

Viaduto Batalha dos Guararapes: Uma análise técnica do acidente no Bloco do Pilar P3

Batalha dos Guararapes Viaduct: Technical analyse of accident in block of Pillar P3

Leandro Cupertino Correia (1); Raul Neuenschwander (2); Ayrton Hugo de Andrade e Santos (3)

(1) Engenheiro Civil, Superintendência de Desenvolvimento da Capital – SUDECAP

(2) Mestre em Engenharia de Estruturas, diretor da R Neuenschwander Engenharia de Estruturas Ltda.

(3) Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil / IPUC

End. Av. Dom José Gaspar, 500, Prédio 10 – Sala 107 – Coração Eucarístico – CEP 30535-610

Resumo

Mesmo com os avanços tecnológicos na construção civil, são inúmeros acidentes estruturais que ocorrem em obras ao redor do mundo. Buscando discutir tecnicamente as possíveis causas que influenciaram no colapso do Viaduto Batalha dos Guararapes em Belo Horizonte-MG, este trabalho apresenta uma compilação de dados do Projeto Executivo Estrutural deste viaduto. A partir de informações divulgadas publicamente, foi realizada uma análise numérica, sobre o bloco de fundação que foi indicado como o principal responsável pelo colapso desta obra de arte. No decorrer do trabalho, apresenta-se uma revisão bibliográfica da NBR 6118:2014, enfatizando as possíveis deficiências que ocorreram na elaboração do projeto e na execução da obra. A estrutura do viaduto era composta por um tabuleiro em formato de caixão fechado, que se apoiava no topo dos pilares por meio de apoios metálicos. Estes pilares apoiavam-se sobre blocos de concreto e estacas escavadas. Os registros do acidente sugerem uma concepção pouco recomendada da geometria do bloco B3, que possuía altura relativamente baixa quando comparada às suas dimensões em planta. Além disso, as dez estacas, eram dispostas em duas linhas paralelas, indicando que as estacas mais afastadas do eixo do pilar P3 não absorviam os esforços oriundos da superestrutura, tendo em vista os conceitos de bielas e tirantes, contidos na NBR 6118:2007, que recomendava uma análise mais complexa incluindo verificação de punção no caso de blocos flexíveis. A análise do bloco após o ocorrido dá indícios de cisalhamento puro, sem que houvesse flexão, o que pode indicar que a taxa de armadura não foi fator preponderante para a sua ruptura. A causa da queda do viaduto ainda não foi devidamente esclarecida pelas autoridades que investigam o caso, entretanto pode-se concluir que um somatório de erros culminaram no acidente, cometidos em todas as etapas do empreendimento.

Palavra-Chave: Análise numérica; NBR 6118:2014; Bloco de Fundação; Análise estrutural.

Abstract

Even with the technological advances in civil construction, there are innumerable structural accidents that occur in builds around the world. Searching to discuss technically the possible causes that influenced the collapse of the Batalha dos Guararapes Viaduct in Belo Horizonte-MG, this work portray a compilation of information from the Structural Executive Project and the construction of this viaduct. The public information was a numerical analysis on the foundation block, that it was indicated as the main responsible for the collapse of this work of art. In this article, there is a bibliographic review of NBR 6118: 2014, emphasizing the likely deficiencies in the design and execution of the construction. The structure of the viaduct was composed of a deck closed, which it was supported on top of the pillars by the metallic supports. These pillars leaned on concrete blocks and excavated piles. The accident news suggests a not recommended conception of the geometry of block B3, which has a relatively low height compared to its planted dimensions. Furthermore, the ten piles was arranged in two parallel lines, indicating that the piles away from the P3 axis did not absorb the weight from the superstructure, in view of the concepts of connecting rods and tie rods, contained in NBR 6118: 2007, that recommend more complex analysis including punch verification in the case of flexible blocks. An analysis of the block after the occurrence in the accident indicate pure shear without flexion of structure, which suggest that the steel rate was not a preponderant factor for its rupture. The cause of the viaduct fall has not yet been duly clarified by authorities investigating the case, however, we can conclude the sum of errors culminated in the accident were committed in all stages of the development.

Keywords: Numeric Analyse; NBR 6118:2014; Foundation block; Structural Analyse

1 Introdução

No primeiro semestre de 2011, a Prefeitura de Belo Horizonte (PBH) iniciou obras de alargamento da Av. Dom Pedro I, ao longo de aproximadamente 3,5km, trecho que compreende toda sua extensão. Com investimentos anunciados na ordem de R\$ 173 milhões, pretendia-se duplicar a avenida, possibilitando a implantação de pistas exclusivas para ônibus e posteriormente o BRT (Bus Rapid Transit) Antônio Carlos – Pedro I.

A proposta dessa intervenção urbana era de permitir à população deslocar-se pelas diversas regionais administrativas da cidade por meio de um sistema de transporte de alta capacidade (PBH, 2012).

Embora o encerramento das obras de duplicação estivesse previsto inicialmente para março de 2013, sua conclusão ocorreu no primeiro semestre de 2014, sendo possível neste momento a implantação do MOVE, como foi denominado o sistema de BRT do município, que utiliza a Av. Dom Pedro I para interligar a região de Venda Nova ao centro da cidade.

Juntamente com a as atividades do BRT, que entrou em operação ainda no primeiro semestre de 2014, algumas intervenções viárias na avenida foram realizadas, inclusive a implantação de diversos viadutos e elevados, com o intuito de evitar cruzamentos de veículos em nível com as pistas do BRT, o que exigiria a instalação de sinais semafóricos.

Um das intervenções previstas era o Viaduto General Olympio Mourão Filho, popularmente conhecido como Viaduto Batalha dos Guararapes. A figura 1 ilustra a concepção proposta para este viaduto, que teria duas alças e vãos que alcançariam quase 80 metros de extensão entre os apoios, sendo orçado em quase R\$ 15 milhões e com previsão de conclusão em 14 meses.



Figura 1 – Concepção do Viaduto Batalha dos Guararapes (CONSOL(2014)).

