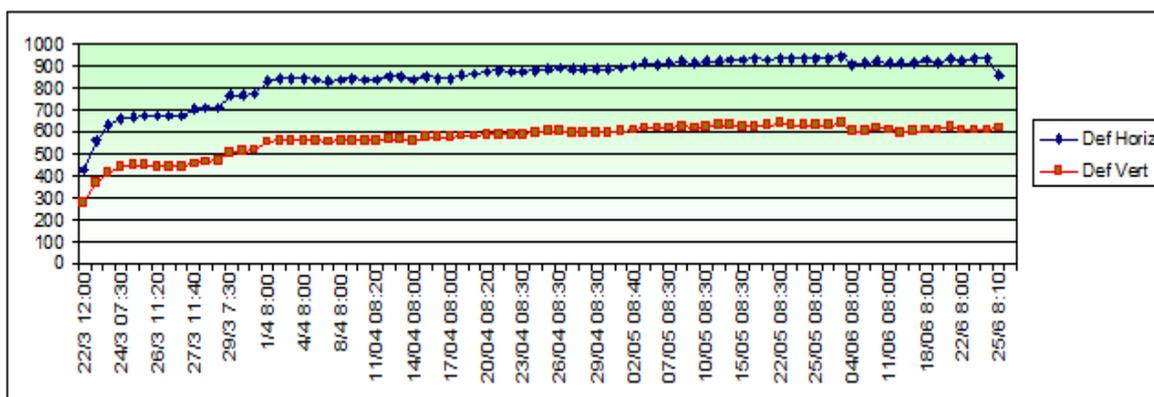


Figura 16 – Âbaco de acompanhamento dos deslocamentos do Arco Leste

A INTERDIÇÃO

As denúncias de que poderia haver problemas estruturais na cobertura do Engenhão começaram a ser divulgadas em 2013, cerca de 7 anos após sua inauguração.

A interdição do Estádio Engenhão ocorreu em 26 de março de 2013 e, em 14 de maio de 2013 (publicado em DO no dia seguinte), foi constituída Comissão especial para “analisar os laudos/estudos técnicos existentes sobre a atual situação do Estádio Olímpico João Havelange (Engenhão)”.

Em 07 de junho de 2013, se apresentou ao público o planejamento das obras de reforma do Engenhão, baseadas no relatório da Comissão.

A alegação feita pelos signatários do laudo era que, baseados em nova análise dos esforços de vento feita a partir de estudo em túnel de vento pela empresa alemã SBP (Schlaich Bergemann und Partner), e nas evidências de deformação em algumas peças estruturais existentes na cobertura, existia fragilidade estrutural na cobertura do Engenhão, e que teria havido “erro de cálculo”.

ALEGAÇÕES PARA INTERDITAR E NECESSIDADE DE REFORÇOS DESLOCAMENTO EXCESSIVO DOS ARCOS

O documento que serviu de embasamento para a Conclusão do relatório da Comissão foi o Relatório preparado pela empresa alemã SBP:

CONSIDERANDO que o Estádio Olímpico João Havelange (Engenhão) foi interditado no dia 26 de março de 2013, após a apresentação de relatório da empresa alemã SBP, que informava haver risco para os torcedores, devido a problemas estruturais na cobertura do estádio; (Relatório Comissão RIOURBE).

Este Relatório da SBP estabelece qual foi a verdadeira anomalia, quando descreve o seu Primeiro Modelo de Sensibilidade (item 3.3.1), empregado para averiguar a estabilidade da estrutura:

(...) Esta abordagem baseia-se nas informações de que a maioria do deslocamento dos arcos, observado após a conclusão, efetivamente ocorreu quando os andaimes sob os arcos Oeste e Leste foram removidos nos estágios de quartos.¹

O acompanhamento topográfico dos Arcos foi realizado e o deslocamento do ponto central do Arco Leste pode ser visualizado na Figura 16, onde se observa:

Deslocamento Vertical Valor Previsto de Projeto:	vertical	= 480 mm
Deslocamento Vertical Real:	vertical	= 620 mm
Diferença entre o real e o previsto		23 %
Deslocamento Horizontal Valor Previsto de Projeto:	horizontal	= 740 mm
Deslocamento Horizontal Real:	horizontal	= 950 mm
Diferença entre o real e o previsto		22 %

DESALINHAMENTOS DOS ELEMENTOS

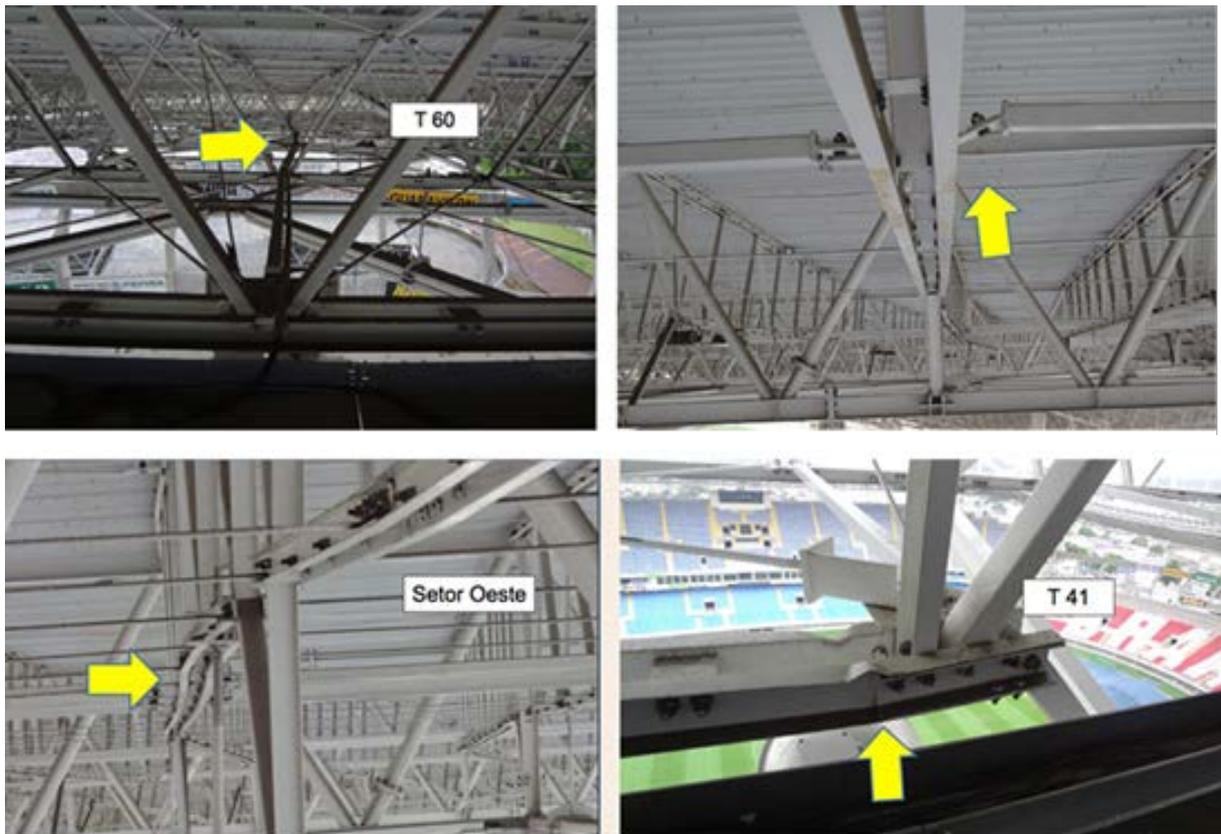
O desalinhamento dos elementos foi registrado em algumas fotografias (Figuras 17 e 18), sendo que, no Relatório da empresa alemã SBP, este desalinhamento é relacionado ao gráfico de momentos laterais, obtido durante o estudo de investigações da laje do telhado (item 7.1.2.), como sendo resultado de esforços superiores à capacidade portante dos elementos.

(...) Entretanto, um estudo mais abrangente da estrutura de telhado mostrou que casos de carga já semi crítica não convergem com reais seções transversais por razões de estabilidade.²

Uma distribuição de flambagem lateral típica nos tramos da joist é dada na Figura 1. Ela reflete exatamente o que também pode ser observado no local: muitos tramos do joist são deslocados (flambados) em uma curva zig-zag (Figura 2).³

¹(...) This approach relies on the information that most of the arches' displacement, seen after the completion, actually occurred when the scaffoldings under WEST and EAST arches were removed in the quarter-built stages.

² A more comprehensive study of the roof structure meanwhile showed that already semi-critical load cases do not converge with real cross sections for stability reasons.



**Figura 17 – Desalinhamento das joists e contraventamentos
Argumentos utilizados para indicar má impressão da cobertura EOJH**

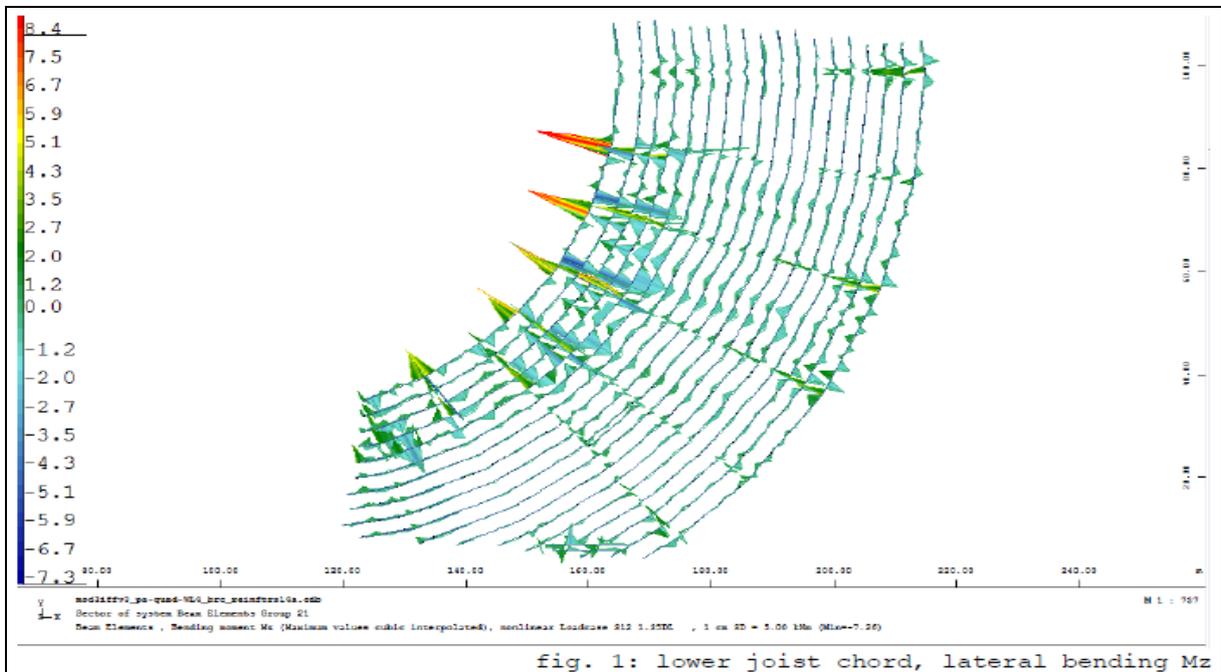


fig. 1: lower joist chord, lateral bending Mz

Figura 18 – Diagrama de Flambagem do tramo inferior das Joists (Relatório SBP - Fig 1 - Part 7- Pg 3)

³ A typical lateral bending distribution in the joist chords is given in figure 1. It is exactly reflecting what can also be observed on site: Many joist chords are bent (buckled) in a zic-zac-curve (figure 2).