Após a construção do viaduto, em 3 de julho de 2014, durante a retirada do escoramento utilizado para execução da alça sul do viaduto, ocorreu o acidente que chocou a população, não só do Brasil, mas de todo o mundo.

O Pilar P3, com cerca de 7,0 metros de altura, localizado à margem da Av. Dom Pedro I, punccionou o bloco de coroamento onde estava apoiado. Este bloco estava interligado a 10 estacas dispostas em duas linhas paralelas e foi cisalhado abruptamente, quando o pilar afundou cerca de 6,0 metros no terreno, conforme apresentado na figura 2.

Essa falha foi e ainda é objeto de análise por parte dos órgãos fiscalizadores e do meio técnico/científico para compreensão dos motivos que levaram ao colapso deste viaduto.



Figura 2 – Detalhe bloco cisalhado (CONSOL(2014)).

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Falhas observadas na Obra de Arte Especiais (OAE)

O Viaduto Batalhas do Guararapes apresentou durante a sua execução diversas falhas que podem ter contribuído para o colapso da estrutura. Estas falhas foram apontadas por diversos órgãos fiscalizadores e pelas empresas envolvidas com o empreendimento. Na sequência são apresentadas algumas destas falhas, indicadas como principais causas no meio técnico/científico.

2.1.1 Bainha Injetada

O intuito da injeção de nata nas bainhas é garantir a proteção adequada dos cabos e cordoalhas, que compõe as armaduras protendidas, contra a corrosão. Além disso, espera-se garantir a ligação mecânica das armaduras protendidas com o concreto da estrutura (Protende, 2012).

O que ficou constatado durante a perícia técnica, ocorrida após a queda do viaduto, é que não houve o preenchimento adequado das bainhas antes da retirada do escoramento, conforme pode ser visto na figura 3, comprometendo a capacidade resistente da seção

uma vez que não houve aderência entre o concreto armado e as cordoalhas, para resistir aos esforços impostos à estrutura (LIMA, 2014).



Figura 3 – Detalhe dos cabos e cordoalhas, sem indícios de injeção de nata de cimento (LIMA (2014)).

2.1.2 Aberturas no tabuleiro

Após a queda do viaduto foram observados diversos furos realizados na face superior do tabuleiro das duas alças do viaduto, como pode ser visto na figura 4. A justificativa para a abertura destes furos ainda é dúbia, mas suspeita-se que os mesmos foram realizados com o intuito de possibilitar a retirada das formas internas e a aplicação da protensão nos cabos ancorados no interior do caixão fechado (LIMA, 2014).



Figura 4 – Vista de parte do tabuleiro desmoronado, onde é possível notar as aberturas provisórias executadas na laje superior do tabuleiro (LIMA (2014)).

Acredita-se que esses furos, nos locais que foram realizados, comprometeram significativamente as características geométricas da seção transversal do conjunto longarina/tabuleiro, conforme representado pela figura 5. As aberturas implicaram num reposicionamento do centro de gravidade, o que resultou no aumento das tensões de compressão na laje superior.

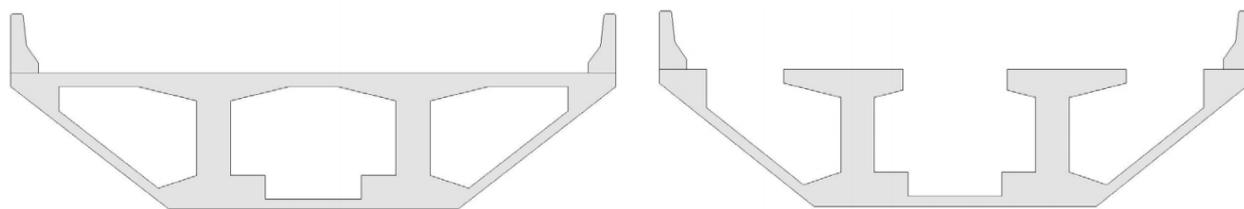


Figura 5 – Seção transversal projetada e seção transversal executada (CONSOL(2014)).

2.1.3 Aparelhos de Apoio

São os elementos colocados entre a infraestrutura e a superestrutura, com o intuito de transmitir as reações de apoio e permitir movimentos da superestrutura (VALEC, 2008). Os aparelhos de apoio usados na execução da obra (Figura 6) foram diferentes dos indicados no projeto, o que implicou em movimentações horizontais exageradas e resultou em deformações excessivas das peças. Estas peças deveriam ter sido niveladas através de cunhas de nivelamento específicas para os apoios, entretanto acredita-se que não foram utilizadas conforme projetado.



Figura 6 – Detalhe do aparelho de apoio executado (LIMA (2014)).

2.2 Bloco de fundação

A norma brasileira que trata de estruturas de concreto armado utilizada para a elaboração do projeto do viaduto em discussão (NBR 6118:2007), define blocos sobre estacas como estruturas usadas para transmitir às estacas as cargas oriundas do peso próprio da superestrutura e da utilização à fundação, podendo os blocos ser considerados rígidos ou flexíveis.

A geometria dos blocos varia basicamente em função do número de estacas, das suas dimensões e da distância entre elas, sendo suas relações geométricas que definem a classificação, quanto ao comportamento estrutural, ou seja, em blocos rígidos ou flexíveis.

Por definição, blocos rígidos são aqueles em que se admite que a distribuição das tensões, no contato com o terreno, acontece de forma plana e uniforme. Neste tipo de bloco as cargas do pilar são transmitidas para as estacas essencialmente por bielas de compressão. Já os blocos flexíveis apresentam recalques diferentes das estacas, de modo que é preciso realizar uma análise mais completa da estrutura, desde a distribuição dos esforços nas estacas, até mesmo a verificação da punção do bloco.

A diferenciação entre bloco rígido e flexível é dada a partir da Equação (1):

$$\begin{aligned}
 \text{Rígido: } h &\geq \left(\frac{a - a_p}{3} \right) \\
 \text{Flexível: } h &\leq \left(\frac{a - a_p}{3} \right)
 \end{aligned}
 \quad (\text{Equação 1})$$

em que:

h é a altura do bloco;

a é a dimensão do bloco em uma determinada direção; e

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

A figura 7 apresenta um exemplo de dimensionamento de bloco sobre estaca.

No caso de blocos rígidos, com espaçamento de $2,5\varnothing$ a $3\varnothing$ (onde \varnothing é o diâmetro da estaca), a NBR 6118:2007 permite que seja admitida a distribuição uniforme de carga nas estacas, sendo que para blocos flexíveis, essa hipótese precisa ser revista.

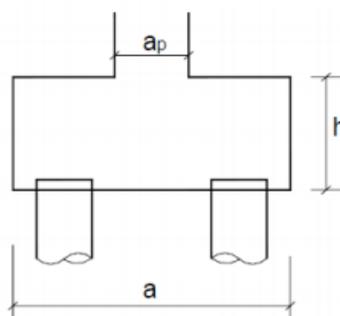


Figura 7 – Exemplo de dimensionamento de bloco sobre estaca (NBR 6118:2007).

Em relação ao comportamento estrutural de blocos rígidos, a NBR 6118/2007 define que esses blocos apresentam trabalho à flexão e cisalhamento nas duas direções, mas com trações concentradas nas linhas sobre as estacas e ruptura por compressão das bielas, no caso de cisalhamento. Além disso, as cargas são transmitidas do pilar às estacas essencialmente por bielas de compressão (SAKAI, 2010).

3 Modelagem Numérica

3.1 Bloco do Pilar P3

Considerando as informações disponibilizadas, acerca da maneira que ocorreu o acidente, e considerando a concepção adotada no projeto executivo do Viaduto Batalha dos Guararapes, a modelagem buscou reconstruir o bloco de sustentação do Pilar P3, que sofreu colapso estrutural. A simulação utiliza o software ABAQUS - 6.13 (Hibbit et al., 2009) e foi realizada comparando duas situações distintas, sendo o bloco conforme construído e o bloco sem armaduras. O bloco conforme construído, não apresentava armadura destinada especificamente para resistir aos esforços solicitantes de punção do pilar no bloco. Já a opção de modelar o bloco sem armadura se deve ao processo de modelagem, onde foi observado que o conjunto sem armadura, durante o processamento de análise para verificação de consistência do modelo, já acusava uma ruptura com uma carga compatível com a que atuava no bloco quando do colapso. Além disso, a NBR 6122:2010 sinaliza que blocos de fundação são elementos dimensionados de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura.

Para a primeira situação, o bloco, pilar e estacas são compostos por elementos sólidos denominados *C3D8R* (elemento tridimensional com 8 nós) e para as armaduras elementos *beam B31*, como pode ser visto na figura 8. Já para a segunda situação são tomados os elementos sólidos *C3D8R*, idênticos ao primeiro, entretanto sem inclusão dos elementos *beam B31* no modelo.

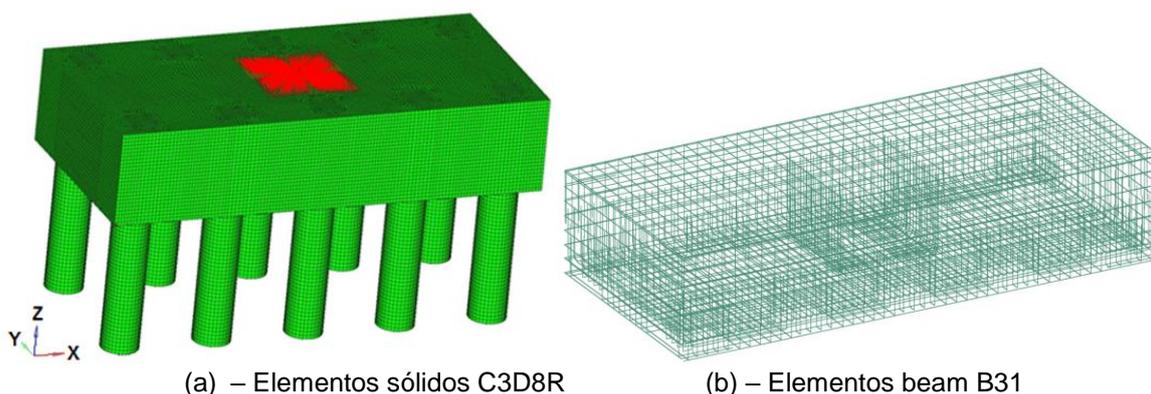


Figura 8 – Discretização dos componentes do modelo numérico

O tamanho médio dos elementos foi de 10cm, de modo que cada elemento satisfaça as condições de equilíbrio individualmente e que sejam cumpridas as condições de compatibilidade geométrica do modelo. Cada componente foi discretizado individualmente, conectados uns aos outros pelos nós, e em seguida foram reunidos formando o modelo como mostra a figura 9.

As leis constitutivas, no modelo adotado, consideraram o comportamento elastoplástico para o aço e o modelo de dano plástico para o concreto, conforme apresentado na figura 10. Os pontos destas curvas foram obtidos em função dos dados apresentados pelo consórcio contratado para execução dos serviços aos órgãos fiscalizadores, sendo

geradas as curvas apresentadas na figura 11 a partir das características do concreto e da armadura apresentados na Tabela 1.