Figura 19 – Imagens de desalinhamento das joists apresentadas no Relatório SBP
(Fig 2 – Part 7- Pg 3)

A PERÍCIA DA COBERTURA

Foi estudada a anomalia apresentada pela Estrutura de Cobertura do EOJH. O problema havia sido diagnosticado como deficiência de projeto no que se refere à capacidade portante dos elementos, evidenciado pelos desalinhamentos das peças constituintes, caracterizando instabilidade e servindo de embasamento para a interdição.

MÉTODO PARA ANÁLISE DA ANOMALIA

Para a análise do caso, utilizou-se o seguinte método:

- Análise de documentação existente e dados históricos, de modo a subsidiar o conhecimento dos acontecimentos desde a concepção da estrutura até a sua execução e do tempo em carga por cerca de 7 anos;
- Análise do projeto original e de detalhamento, de modo a entender o comportamento previsto e os tipos de tensões (compressão, tração e torção) nos elementos.
- Levantamento da situação apresentada pela estrutura da cobertura, procurando-se verificar, além do desalinhamento dos elementos, todos os fatores que poderiam ou não contribuir para a anomalia;
- Análise da situação levantada na pesquisa de campo, comparando os sintomas constatados com os documentos existentes e as hipóteses de possíveis causas.

DOCUMENTAÇÃO E DADOS HISTÓRICOS

Para a análise patológica foram verificados os documentos relevantes:

EMPRESA	DOCUMENTO RELEVANTE
RWDI Report	Wind Load Study
Projeto ALPHA	Comportamento estrutural da cobertura para dimensionamento das telhas de cobertura
SULMETA	Desenhos de Detalhamento da Estrutura
LOYMAN Ass. Técnica PROJCONSULT Eng. de Projetos	Tabela de Descimbramento do Arco Oeste
TAL Projecto	Descimbramento do Arco Leste - Especificação
TAL Projecto	Descimbramento dos Arcos Norte e Sul - Especificação
TAL Projecto	Relatório Final
Projeto ALPHA	Relatório Final
Projeto ALPHA	Procedimento de Inspeção de Manutenção
Consórcio Engenhão	Tabelas e Gráficos de Monitoramento Topográfico da estrutura
DISCOVERY Channel	Programa Mega Construções - EOJH
Projeto ALPHA	Fotografias registradas em visitas periódicas do andamento da montagem da cobertura

Existe um documentário veiculado pelo Discovery Channel, chamado “Mega Construções”, que é um registro dos principais acontecimentos ocorridos na obra do EOJH, e é importantíssimo de se conhecer para a correta avaliação das causas das anomalias existentes no estádio.

Neste registro, identificam-se os seguintes acontecimentos relevantes à análise do Quadro Clínico da Cobertura do EOJH:

- A. Previsão inicial de 1 ano para montagem da estrutura. Devido a problemas burocráticos municipais, o prazo diminuiu para 10 meses, sempre limitado pela abertura dos Jogos Pan-americanos, que ocorreriam em julho de 2007.
- B. A dificuldade de montagem das torres de cimbramento empregadas no Setor Oeste provocou atraso, principalmente pela necessidade de passagem por elas do tirante horizontal de estabilização do Arco.
- C. Na ligação do tirante à rótula do Arco, foram encontradas dificuldades no acoplamento da peça (tolerância de 2 mm) e foi necessário o emprego de cunhas para abertura das abas da rótula do tirante (Figura 20), permitindo o encaixe e a instalação do pino de ancoragem.



Figura 20 – Emprego de cunhas metálicas para abertura das abas da rótula (Discovery).

- D. Saída do Consórcio RDR da obra e paralisação até fevereiro de 2007, quando o Consórcio Engenhão retomou os serviços de montagem da cobertura.
- E. Adequação de novo tipo de torre de cimbramento, mais prática e rápida de montagem, atuando simultaneamente para o posicionamento do tirante horizontal e apoio das tesouras.
- F. Constatou-se a flexão de uma Tesoura durante seu içamento, devido a erro de posicionamento das alças do guindaste. (Figura 21).



Figura 21 - Flexão de Tesoura devido a erro de posicionamento dos cabos de içamento (Discovery).

- G. Solicitação da empresa Projeto ALPHA para execução de revisão das peças do Setor Oeste.
- H. Verificação de amassamento da diagonal da Tesoura 05 devido a peso demasiado aplicado na peça durante a montagem.
- I. Constatou-se outra Tesoura fletida durante o içamento e montagem, sendo definida, pelo Consórcio Engenhão, a execução de corte do trecho afetado e soldagem de novo trecho na tesoura existente.
- J. Para diminuir o prazo de montagem do Arco Leste, foi definido o içamento simultâneo de 2 trechos, 44 m e 11 m, necessitando de 2 guindastes simultâneos até a conclusão da solda de emenda dos segmentos, uma vez que o segmento ficava parcialmente apoiado na torre de cimbramento. (Figura 22).



Figura 22 – Içamento simultâneo de 2 trechos do arco e soldagem dos segmentos ainda içados pelos guindastes (Discovery).

- K. Verificou-se conflito entre os prazos para içamento dos segmentos dos Arcos e o prazo necessário para a pintura dos tubos. Ficou decidido que os retoques seriam executados após a montagem do Arco.
- L. Observaram-se relatos de desalinhamentos de peças.
- M. A Soldagem do Arco ocorreu com temperatura ambiente superior a 40°C.
- N. Observaram-se problemas de posicionamento dos furos na placa de conexão do Contraventamento Horizontal, devido ao posicionamento das peças.
- O. Mesmo com todas as dificuldades, o Estádio foi inaugurado na data limite.

ANÁLISE DE CAMPO

Após análise das informações existentes na documentação, no projeto inicial e nos desenhos de detalhamento, foram procedidas vistorias ao estádio antes que se tivessem iniciado quaisquer intervenções visando o “reforço”, ainda na fase de interdição, encontrando-se a estrutura sem escoramento.

A inspeção visual de todos os elementos teve como principal objetivo verificar qualquer tipo de anomalia, procurando-se entender o comportamento real da estrutura, uma vez que a interdição foi baseada na alegação de um deslocamento excessivo dos Arcos.

Uma das características principais desta estrutura, que foi levada em consideração, é a esbeltez de seus elementos (facilitando a visualização de flambagem) e a grande quantidade de ligações rotuladas, com a presença de pintura conectando o pino de acoplamento às abas de encaixe.

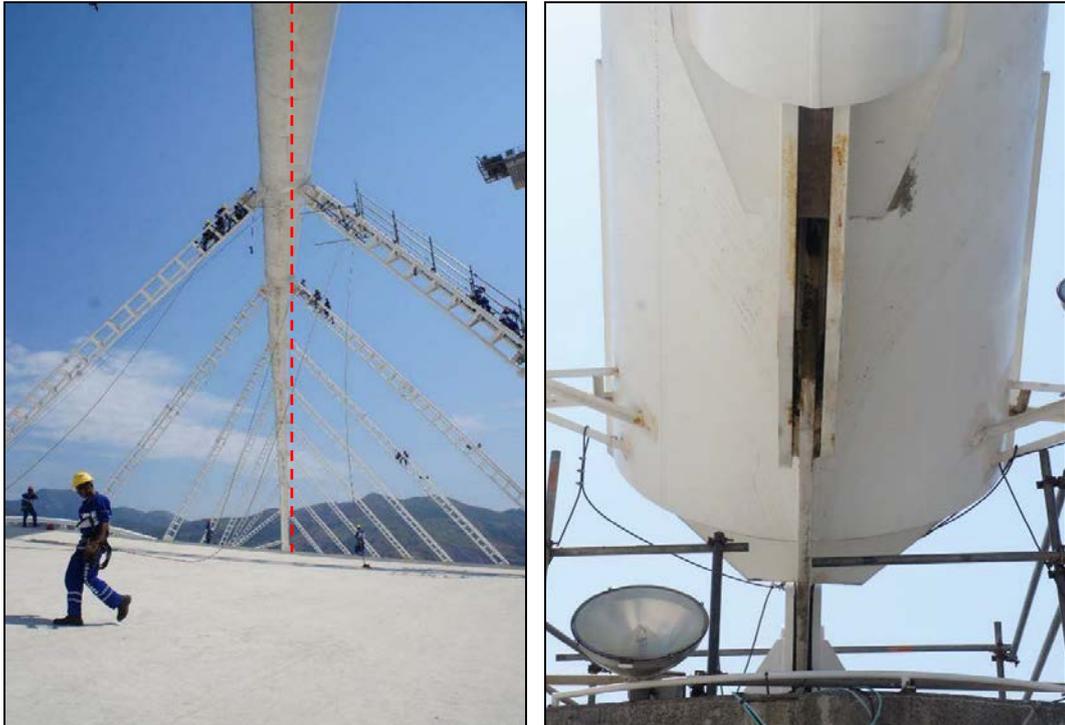
A vistoria identificou diversos sintomas apresentados nas fotos seguintes, sendo que não se observa qualquer ruptura do revestimento de tinta das referidas peças, ou mesmo, desprendimento das conexões parafusadas.

ARCOS E TIRANTES

Os arcos apresentavam desalinhamentos aleatórios, com pontos definidos de inflexão, todavia, sem apresentar sinais de rotação ou torção nas rótulas de apoio e na ligação com os tirantes horizontais.



Fotos 1 e 2 – Apoio da Rótula do Arco, sem qualquer anomalia de deslocamento ortogonal ao plano axial.