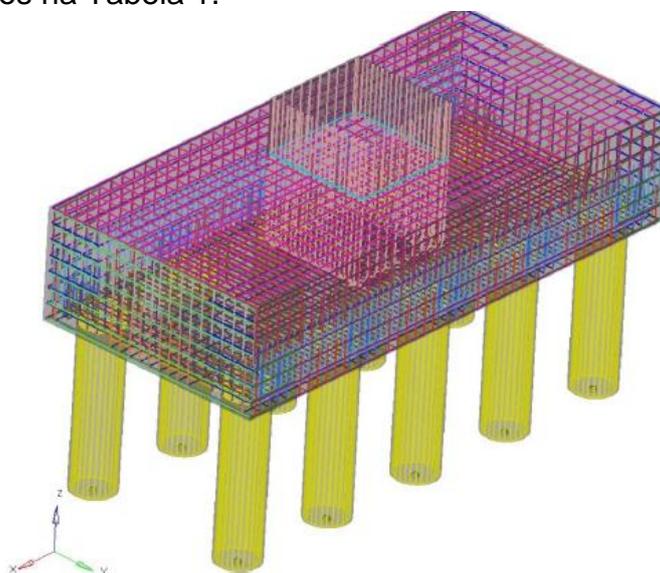


Figura 9 – Modelo numérico do bloco do pilar P3

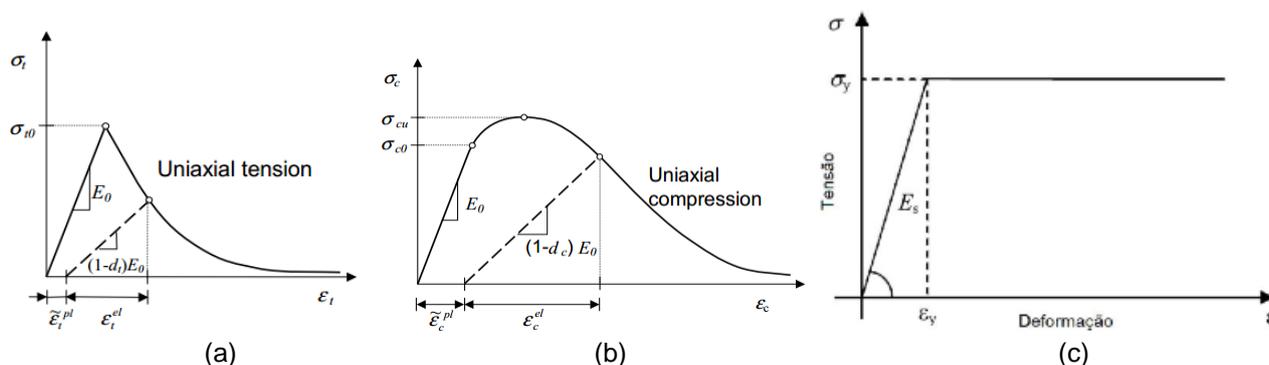


Figura 10 – Leis constitutivas (a) tração no concreto; (b) compressão no concreto; (c) aço

Para o processamento da simulação numérica utilizou-se o método de controle de deslocamentos generalizados, com incremento de deslocamento de 0,2 mm e tolerância de convergência em deslocamento igual a 2E-9.

Para a modelagem do bloco foram colocadas as condições de contorno, conforme indicado na figura 12, considerando uma carga de ruptura das estacas de 500 toneladas. Para simular a carga atuante foi aplicado um deslocamento de uma placa rígida em contato com a seção transversal do pilar, por meio de deslocamentos prescritos, avaliando-a a cada passo do processamento.

A partir da simulação numérica foi possível determinar a carga máxima resistida pelo bloco, a distribuição dos esforços nas estacas, bem como o modo de ruptura do bloco.

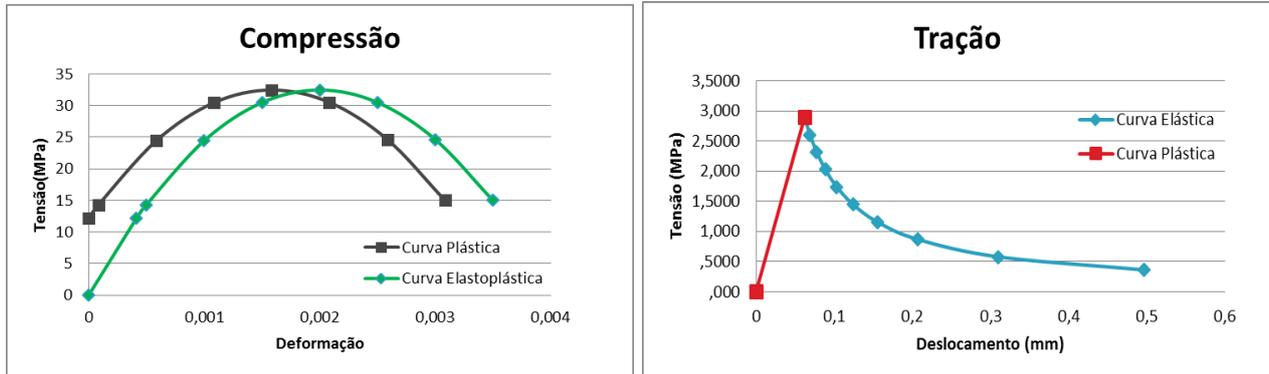
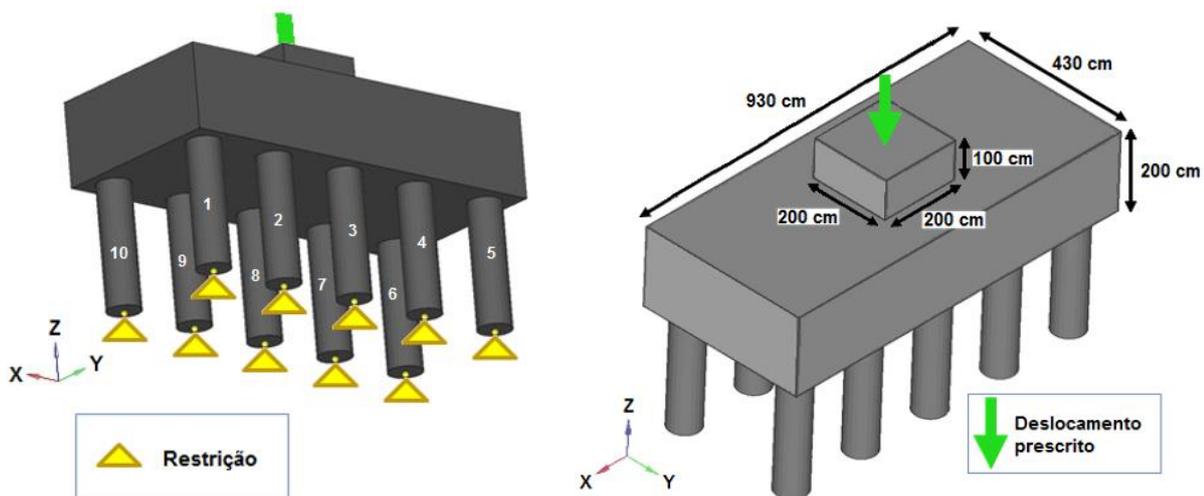


Figura 11 – Curvas de tração e compressão para o concreto adotado na OAE

Tabela 1 – Característica dos materiais

Material	Parâmetro	Valor
Concreto	ρ	2400 kg/m ³
	f_{ck}	30 MPa
	f_{cm}	32,47 MPa
	E_{cs}	26071 MPa
	f_{ct}	2,89 MPa
	ν	0,20
Aço	ρ	7850 kg/m ³
	E	200000 MPa
	F_y	500 MPa
	ν	0,26



(a) – Condições de contorno e nº das estacas (b) – Deslocamento prescrito

Figura 12 – Modelagem do bloco do Pilar P3

4 Resultados e Discussão

4.1 Avaliação das falhas da metodologia construtiva

Analisando o projeto e a execução da obra é possível dizer que as falhas comentadas neste trabalho potencializaram o colapso estrutural ocorrido. As aberturas na laje superior do tabuleiro, que deveriam ser executadas na laje inferior, principalmente por se tratar de seção caixão em estrutura protendida, comprometeram a rigidez da estrutura. No projeto havia a previsão de aberturas definitivas, para inspeção e manutenção do viaduto, posicionadas em zonas de menor momento fletor, mas a forma, o local e a quantidade de aberturas comprometeram a estabilidade da estrutura, contribuindo para concentrar cargas no bloco do pilar P3.

Por outro lado, o não preenchimento das bainhas prejudicou a ligação mecânica das cordoalhas com o concreto da estrutura, não garantindo uma aderência adequada. Deste modo, observa-se que o funcionamento da protensão para contribuir na resistência aos esforços impostos à estrutura de concreto não foi o esperado. O preenchimento adequado evitaria que o possível dano existente em uma seção se propagasse por todo o viaduto, como ocorreu.

4.2 Avaliação da modelagem numérica

4.2.1 Bloco conforme construído

Pela simulação realizada foi possível determinar a carga máxima resistida pelo bloco, a distribuição dos esforços nas estacas, bem como o modo de ruptura do bloco. Observou-se que a fissuração ocorreu para uma carga entre de 1545 a 1600 toneladas quando a tensão de tração no concreto atingiu o valor máximo de 2,9 MPa (Figura 13). Para essa simulação a carga máxima resistida pelo bloco foi de 3200 toneladas.

Nota-se, pelos valores de carga nas estacas, que o bloco não distribuiu adequadamente os esforços e isso ocorreu devido à não formação adequada das bielas de compressão. Na armadura, observa-se que a máxima tensão obtida foi de 501 MPa (Figura 14). Mesmo estando no início do escoamento à evolução de tensões pelo incremento é rápida, indicando uma alta taxa de deformação plástica até a ruptura total da armadura.

Verifica-se pela modelagem que os pontos que foram submetidos a maiores tensões encontram-se próximos ao contato do pilar com o bloco, indicando a necessidade de uma armadura de cisalhamento (punção) neste local para absorção dos esforços.

4.2.2 Bloco sem armadura

Para essa simulação foram consideradas as dimensões estabelecidas no projeto do bloco, da mesma forma que o modelo anterior, porém não foram inseridas as armaduras. Nesta simulação, observa-se que a fissuração ocorre para uma carga de 1600 toneladas quando a tensão de tração no concreto atinge o valor máximo de 2,9 MPa (Figura 15). A carga máxima resistida pelo bloco é de 3050 toneladas.