Fotos 3 e 4 – Desalinhamento irregular do Arco Leste, com pontos definidos de inflexão (sem vento), sem qualquer anomalia de deslocamento ortogonal ao plano axial nos apoios da rótula

PENDURAIS

As conexões flangeadas dos trechos dos pendurais, justapostas no Arco Oeste, foram substituídas por barras rosqueadas e porcas, alterando o conceito do Modelo Teórico, para conexão semi-articulada (Fotos 5 e 6).

Apesar dos desalinhamentos observados em trechos adjacentes aos pendurais com conexão flangeada semiarticulada, ou ainda, de flexão das peças das rótulas, verificou-se que os pinos de acoplamento não apresentavam qualquer deterioração ou sinal de movimentação devido à integridade da película de tinta existente, conectando ambas as partes móveis (fotos 7 a 20).



Fotos 5 e 6 – Alteração da conexão flangeada em contato direto dos segmentos adjacentes no Arco Oeste para conexão flangeada semi-articulada realizada por barras rosqueadas, com segmentos adjacentes distantes nos Pendurais dos Setores Leste, Norte e Sul, diferentemente do Modelo Teórico



Fotos 7 e 8 – Desalinhamento do Pendural na região de emenda dos segmentos com conexão flangeada semi-articulada, com inflexão e Flexão das peças da rótula de ligação do Pendural com o Arco, sem deterioração do pino de acoplamento



Fotos 9 e 10 – Flexão (desalinhamento) das peças da rótula de ligação do Pendural com a Tesoura, sem deterioração do pino de acoplamento



Fotos 11 e 12 – Flexão das peças da rótula de ligação do Pendural com a Tesoura, com abertura do encaixe fêmea



Fotos 13 e 14 – Flexão das peças da rótula de ligação do Pendural com a Tesoura, com abertura do encaixe fêmea, sem deterioração do pino de acoplamento



Fotos 15 e 16 – Corte e solda das abas da rótula de ligação do tirante para encaixe do pendural da tesoura apresentando corrosão



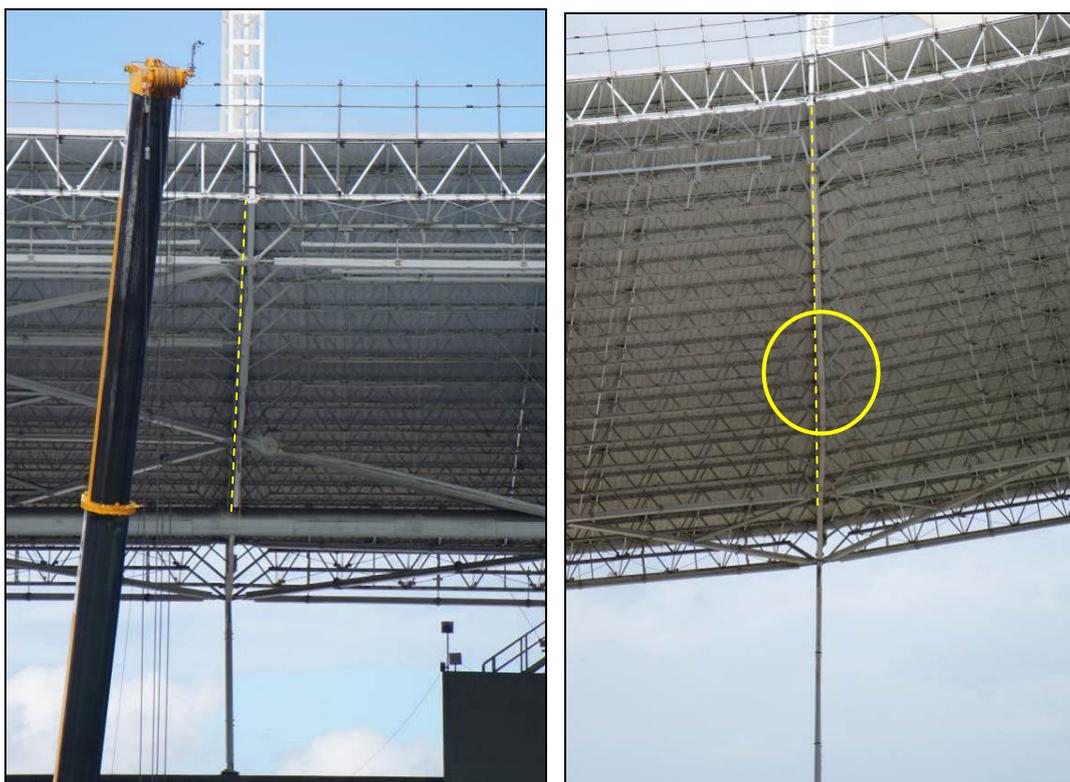
Fotos 17 e 18 – Corte e solda das abas da rótula de ligação do Pendural com a Tesoura com corrosão



Fotos 19 e 20 – Detalhes das rótulas dos pendurais, pintadas, sem qualquer indício de deslocamento pela integridade da película de tinta unindo peças distintas das rótulas

TESOURAS E APOIOS

Diversas tesouras apresentavam desalinhamento com pontos de inflexão, sem sinal de flambagem das diagonais ou barras adjacentes (fotos 21 e 22).



Fotos 21 e 22 – Desalinhamento dos banzos das Tesouras 39 do Setor Leste e 26 do Setor Norte com trechos definidos de inflexão, sem qualquer sinal de flambagem das diagonais ou barras adjacentes

O apoio das tesouras na estrutura de concreto, apesar de apresentar abertura maior do encaixe “fêmea” da rótula, não evidenciava qualquer sinal de movimentação ou rotação devido à integridade da película de tinta (fotos 23 a 26).



Fotos 23 e 24 – Apoio da Tesoura na Arquibancada, sem flexão ou anomalia



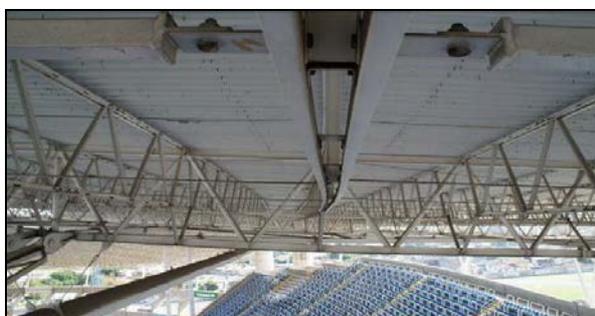
Fotos 25 e 26 – Abertura do encaixe “fêmea” do Apoio da Tesoura na Arquibancada sem rupturas no revestimento de tinta

JOISTS

Verificou-se que as treliças intermediárias das joists apresentavam desalinhamento, sem evidenciar qualquer desprendimento de conexão parafusada, ou das telhas superiores fixadas por parafusos (Fotos 27 a 30).



Fotos 27 e 28 – Desalinhamento leve das Treliças dos Joists intermediários



Fotos 29 e 30 – Desalinhamento leve das Treliças dos Joists intermediários

No caso específico da joist 66-68, verificou-se o desalinhamento acentuado da treliça interna, junto à tesoura 66, evidenciando um “possível” quadro de flambagem, como apresentado no Relatório SBP (fotos 31 e 32).



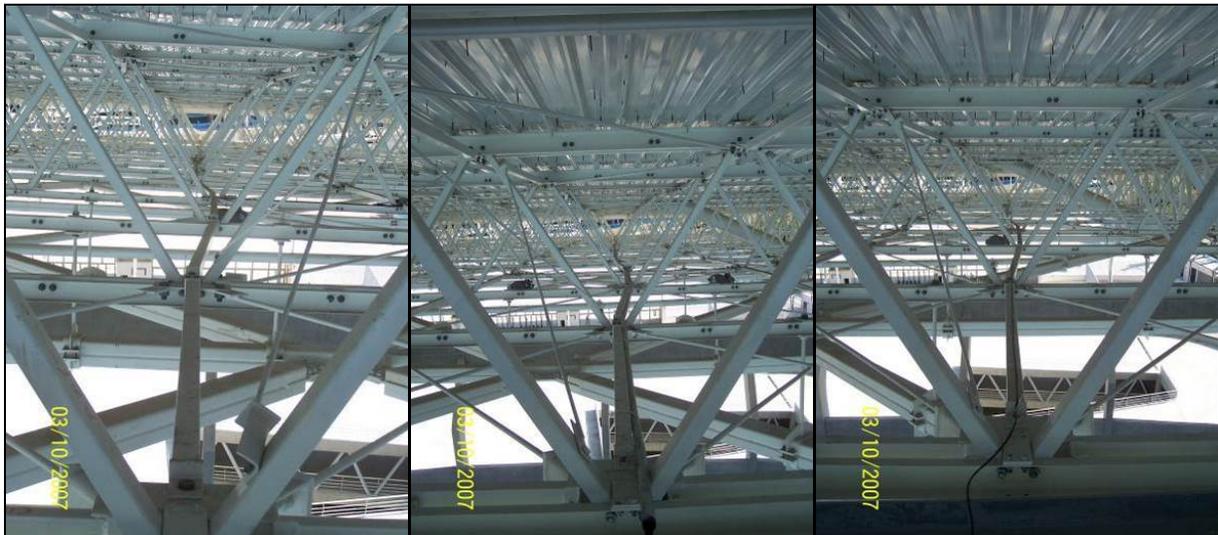
Fotos 31 e 32 – Desalinhamento acentuado da Treliça interna junto ao eixo 66, evidenciando “um possível” quadro de flambagem, como apresentado no Relatório da SBP

Peças isoladas apresentavam amassamento das abas do perfil, não tendo continuidade na barra adjacente, íntegra (fotos 33 e 34), inclusive nas telhas respectivas parafusadas.

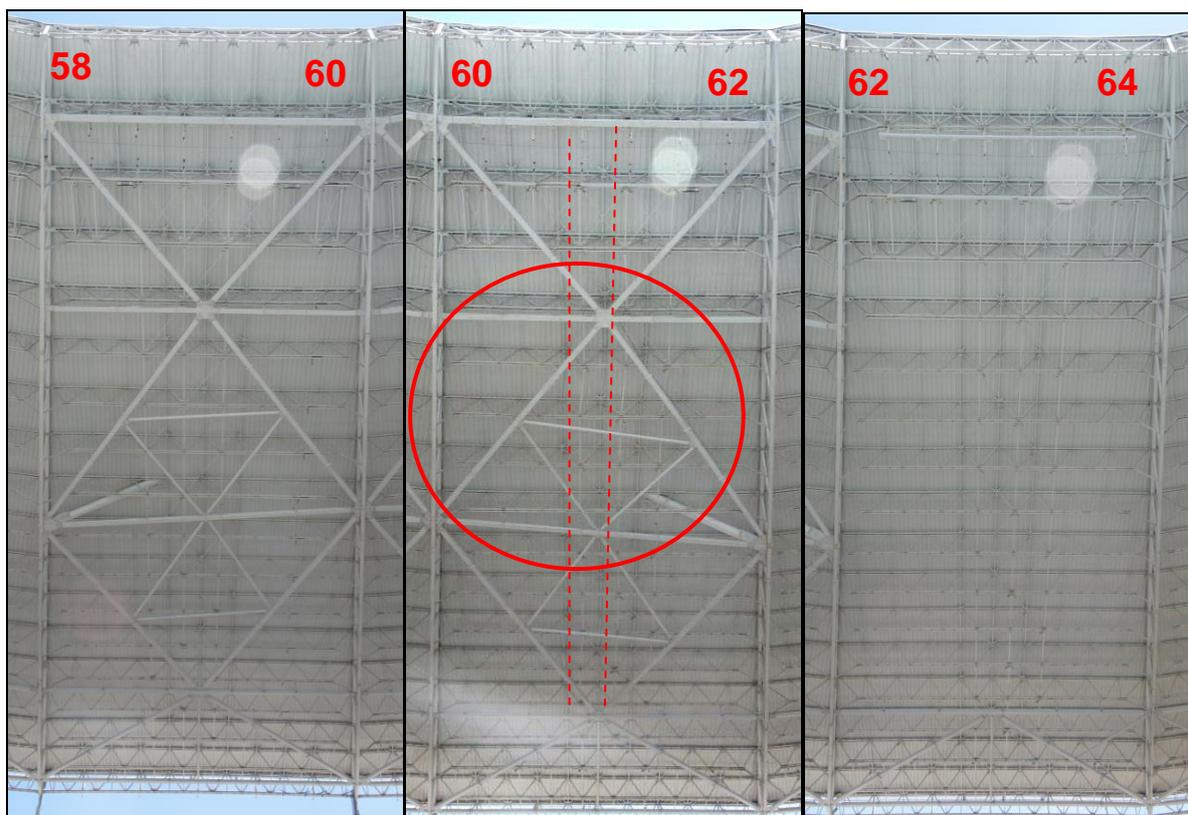


Fotos 33 e 34 – Perfil amassado da treliça da Joist - o perfil adjacente do mesmo banzo está íntegro

A Joist 60-62 apresentava o desalinhamento das barras de contraventamento das treliças, sem ser observada a continuidade deste desalinhamento nas joists adjacentes, 58-60 e 62-64 (fotos 35 a 40).



Fotos 35, 36 e 37 – Desalinhamento das barras de Contraventamento da Joist 60-62 do Setor Sul.
(Fonte: Projeto Alpha)



Fotos 38, 39 e 40 – Barras do Contraventamento da Joist 60-62 desalinhadas e/ou fletidas na ligação com a treliça, sem continuidade nas Joists adjacentes, caracterizando um quadro localizado



Fotos 41 e 42 – Detalhe da flexão da conexão parafusada da barra do Contraventamento da Joist 79-01, observando-se a integridade da conexão adjacente e da película de tinta da peça “fletida”

CONTRAVENTAMENTO HORIZONTAL

No que diz respeito ao Contraventamento Horizontal Principal, responsável parcial pelo travamento do plano da cobertura, relativamente aos esforços horizontais, não se observou qualquer deformação ou anomalia significativa nos elementos que o compõe.

ANÁLISE DOS DADOS

Como princípio básico para a análise dos dados, levou-se em consideração as condições do levantamento detalhado realizado na estrutura em trabalho normal por mais de 7 anos, identificando e constatando que, apesar das anomalias:

- Nenhuma peça apresentava ruptura do aço, nem mesmo da película do revestimento de tinta;
- Nenhuma das diversas rótulas da estrutura apresentava deslocamento, rotação, ou mesmo ruptura da película de tinta aplicada sobre o espaço entre peças articuladas;
- Não existia desprendimento das conexões parafusadas;
- As anomalias de desalinhamento se apresentavam isoladas, ou seja, não tinham continuidade nas peças adjacentes vinculadas.

A partir destas constatações na estrutura, procurou-se as possíveis causas para as anomalias identificadas, as quais, após análise conjunta com os dados existentes, pôde-se identificar:

DESALINHAMENTO DOS ARCOS

Para a análise do Desalinhamento dos Arcos, uma vez que **não é observado qualquer indício de que estes tenham apresentado uma movimentação intensa**, seja pela integridade das rótulas, seja pela integridade do revestimento de tinta, procedeu-se à busca de outras informações.

Observou-se o levantamento geométrico realizado em cada Arco antes do descimbramento (carregamento do peso próprio), com vistas a aferir as imperfeições iniciais reais⁴, registrando o desalinhamento com pontos intensos de inflexão. As Figuras 23 a 27 mostram o levantamento dos Arcos Oeste e Leste (em vermelho), relativamente ao modelo matemático original.

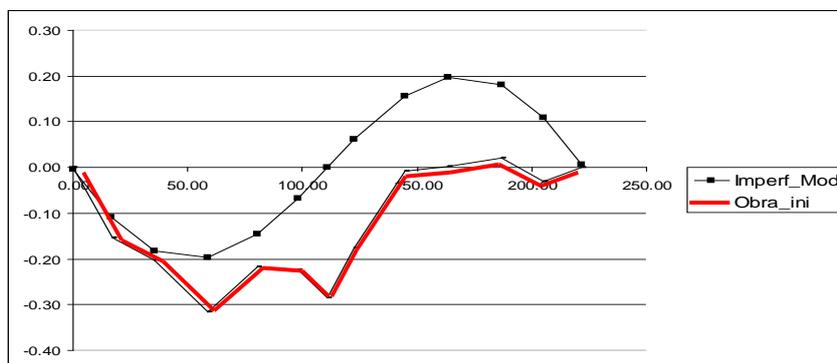


Figura 23 - Arco Oeste – Imperfeições no plano horizontal (Fonte: TAL)

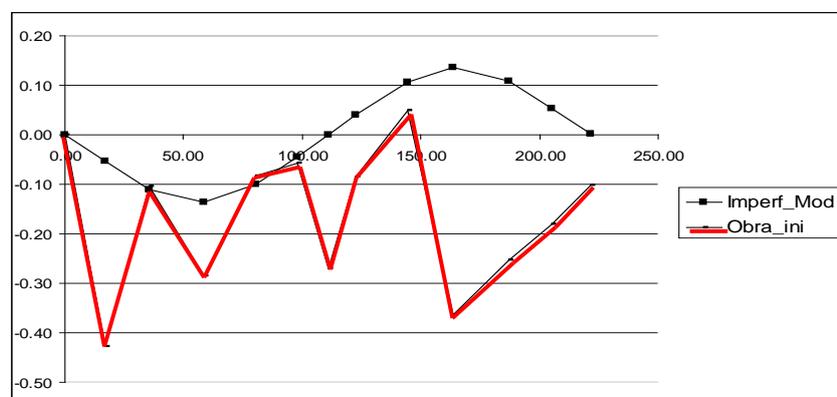


Figura 24 - Arco Oeste – Imperfeições no plano vertical (Fonte: TAL)

⁴ Relatório Final da Empresa TAL Projecto, Consultoria e Verificadora do Projeto Original.

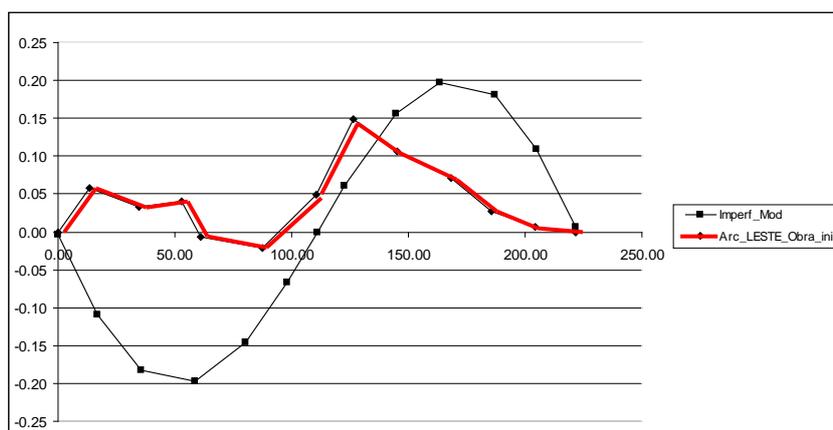


Figura 25 - Arco Leste – Imperfeições no plano horizontal (Fonte: TAL)

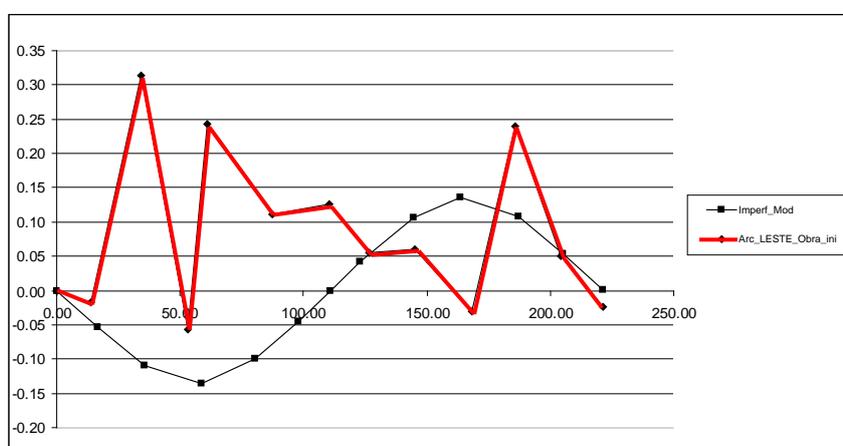


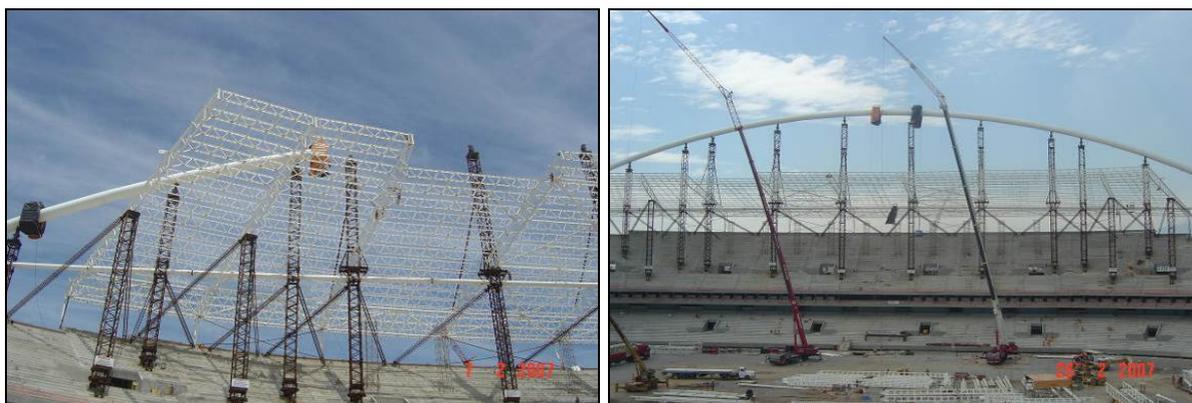
Figura 26 - Arco Leste – Imperfeições no plano vertical (Fonte: TAL)

Para se averiguar essas imperfeições constatadas, antes do descimbramento, verificou-se o procedimento de montagem dos Arcos, constituído de posicionamento de diversos segmentos e soldagem no alto das torres distantes, empregando-se guindastes (fotos 43 a 46).