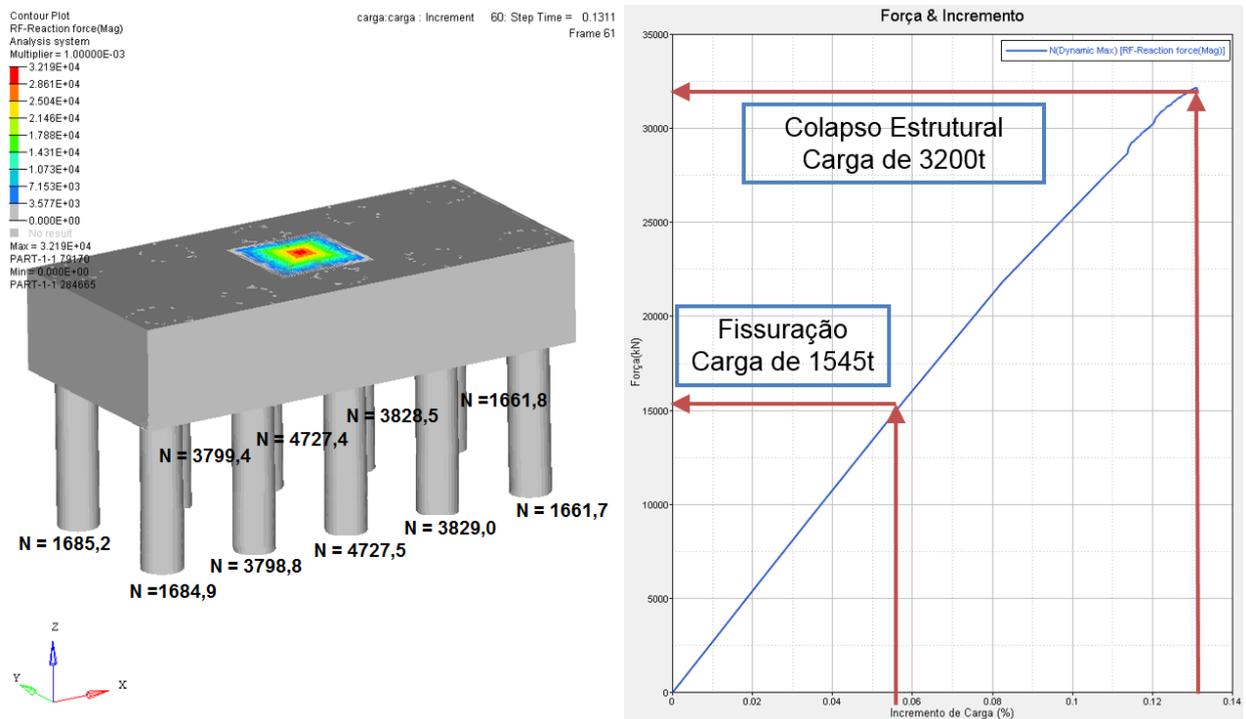


Figura 13 – Análise do bloco conforme construído

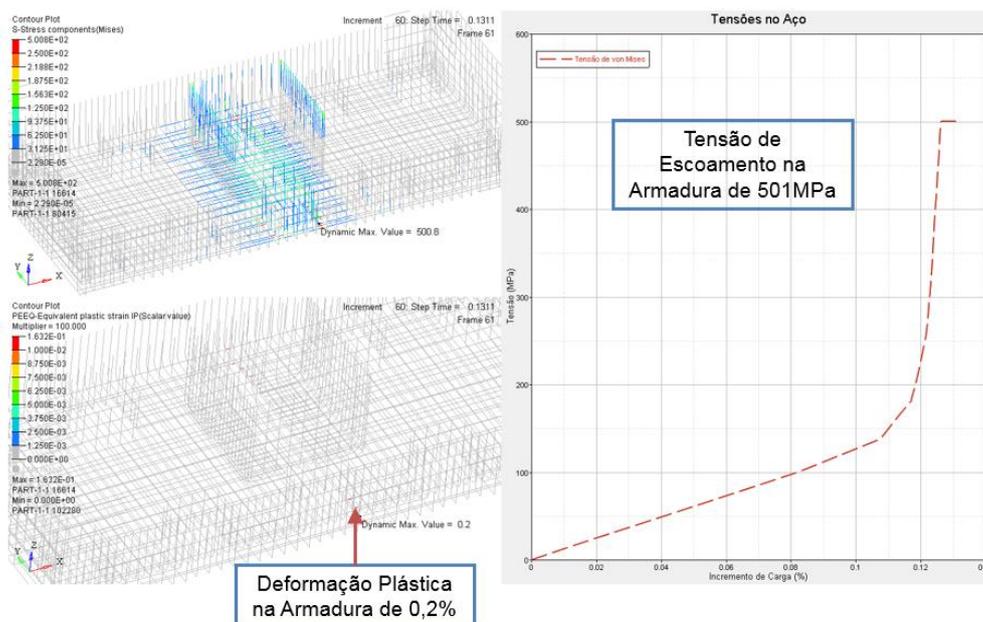


Figura 14 – Solicitação da armadura a uma carga de 3200 toneladas

Nesta análise também se observa, pelos valores de carga nas estacas que o bloco não distribuiu adequadamente os esforços e isso ocorreu pela não formação adequada das bielas de compressão.

Pelos resultados apresentados na figura 15, observa-se que a carga de fissuração e a carga de ruptura tiveram valores próximos dos valores obtidos para o bloco conforme construído. A distribuição das cargas nas estacas, nos dois modelos, indica que a geometria do bloco deveria ser diferente para possibilitar uma distribuição uniforme, formando as bielas de compressão. A comparação dos resultados do bloco conforme projetado e sem armadura indica que o papel da armadura não foi efetivo, mas que as cargas atuantes no viaduto (peso próprio) não levariam o mesmo à ruptura, mesmo que ele fosse executado sem nenhuma armadura. Essa constatação contrapõe a informação divulgada na imprensa, que o aumento da taxa de armadura por si só seria suficiente para evitar o acidente.

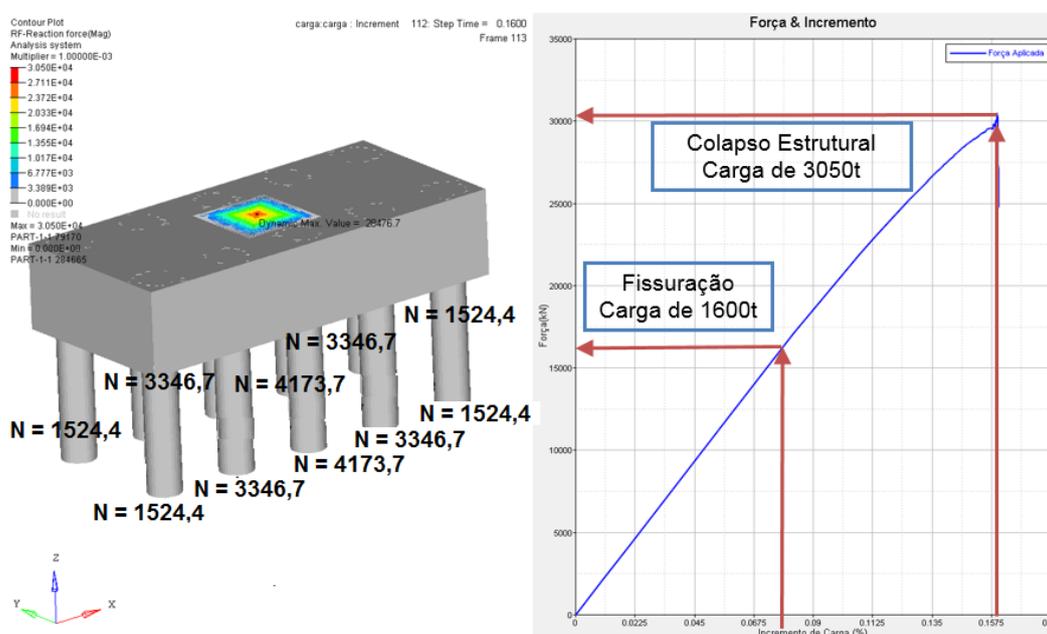


Figura 15 – Solicitação do concreto a uma carga de 3050 toneladas

4.2.3 Resultado da modelagem do bloco submetido a carregamento dinâmico

De acordo com os relatos do colapso estrutural da OAE foi constatado que a ruptura se deu quase instantaneamente. É possível indicar várias possibilidades que levaram a essa ruptura abrupta, uma delas é consideração de uma carga dinâmica, onde considera-se uma majoração da carga atuante, para obter um descolamento súbito da estrutura.