Fotos 43 e 44 – Início da montagem do Arco Leste simultaneamente pelo Gigante G8 e pelo Gigante G7, notando-se que ainda faltavam 3 torres centrais de cimbramento a serem instaladas.

(Fonte: Projeto Alpha, 30/01/2007)



Fotos 45 e 46 – Montagem de segmento do lado do Gigante G8, em 07.02.2007, e soldagem do último segmento central, em 25.02.2007, após todas as torres centrais estarem instaladas. (Fonte: Projeto Alpha)

Devido ao procedimento executivo adotado e à distância entre as torres de cimbramento, variações de posicionamento são dificilmente percebidas, principalmente, pela quantidade escassa de apoios. Isto permitiu desalinhamentos dos segmentos, que foram ajustados consecutivamente, para permitir a união do último segmento central.

Assim, verifica-se que o desalinhamento irregular dos Arcos, com característica de inflexão dos segmentos consecutivos, decorreu de variações topográficas de posicionamento dos diversos segmentos durante a montagem da estrutura. Este fato foi comprovado pelo levantamento de imperfeições efetuado antes do descimbramento e carregamento, e não caracteriza um comportamento anômalo do elemento em trabalho.

DESALINHAMENTO DOS PENDURAIS

Uma vez constatado o desalinhamento de montagem dos Arcos, deparou-se com o problema de ajuste dos pendurais, fabricados conforme projeto, nas distâncias reais entre as conexões dos Arcos e das tesouras das joists.

Tanto pelos registros fotográficos existentes, como pelo próprio levantamento das condições de campo, verificou-se que, no Arco Oeste, este ajuste foi realizado por meio de corte e soldagem de complementos, dispendendo tempo, uma vez que o comprimento do pendural era invariável devido à conexão do flange justaposto.

Nestes pendurais, não se observou o desalinhamento pela própria condição de conexão dos trechos.

Como alternativa para os demais arcos, substituiu-se a conexão justaposta das flanges por barras roscadas, porcas e contra-porcas, facilitando o ajuste do pendural, a partir de então “semiarticulado”, nas diferentes distâncias reais de montagem, uma vez que cada segmento podia apresentar uma variação do eixo axial, ou mesmo, do seu comprimento, até se obter o acoplamento no berço das rótulas (tolerância de 2 mm).

As fotos 47 a 50 mostram o procedimento de montagem da estrutura, onde o posicionamento das Joists ocorreu simultaneamente ao dos Arcos e Tirantes, necessitando as adequações geométricas das conexões.



Fotos 47 e 48 – Situação do Setor Leste em 26.02.2007, ainda sem pendurais, todavia, com o Arco em conclusão e as Joists 31 a 49 montadas e escoradas. A situação em 08.03.2007 já registra a montagem dos pendurais, partindo do Gigante G8. (Fonte: Projeto Alpha)



Fotos 49 e 50 – Situação em 17.04.2007 do Setor Norte com a instalação da telha de cobertura logo após a montagem do pendural secundário do tirante e do Setor Sul onde a montagem dos pendurais teve início antes do término da soldagem do segmento do Arco. (Fonte: Projeto Alpha)

Como já comentado, o desalinhamento foi observado apenas entre segmentos, ou seja, nos pontos das conexões flangeadas, sendo que em nenhuma foi visualizada anomalia relativa à insuficiência de capacidade resistente.

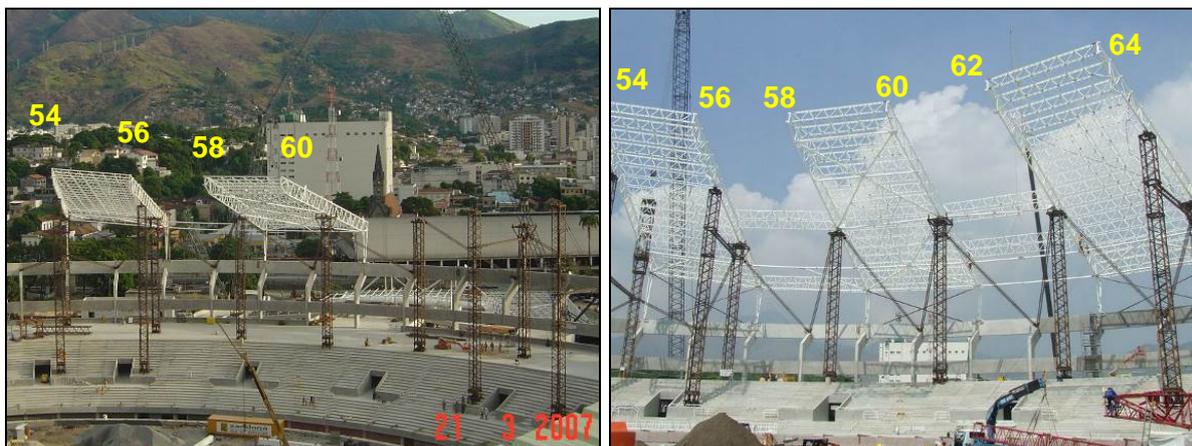
Uma vez que foi verificado que todos os pinos de acoplamento encontravam-se íntegros, observando-se apenas a flexão das abas, sem mesmo a ruptura do revestimento de tinta, pode-se afirmar, pelas características deste quadro clínico e das condições de montagem da estrutura, que, nestas peças, ocorreu a introdução de esforços, **durante a execução**, para forçar a abertura das abas “fêmeas”, com o emprego de cunhas de madeira, ou mesmo, a flexão do encaixe “macho”, permitindo o acoplamento oblíquo da rótula.

DESALINHAMENTO DAS TESOURAS E JOISTS

Levando-se em consideração os fatos registrados no Programa Mega Construções, ou seja, o desalinhamento transversal de algumas tesouras ocorridas durante a montagem da estrutura, primeiramente, procurou-se verificar o procedimento executivo e a eventual relação com o quadro observado.

Em análise do procedimento executivo, verificou-se que as Joists eram içadas intercaladamente, ou seja, primeiramente era montado e içado um conjunto de 2 Tesouras e as treliças intermediárias.

Em seguida, montava-se e se içava outro conjunto, alternado, e, posteriormente, unindo estas Joists com as treliças da Joist intermediária. As fotos 51 a 54 identificam o procedimento.



Fotos 51 e 52 – Situação em 21.03.2007 do Setor Sul com as Joists 54-56 (escorada em 4 pontos) e 58-60 (escorada em 2 pontos no centro do vão da tesoura). Situação em 24.03.2007 com a Joist 62-64 montada e escorada em 3 pontos diferentes e treliças intermediárias já fixadas das Joists 56-58 e 60-62.
(Fonte: Projeto Alpha)



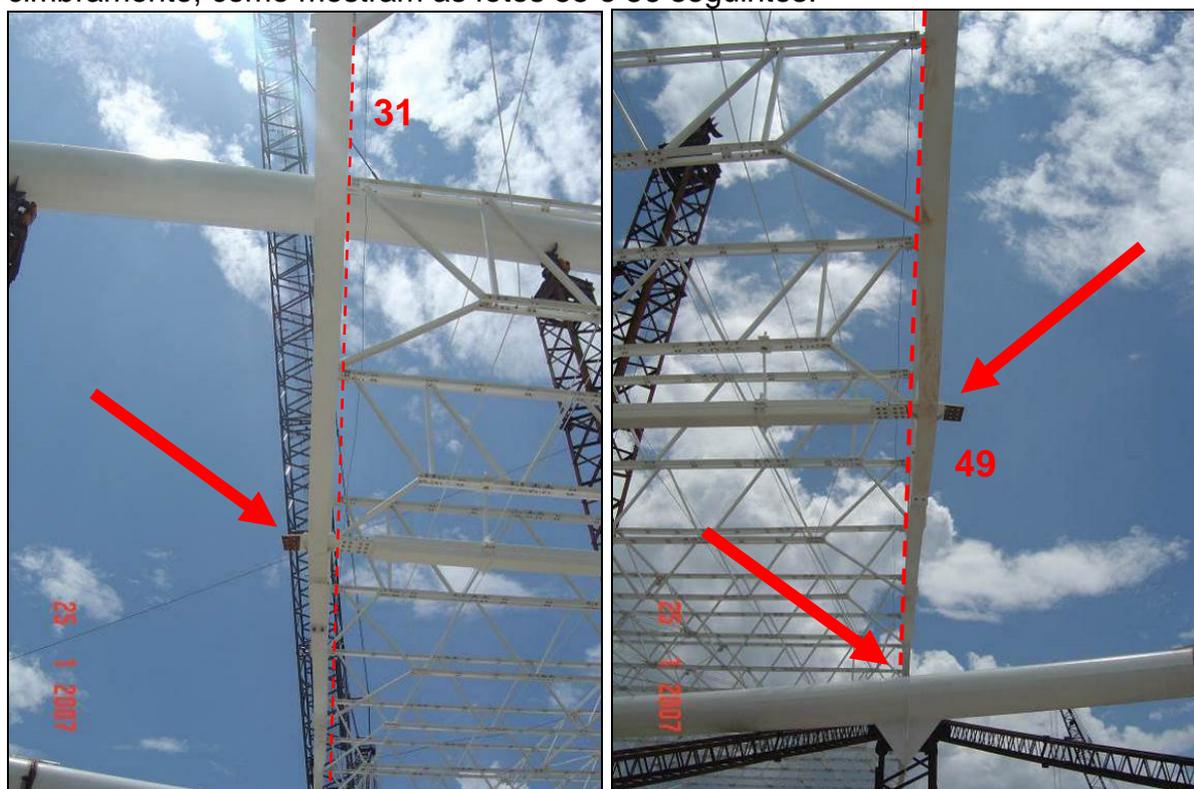
Fotos 53 e 54 – Situação em 08.03.2007 do Setor Norte com as Joists 14-16 (escorada em 4 pontos), 18-20 (escorada em 2 pontos no centro do vão da tesoura) e 22-24 (escorada em 3 pontos diferentes), unidas pelas treliças das Joists 16-18 e 20-22 instaladas parcialmente. Em 15.03.2007, observa-se o posicionamento de parte da tesoura 26 e das treliças da Joist 24-26. (Fonte: Projeto Alpha)

Observa-se que as Tesouras foram apoiadas em pontos diferentes, ou seja, as tesouras das extremidades dos Arcos permaneceram apoiadas com torres na projeção de fixação do pendural do arco e, nas tesouras intermediárias, apoiadas com torres na projeção do Tirante horizontal, ou seja, no centro do vão.