Considerando o bloco segundo a geometria fornecida pelo projeto e com a armadura executada, foi aplicada uma carga dinâmica de 4000 toneladas durante um intervalo de tempo de 2 segundos. A carga no bloco atingiu o valor máximo em 1,28 s e permaneceu constante até o fim do processamento.

A figura 16 apresenta o tempo gasto para alcance da carga limite e a figura 17 apresenta como ocorreu a falha no bloco quando da simulação da carga dinâmica.

A representação realizada na figura 16 é compatível com os dados relatados *in loco*, demonstrando que realmente pode ter ocorrido uma carga dinâmica quando da ruptura.

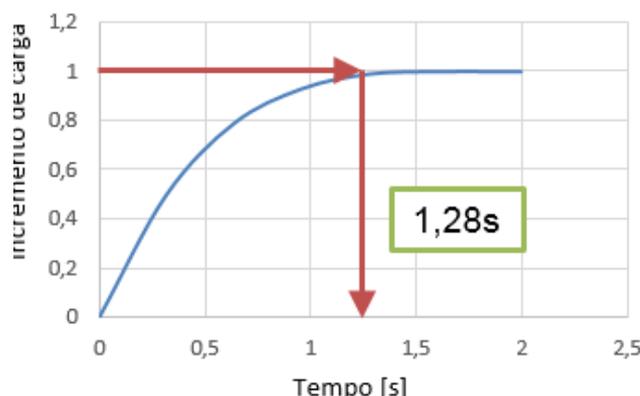


Figura 16 – Incremento de Carga ao longo do tempo no modelo submetido a carga dinâmica

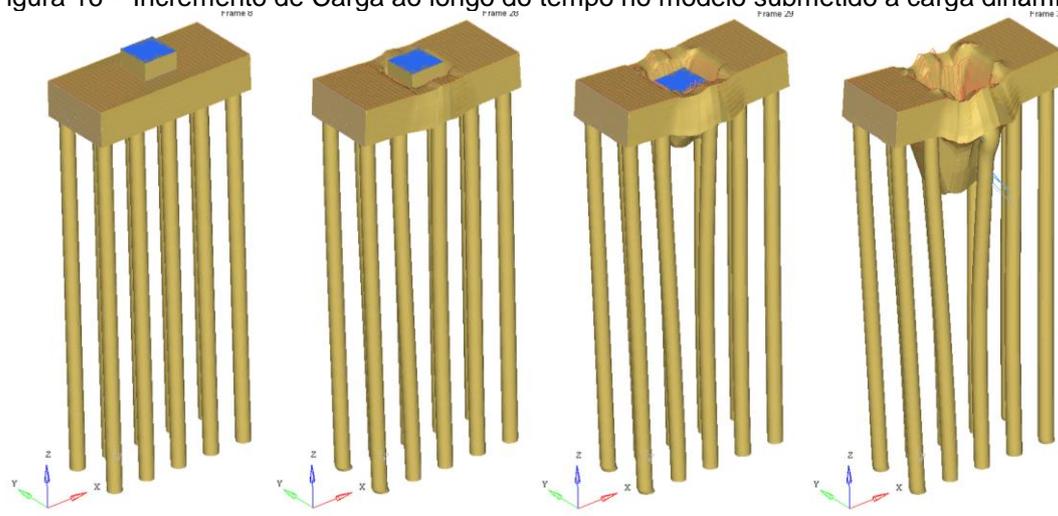


Figura 17 – Modelo submetido a carga dinâmica

4.2.4 Comportamento das bielas e linha de ruptura

Analisando o comportamento das estacas e a formação das bielas no bloco por meio da simulação numérica realizada, observa-se que as estacas das extremidades não foram solicitadas adequadamente, sendo indicado que elas foram carregadas cerca de 5,4% do carregamento total de 3200 toneladas. Além disso, as bielas formadas no bloco do Pilar P3 (Figura 18) para as estacas das extremidades a inclinação delas foi cerca de 32° e para as estacas intermediárias a inclinação das mesmas foram cerca de 52°.

Pela simulação numérica foi possível descrever o modo de ruptura do modelo, sendo constatado que este confirma o modo de ruptura do acidente. A figura 19 apresenta este modo de ruptura.

Análise de Carga de Colapso:

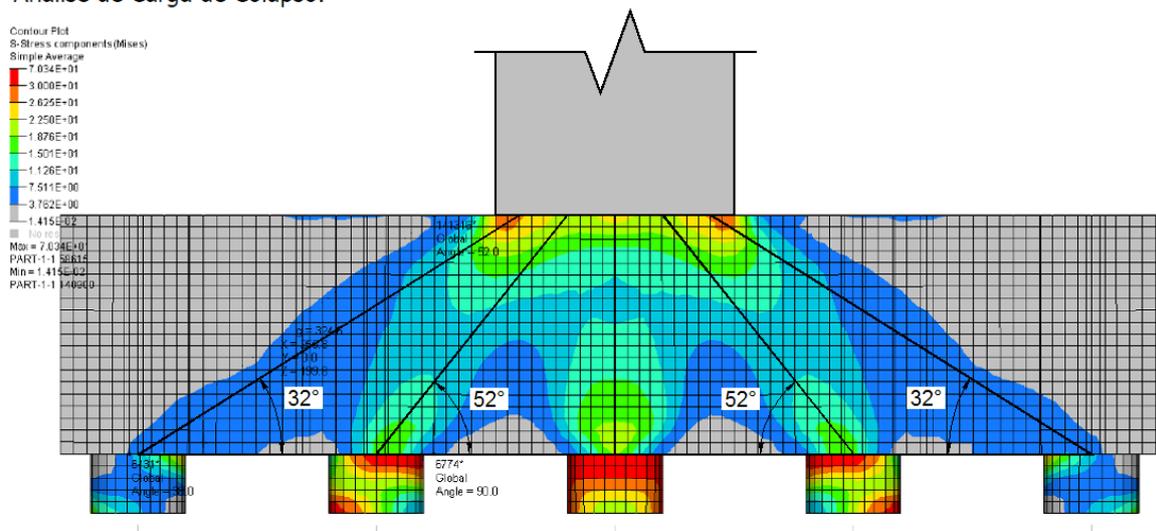


Figura 18 – Inclinação da Biela no bloco do Pilar P3

Análise de Carga de Colapso:

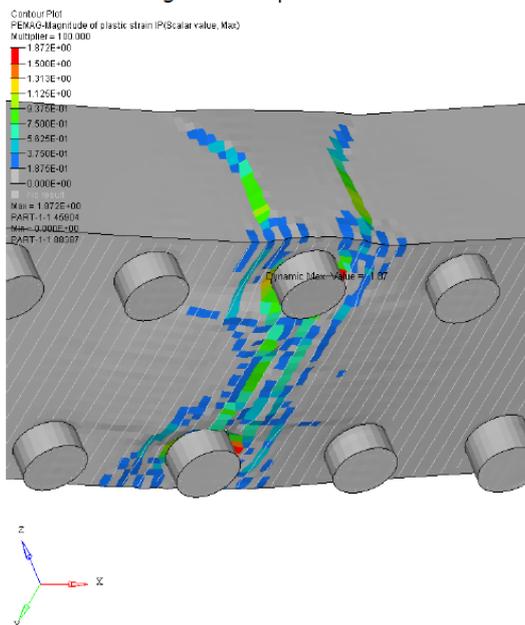


Figura 19 – Modo de ruptura do bloco do Pilar P3

5 Conclusão

Pelos resultados apresentados, comprova-se que diversas falhas contribuíram para o colapso da estrutura do Viaduto Batalha dos Guararapes. No caso da concepção, observa-se que o bloco foi dimensionado como bloco rígido, não sendo utilizada nenhuma armadura para prevenir as tensões tangenciais devidas à punção, absorvendo assim os esforços cortantes que atuam no contato do pilar com o bloco.

Uma das possibilidades para combater a ocorrência do puncionamento, seria a adoção de uma altura maior para o bloco, ou uma geometria mais quadrada para o mesmo, atendendo assim as recomendações da NBR 6118:2014, no que se refere ao dimensionamento de blocos rígidos de coroamento.

A carga máxima suportada com o bloco sem armadura e bloco com armadura de projeto foram praticamente iguais. Indicando que a falta de armadura não foi o fator preponderante para o colapso do bloco.

Por fim, quando analisadas as bielas de compressão, conforme orienta a NBR 6118:2007, percebe-se nitidamente que a distribuição de cargas nas estacas não é uniforme, concentrando carga preponderantemente nas estacas centrais.

O modo de ruptura do bloco é o mesmo nos três modelos analisados e confirma o modo de ruptura do acidente.

Outro ponto importante a ser considerado é que pela análise numérica observa-se que o bloco do Pilar P3 resistiria a uma carga de 3200 toneladas, sendo que no momento do acidente, somente atuava o peso próprio, ou seja, cerca de 2200 toneladas. Com isto conclui-se que o bloco foi solicitado com uma carga aproximadamente 1000 toneladas acima do que estava previsto, portanto, não sendo ele o responsável pelo acidente.

Acredita-se que a carga excedente seja oriunda da ruptura do tabuleiro, ocorrida em uma seção entre os pilares P2 e P3, mais próxima ao pilar P2. Com essa ruptura, houve um desequilíbrio da estrutura, redistribuindo os esforços solicitantes nos pilares e blocos de fundação. A reorganização das cargas impôs ao pilar P3, instantaneamente, uma carga superior àquela prevista inicialmente no projeto.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem à Prefeitura Municipal de Belo Horizonte e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais – FAPEMIG, pelo apoio financeiro para apresentação deste trabalho.

7 Referências

Prefeitura de Belo Horizonte (PBH) – **Belo Horizonte lidera obras de mobilidade urbana do PAC da Copa**. Disponível em: <www.belo Horizonte.mg.gov.br/copa2014/belo-horizonte-nas-copas/mobilidade/obras>. Acesso em 16 de fevereiro de 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118:2007 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, Rio de Janeiro, pp. 225, 2007.

SAKAI, E. **Análise de blocos de concreto armado sobre estacas**. Dissertação de Mestrado, Publicação D0036G10. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiás, pp. 107, 2010.



Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto
CBC2017
Outubro-Novembro / 2017



@ 2017 - IBRACON - ISSN 2175-8182

Protende – **Catálogos de Concreto Protendido**. Disponível em: <<http://www.protende.com.br/produtos/injecoesdenata.htm>>. Acesso em 16 de fevereiro de 2017.

HIBBITT, KARLSSON and SORENSEN, **ABAQUS/Standart - User's manual**, Vol. I, II, III, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc, EUA, 2009.

LIMA, N. A. **Sugestão de um possível mecanismo de ruptura do Viaduto General Olympio Mourão Filho**. Rio de Janeiro, 2014.

Projeto de Obras-de-Arte Especiais – Especificações de Projeto. VALEC – Engenharia, Construções e Ferrovias S.A. São Paulo, 2008, 46 p.

CONSOL – **Viaduto Batalha dos Guararapes**. CONSOL – Engenheiros Consultores Ltda. Belo Horizonte, 2014.