Nesta condição de montagem, inclusive com as variações de níveis necessários para a concordância geométrica da cobertura, introduziram-se esforços excêntricos do próprio peso da Joist, os quais, devido à característica de esbeltez das Tesouras, acarretaram o seu desalinhamento.

Este desalinhamento também foi intensificado durante o processo de conexão das demais peças (treliças, contraventamentos, etc.), onde se tornou necessário o emprego de ferramentas para deslocar trechos para a sobreposição dos furos.

Observe-se a situação de desalinhamento das Tesouras 31 e 49 do Arco Leste, ainda na fase de montagem da estrutura, sendo visíveis os elementos causadores desta condição, a saber, o contraventamento horizontal e a torre de cimbramento, como mostram as fotos 55 e 56 seguintes.



Fotos 55 e 56 – Desalinhamento das Tesouras 49 e 31 do Arco Leste provocado pela diferença geométrica do posicionamento da torre de cimbramento e da barra de contraventamento horizontal, durante a montagem. (Fonte: Projeto Alpha, 25/01/2007)

Verificou-se que a condição de desalinhamento das Tesouras permaneceu constante, desde a sua montagem até 2014, época das vistorias em campo, como atestam as fotos 57 e 58, seguintes.



Fotos 57 e 58 – Desalinhamento constatado em 22.03.2007 das Tesouras 07 e 09 (esta última escorada) (Fonte: Projeto Alpha) e a permanência da situação de desalinhamento destas Tesouras constatada nas Vistorias em 2014

Notou-se que durante a montagem, em determinados locais, devido às torres estarem posicionadas no meio do vão das tesouras, ocorreu a inversão de momentos e a flambagem lateral da tesoura junto ao apoio, como na Tesoura 39 do Arco Leste (fotos 59 e 60).



Fotos 59 e 60 – Desalinhamento lateral da Tesoura 39 do Arco Leste nas proximidades da Torre de cimbramento posicionada no centro do vão, observando-se peças ainda não montadas (círculo). (Fonte: Projeto Alpha)

Portanto, constatou-se que o desalinhamento visível das tesouras, tecnicamente, **ocorreu durante a montagem em segmentos e períodos diferentes da cobertura**, tendo sido estas peças submetidas a esforços para promover a ligação com as Joists, ou mesmo, devidos à diferença de níveis e posicionamento das torres de cimbramento.

Não se observa qualquer evolução no quadro de desalinhamentos ou mesmo, qualquer sinal de flambagem das diagonais ou das barras dos banzos superior e inferior.

Nas rótulas de apoio das tesouras, também se observou a necessidade de introdução de esforços durante a execução, para forçar a abertura das abas “fêmeas”, com o emprego de cunhas de madeira, ou mesmo, a flexão do encaixe “macho”, permitindo o acoplamento oblíquo da rótula.

No caso do desalinhamento das barras de Contraventamento da Joist 60-62, conforme ilustram as fotos 35 a 37, na montagem da estrutura verificou-se que esta foi montada após o posicionamento das Joists adjacentes, apenas na instalação das treliças, como pode ser visualizado na foto 61 seguinte.

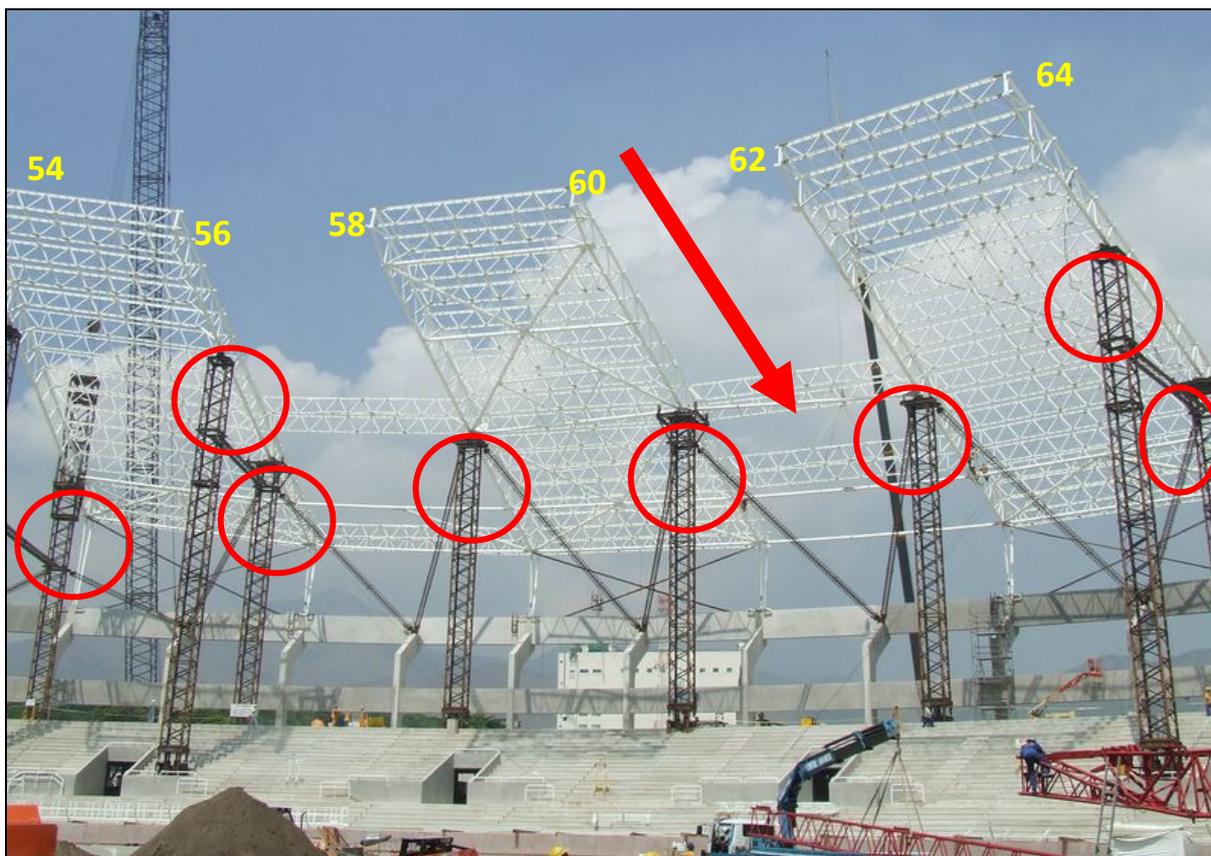


Foto 61 – Situação em 24.03.2007 do Setor Sul com as Joists 54-56 (escorada em 4 pontos) e 58-60 (escorada em 2 pontos no centro do vão da tesoura) e Joist 62-64 (escorada em 3 pontos diferentes). Na Joist 60-62, encontravam-se fixadas as treliças TR9-TR10-TR13-TR14. (Fonte: Projeto Alpha)

Os apoios das Joists adjacentes em níveis e quantidades diferentes, acarretaram deformações e desalinhamentos, condições estas que levaram ao ajuste geométrico dos elementos da Joist de complemento para fazer coincidir as conexões parafusadas e resultando no desalinhamento forçado dos nós das treliças.

Assim, a montagem das barras de contraventamento acompanhou este desalinhamento, sem possuir nexos causal com um deslocamento da estrutura em trabalho. A situação é a mesma nas demais Joists que apresentaram desalinhamento do Contraventamento.

É de grande importância a análise do caso específico da treliça interna TR1 da Joist 66-68, única que apresentava intenso desalinhamento lateral, encontrando-se em local de grande esforço de compressão.

Analisando o registro fotográfico histórico, bem como o processo de montagem do Setor Sul, verificou-se que as treliças da Joist 66-68 (Fotos 31 e 32) foram as últimas a serem montadas e, em face dos desalinhamentos das tesouras 66 e 68 (Pórtico OS), as treliças anteriores, TR2 a TR18, unidas às barras de contraventamento da Joist, promoveram uma variação geométrica intensa em relação às suas ligações com as Tesouras, sendo que os **banzos foram forçados para o realinhamento com a região de ligação** com a tesoura (fotos 62 e 63), não caracterizando, portanto, um esforço de flambagem por compressão da referida Treliça.



Foto 62 – Treliça da Joist 66-68 desalinhada na montagem, antes de ser flexionada para encaixe na Tesoura do eixo 66 (Fonte: Projeto Alpha, 15/05/2007)



Foto 63 – Detalhe da Treliça da Joist 66-68 desalinhada na montagem, antes de ser flexionada para encaixe na Tesoura do eixo 66 (Fonte: Projeto Alpha, 15/05/2007)

Verifica-se que o alinhamento forçado dos elementos, durante a montagem da estrutura, para fazer coincidir com as conexões parafusadas, foi realizado por equipamento composto de fitas, cabos, corrente e equipamento *tifor* empregado provocando o amassamento das abas dos perfis solicitados (fotos 64 e 65) devido a esforço pontual em um dos lados do perfil.



Fotos 64 e 65 – Cabos, corrente e equipamento Tifor empregado para realinhar a Tesoura 39 do Arco Leste. (Fonte: Projeto Alpha, 2007)

Nas vistorias, levando-se em consideração o quadro observado de desalinhamento das treliças das Joists, procedeu-se à verificação do registro fotográfico histórico para constatação das condições iniciais das mesmas e a eventual evolução.



Foto 66 – Situação em 20.09.2006, com as Joists 09 a 75 montadas e escoradas, sendo visível o desalinhamento das treliças. (Fonte: Projeto Alpha)

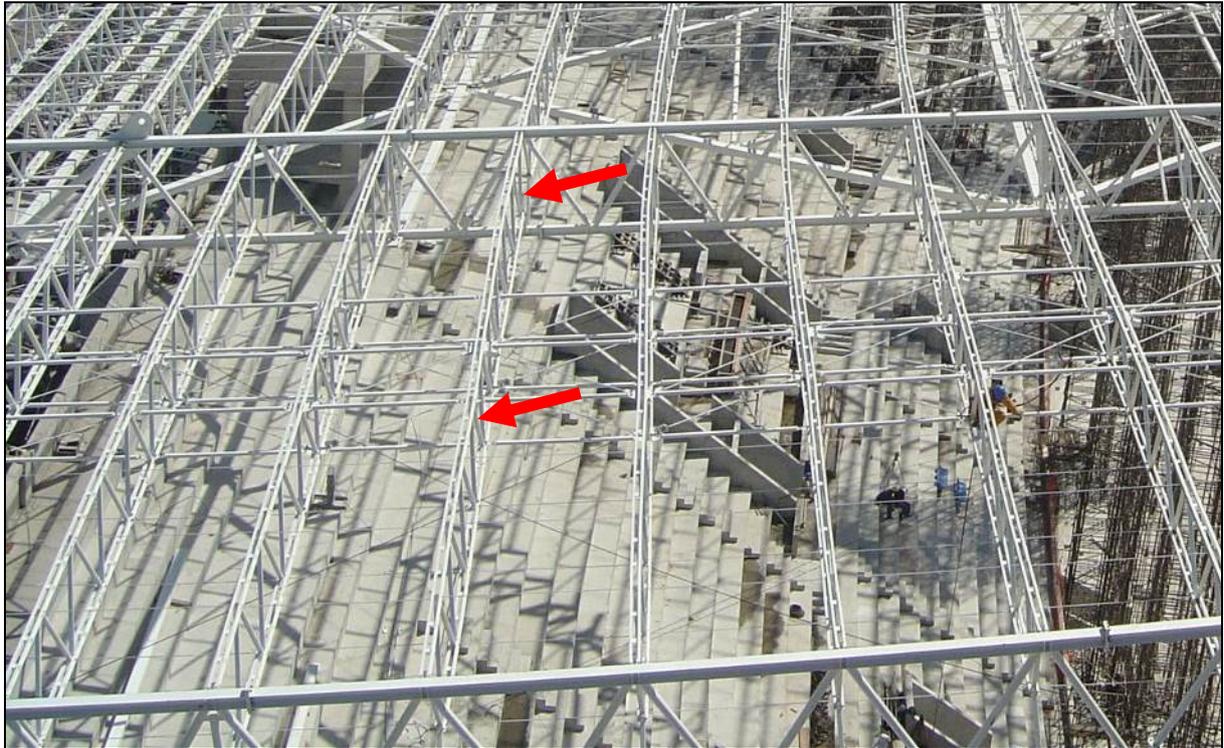


Foto 67 – Situação em 20.09.2006, detalhe da foto anterior, treliças da Joist 77-75 com desalinhamento das treliças. (Fonte: Projeto Alpha)

As fotos 68 a 71 seguintes registram que, mesmo após o descimbramento parcial da estrutura do setor oeste, sem cobertura e escoradas as tesouras 09 e 71, o desalinhamento das treliças permaneceu.



Fotos 68 e 69 – Situação em 30.01.2007, com as Joists 09 a 03 montadas e parcialmente descimbradas, permanecendo o desalinhamento de montagem das treliças. (Fonte: Projeto Alpha)



Fotos 70 e 71 – Situação em 07.02.2007, com as Joists 71 a 09 montadas e parcialmente descimbradas, permanecendo o desalinhamento de montagem das treliças. (Fonte: Projeto Alpha)

Constatou-se, também, que o desalinhamento das treliças permaneceu após a instalação das telhas de cobertura, pois, uma vez fixadas na estrutura desalinhada, assim deverão permanecer devido aos novos vínculos estabelecidos (Fotos 72 e 73).



Fotos 72 e 73 – Situação em 08.03.2007, com as Joists 71 a 09 montadas e parcialmente descimbradas, permanecendo o desalinhamento de montagem das treliças após a instalação das telhas.

(Fonte: Projeto Alpha)

Portanto, o quadro de desalinhamento das treliças das Joists ocorreu ainda durante a montagem da estrutura escorada, e posteriormente, travada pela fixação das telhas de cobertura. Trata-se de uma característica das treliças, sem afetar sua estabilidade.

DESLOCAMENTOS MEDIDOS

O **Arco Oeste** foi o primeiro a ser parcialmente descimbrado, ou seja, permanecendo as torres das tesouras de extremidade 09 e 71. O Descimbramento foi realizado em novembro de 2006 **com a estrutura sem telhas e manta** (apenas peso próprio dos elementos), apresentando um deslocamento horizontal de 87% do valor previsto teoricamente (454 mm medidos em comparação a 520 mm previstos).

As remoções das torres das tesouras de extremidade 09 e 71 ocorreram em 01/06/2007, encontrando-se toda a estrutura da cobertura concluída.

O Arco Leste, descimbrado parcialmente em segundo lugar, também permaneceu com as torres das tesouras de extremidade 31 e 49. O Descimbramento foi realizado em 21/03/2007, também com a estrutura sem telhas e manta (apenas peso próprio dos elementos – Foto 74), e apresentou um deslocamento horizontal de 81% do valor previsto teoricamente (424 mm medidos em 520 mm previstos).

Ainda nos 3 primeiros dias após o descimbramento, verificou-se o acréscimo intenso de deslocamento até uma breve estabilização em 669 mm, ou seja, valor 29% superior ao previsto teoricamente. Com o acréscimo de carga das telhas sendo instaladas (Fotos 75 e 76), a estrutura apresentou outro acréscimo progressivo até o Descimbramento geral da estrutura, em 01/06/2007, incluindo os Arcos Norte e Sul e as torres de extremidade dos Arcos Oeste e Leste.

Em ambos os Arcos, **Norte e Sul**, observou-se o mesmo comportamento e pôde-se observar um deslocamento inicial imediato e a progressão acentuada nos 3 primeiros dias, até a estabilização do conjunto, lembrando-se que estes 2 arcos **foram descimbrados com as telhas e manta já instaladas**, diferentemente do descimbramento dos Arcos Oeste e Leste.

Os valores medidos, por meio de levantamento topográfico, dos deslocamentos horizontais, são apresentados na Tabela e Gráfico seguinte.

Arco	Data de Descimbramento (1)	Deslocamento Horizontal (mm)				Estabilização (6)
		Imediato (2)	Inicial (3 dias após) (3)	Após instalação Cobertura (4)	Após Descimbramento Geral (5)	
Oeste	11/2006	454	-	-	50	SIM
Leste	21/03/2007	424	669	940	900	SIM
Norte (*)	01/06/2007	111	325	325	325	SIM
Sul (*)	01/06/2007	127	370	370	370	SIM

(*) O descimbramento dos Arcos Norte e Sul foi realizado com as telhas e manta já instaladas. Para facilitação de análise, alguns valores foram arredondados.

(1) A data de descimbramento, lembrando-se que no descimbramento dos Arcos Norte e Sul, as torres restantes dos Arcos Oeste e Leste foram retiradas simultaneamente.

(2) O deslocamento imediato obtido no descimbramento do Setor.

(3) O deslocamento inicial, considerando um período de 3 dias após o descimbramento.

(4) O Deslocamento final após a instalação da cobertura (telhas e manta).

(5) Deslocamento após o descimbramento geral, ou seja, após o descimbramento dos Arcos Norte e Sul.

(6) Verificação da Estabilização das medições de deslocamentos.

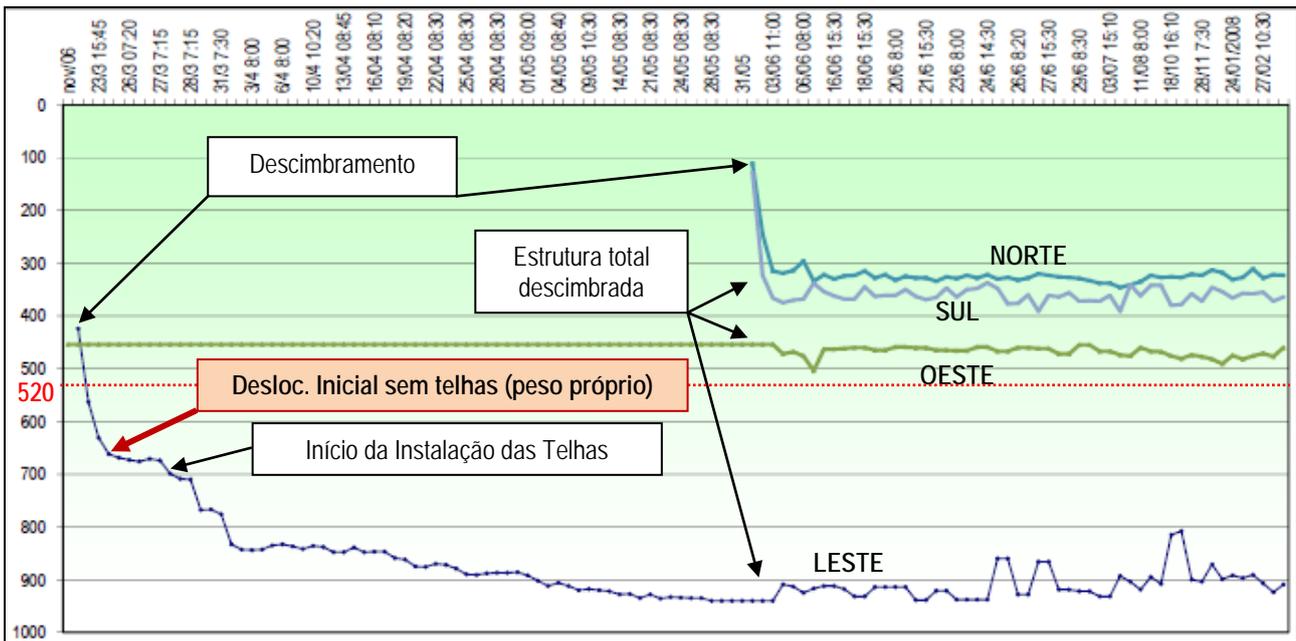


Gráfico 1 - Deslocamento Horizontal dos Arcos (Consórcio Engenheiro)

Observação: Como o Arco Oeste não foi monitorado, desde o seu descimbramento até o descimbramento total da estrutura, foi considerado como base o último valor medido do deslocamento original.



Foto 74 - Dia anterior ao descimbramento do Arco Leste ocorrido em 22.03.2007. Estrutura apenas com o peso próprio, sem telhas. Nesta condição, a estrutura deslocou horizontalmente 669 mm nos 3 (três) primeiros dias, ou seja, 29% acima do previsto teoricamente (520 mm).



Foto 75 - Situação do arco Leste no dia 28 de Março de 2007, com 2.000 m² de telhado colocado de forma assimétrica, ou seja, carregamento adicional de cerca de 22 t no vão, com deslocamento horizontal de 710 mm, ou seja, acréscimo de apenas 6% em relação ao terceiro dia de descimbramento.

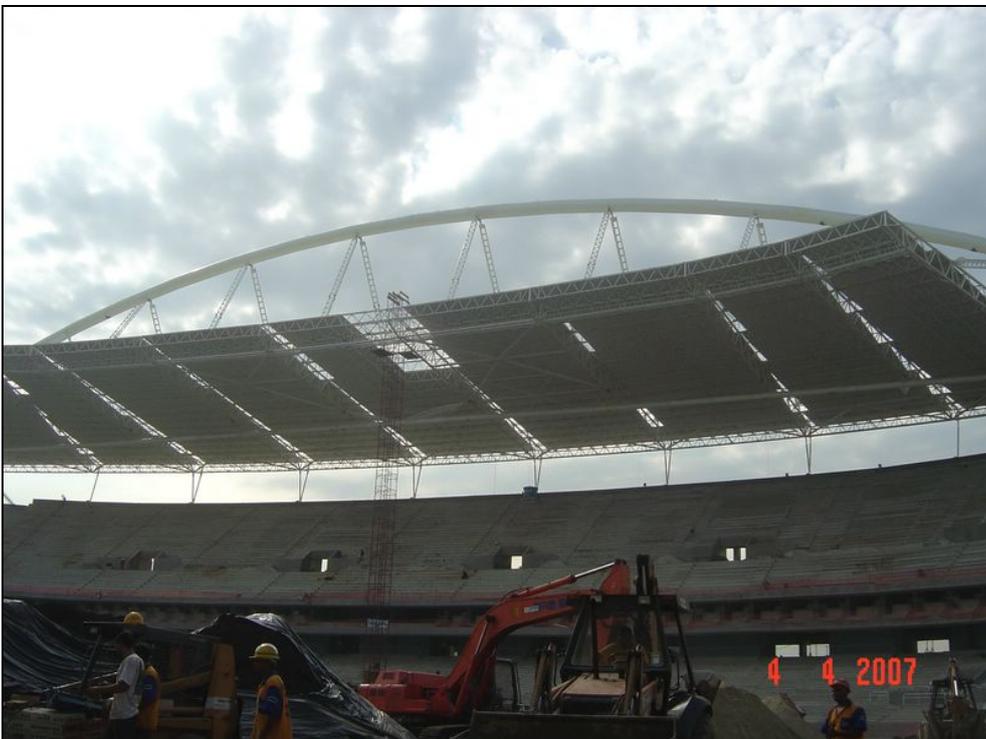
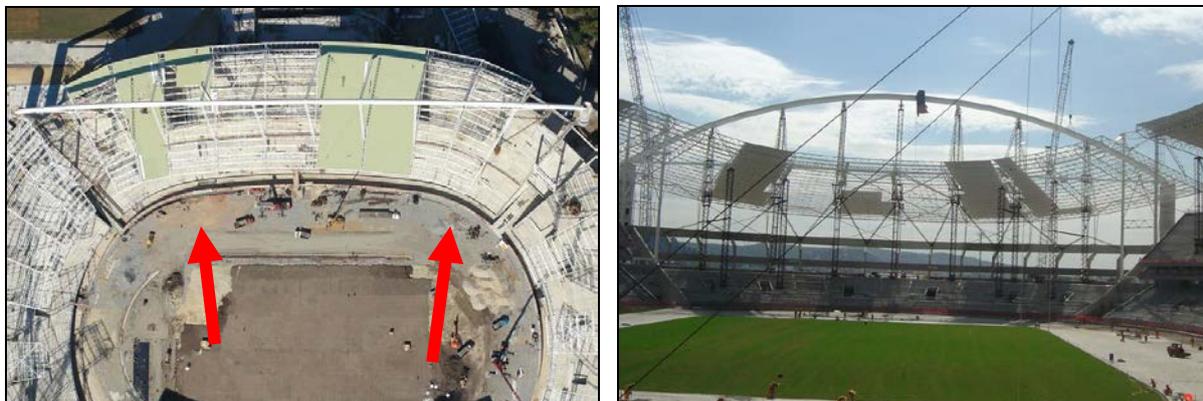


Foto 76 - Situação do arco Leste em 04/04/2007, com finalização da colocação das telhas, ou seja, carregamento adicional de cerca de 100 t, com deslocamento horizontal de 843 mm, ou seja, acréscimo de 26% em relação ao terceiro dia de descimbramento.

Notou-se, também, que a instalação das telhas ocorreu de forma assimétrica (Fotos 77 e 78), carregando irregularmente a estrutura e, conseqüentemente, interferindo na deformação prevista de cada elemento.



Fotos 77 e 78 – Instalação assimétrica das telhas no arco leste (Fonte:My zoom) e no arco norte, ainda em fase de instalação dos pendurais (Projeto ALPHA).

CONCLUSÕES

Considerando, que:

- Trabalhando todas as seções em conjunto, após o descimbramento total da cobertura, verificou-se a estabilização dos deslocamentos.
- A análise da inspeção da estrutura, após 7 anos de funcionamento da mesma, identificou que os desalinhamentos de elementos decorreram do processo de montagem e que não apresentava qualquer outro indício de deslocamento.

Resta o questionamento: **Qual foi a CAUSA da deformação excessiva do Arco Leste (28% acima do teórico) constatada após o descimbramento do quarto, na fase de construção, uma vez que a carga atuante constituía-se apenas do peso próprio da estrutura sem telhas?**

Em análise do Relatório SBP, documento base para a Interdição do Estádio, verificou-se que, nenhuma das análises teóricas elaboradas identificou um deslocamento excessivo devido ao peso próprio da Estrutura.

A Tabela seguinte identifica os valores de deslocamento encontrados no seu Modelo teórico ($\frac{1}{4}$ SSM3), considerando a situação em que ocorreu o deslocamento excessivo do Arco Leste, mesmo adotando suas considerações de modelagem:

	AW (arco oeste)			AE (arco leste)		
	y	z	d	y	z	d
FS (Arcos totalmente suportados pelas Torres)	0	0	0	0	0	0
¼ SUR. (Levantamento após descimbramento do Arco)	-812	-497	952	1046	-546	1190
¼ SSM3 (Modelo de Sensibilidade 3)	-726	-476	868	755	-492	906
DIFERENÇA REAL / TEÓRICO	111%	104%	110%	139%	111%	131%

Constatou-se que os valores REAIS (¼ SUR.) medidos para o deslocamento dos Arcos foram maiores em até 39 %, principalmente o do Arco Leste.

Verificou-se entretanto, que nenhum modelo teórico considerou as condições de montagem da estrutura constatadas em campo:

- Desalinhamento irregular dos Arcos
- Alteração do Sistema de Conexão flangeada dos pendurais
- Desalinhamento no posicionamento das peças das rótulas
- Desalinhamento das Tesouras
- Desalinhamento das Joists

Além destas condições, que por si só já provocam grande variação em qualquer modelo matemático apresentado, pode-se comentar adicionalmente:

Verificou-se que o **Arco Leste**, apresentou o deslocamento imediato e, posteriormente, nos 3 primeiros dias, teve um acréscimo da ordem de **60%**, encontrando-se somente com o peso próprio dos elementos, sem telha, ou seja, não sujeito a carga de vento considerável.

Portanto, constata-se uma **acomodação da estrutura em face de todas as condições de sua montagem**, seguida de uma estabilização que permaneceu até o início do carregamento da cobertura (telhas, isolamento e manta), apresentando novo acréscimo de deslocamento (40%).

Após o descimbramento geral da estrutura, ocasião em que esta teve condições de trabalhar o mais próximo possível dos modelos teóricos, mesmo com todas as condições de montagem, apresentou estabilização, inclusive com **deslocamentos negativos no Arco Leste, não caracterizando qualquer instabilidade.**

Esta Perícia, realizada na Cobertura EOJH, com base na documentação e dados históricos, na análise de campo e dos dados obtidos, conclui:

- Os desalinhamentos dos elementos da cobertura EOJH decorreram de **Procedimentos de Montagem e de Execução.**
- **Não foram observadas anomalias decorrentes de esforços de instabilidade e/ou de comportamento anômalo da Estrutura.**

- Com a alteração do procedimento de montagem e de pontos localizados de conexão, permitiu-se uma maleabilidade maior da estrutura, acarretando um deslocamento maior do que o previsto no modelo teórico adotado em projeto.
- Os diversos cálculos teóricos apresentados, com suas diversas considerações de modelagem, não condizem com a realidade física verificada no procedimento de montagem local da estrutura, devido principalmente, à **grande dificuldade de execução e de montagem**.
- Pela análise, a estrutura apresentou comportamento compatível com os procedimentos de execução e montagem até a sua estabilização, quando do descimbramento total da estrutura, encontrando-se em carregamento normal desde a sua execução em 2007 e sem anomalias que caracterizem uma instabilidade estrutural.
- No que diz respeito à relação entre as cargas de vento sobre a estrutura e os deslocamentos observados, é fato técnico que os maiores deslocamentos foram observados quando a estrutura encontrava-se sem telhas, ou seja, **não existe nexo causal**.

Desta forma, a partir de toda a análise patológica feita, os autores comprovadamente concluem e estão convictos da **NÃO NECESSIDADE DA INTERDIÇÃO DO ESTÁDIO OLÍMPICO JOÃO HAVELANGE E QUE OS REFORÇOS ESTRUTURAIS IMPLEMENTADOS NOS ARCOS DA COBERTURA NÃO ERAM NECESSÁRIOS**.

REFERÊNCIAS

1. Guide to Stability Criteria for Metal Structures – T.V. Galambos - 2004
2. NBR 8800/2008 - Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios
3. NBR 6355 – Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização
4. NBR 14762 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis conformados a frio.
5. NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
6. AISC - LRFD 2005 (American Society For Steel Construction)
7. AWS D1.1 /92 (American Welding Society)
8. API 2A – American Petroleum Institute – (análise de flambagem local em tubos de grande diâmetro)