

PROJETO, EXECUÇÃO E REABILITAÇÃO DE
OBRAS DE ARTE
ESPECIAIS

Organizadores:

João da Costa Pantoja

Márcio Augusto Roma Buzar

Naiara Guimarães de Oliveira Porto

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA - UnB

Reitora: Márcia Abrahão Moura
Vice-Reitor: Henrique Huelva
Decana de Pesquisa e Inovação: Maria Emília Machado Telles Walter
Decanato de Pós-graduação: Lucio Remuzat Rennó Junior
Decana de Extensão: Olgamir Amancia

FACULDADE DE ARQUITETURA E URBANISMO - FAU

Diretor da FAU: Caio Frederico e Silva
Vice Diretoria da FAU: Maria Cláudia Candeia de Souza
Coordenadora de Pós-Graduação: Carolina Pescatori Cândido da Silva

Coordenação de Produção Editorial, Valmor Cerqueira Pazos
Preparação, Revisão e Diagramação: Erika Stella da Silva Menezes
Naiara Porto

Conselho Editorial: Abner Luis Calixter
Humberto Salazar Amorim Varum
Paulo de Souza Tavares Miranda
Rodrigo Guimarães Martins

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Projeto, execução e reabilitação de obras de arte especiais [livro eletrônico] / organizadores João da Costa Pantoja, Marcio Augusto Roma Buzar, Naiara Guimarães de Oliveira Porto. -- Brasília, DF : LaSUS FAU : Editora Universidade de Brasília, 2024.
PDF

Vários autores.
Bibliografia.
ISBN 978-65-84854-41-3

1. Artigos - Coletâneas 2. Engenharia civil
3. Engenharia civil (Estruturas) 4. Patrimônio arquitetônico - Preservação I. Pantoja, João da Costa. II. Buzar, Marcio Augusto Roma. III. Porto, Naiara Guimarães de Oliveira.

24-219342

CDD-624

Índices para catálogo sistemático:

1. Engenharia civil 624

Eliane de Freitas Leite - Bibliotecária - CRB 8/8415

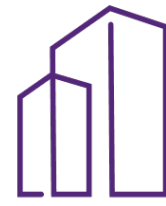
1ª Edição

ORGANIZADORES E



AUTORES

Daniel Nelson Maciel | Autor
Eduardo Bicudo de Castro Azambuja | Autor
Eduardo Valeriano Alves | Autor
Fernanda Karen Melo da Costa | Autor
Flávia Moll de Souza Judice | Autor
Gláucyo Santos | Autor
Iberê Pinheiro de Oliveira | Autor
João da Costa Pantoja | Organizador e Autor
Joel Araújo do Nascimento Neto | Autor
José Neres da Silva Filho | Autor
Karen Andreza Marcelino | Autor
Luiz Carlos de Almeida | Autor
Leandro Mouta Trautwein | Autor
Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa | Autor
Luís Henrique Bueno Pinehiro | Autor
Márcio Augusto Roma Buzar | Organizador e Autor
Marcos Henrique Ritter de Gregorio | Autor
Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro | Autor
Naiara Guimarães de Oliveira Porto | Organizador
Olímpia Loures Vale Pujatti | Autor
Patrícia Caroline Souza da Rocha Vieira | Autor
Paulo Robert Santos Machado | Autor
Ramon Saleno Yure Rubim Costa Silva | Autor
Ricardo Valeriano Alves | Autor
Rodrigo Barros | Autor



SUMÁRIO

EIXO 1 Degradação, preservação, estética p. 10

- 1 p. 11 Avaliação da curva de desempenho e degradação de obras de arte especiais: Caso da Ponte do Braghetto
- 2 p. 29 A Preservação do Patrimônio Industrial Moderno Vinculado às Pontes Metálicas
- 3 p. 52 Análise da relação entre estrutura e design de duas pontes de Robert Maillart utilizando o software ANSYS

EIXO 2 Soluções e análises estruturais p. 75

- 4 p. 76 Solução de viga vagonada, comparada com o modelo de treliça plana, no uso de passarelas com grandes vãos
- 5 p. 89 Análise das distribuições de momentos fletores e reações de apoio devidos à carga móvel em tabuleiros de pontes esconsas
- 6 p. 112 Pontes retas alargadas em concreto armado: a influência da resistência do concreto na distribuição de momento fletor devido à carga móvel
- 7 p. 138 Avaliação das condições estruturais da Ponte Fazenda Modelo

EIXO 3 Reforço em pontes p. 150

8 p. 151 Reforço de Pontes de Concreto Armado por Protensão Externa

9 p. 164 Aplicação de protensão no reforço da ponte metálica do Rio Pardo

10 p. 182 Restauro Estrutural e Reforço da Ponte do Desengano

AUTORES Resumo p. 198



PREFÁCIO

Este livro explana de forma profunda e abrangente o tópico: obras de artes especiais. Essas estruturas, que não apenas conectam pessoas à diferentes lugares, mas também simbolizam a engenhosidade humana, a inovação técnica e a resiliência frente aos desafios naturais e urbanos, são resultado de uma gama de competências interligadas que perpassam a estética, segurança e funcionalidade. Antigamente eram construídas por artistas prendados com muito bom senso e sentido de beleza, por isso o nome atrelado à expressão de uma obra de arte. Foi assim que o termo se perpetuou até hoje, sendo essas construções compostas de projetos específicos para situações em particular, em que podemos citar as mais comuns como pontes, viadutos, passarelas e túneis.

Como símbolos de progresso, unificação e beleza arquitetônica, os processos de projeto, execução e reabilitação dessas estruturas se tornam assuntos de extrema relevância para a sociedade. Os projetos são complexos e fascinantes, envolvendo uma combinação cuidadosa de engenharia estrutural, design estético e considerações práticas de uso e segurança. A geometria da ponte é determinada não apenas pela funcionalidade e carga esperada, mas também pelo impacto visual que terá no ambiente circundante. A execução é um processo minucioso que exige coordenação precisa entre diversas equipes e a aplicação rigorosa de técnicas de engenharia. Já a reabilitação é um processo essencial para garantir a segurança e a durabilidade das estruturas existentes, que podem sofrer com o desgaste devido ao uso intenso, condições climáticas adversas ou problemas estruturais ao longo dos anos. Todos esses fatores interligados formam um emaranhado rico de assuntos a se abordar no estudo dessas estruturais de obras de artes especiais.

Abordar o tema é fundamental pelo seu papel de importância na infraestrutura, estética urbana e vida das pessoas. A função de conexão para comunidades e facilidade no transporte de mercadorias e pessoas são exemplos da relevância desse tipo de estrutura na economia e desenvolvimento urbano. Por isso, compreender e debater sobre o assunto auxilia no exercício da sustentabilidade e garantia da qualidade de vida das pessoas.

DEGRADAÇÃO

PRESERVAÇÃO

ESTÉTICA



EIXO 1

1 Avaliação da curva de desempenho e degradação de obras de arte especiais: caso da Ponte do Braghetto

MACHADO, Paulo Robert Santos

Universidade de Brasília.

OLIVEIRA, Iberê Pinheiro de

Universidade de Brasília.

SANTOS, Gláucyo

Universidade de Brasília.

PANTOJA, João Costa

Universidade de Brasília.

BUZAR, Márcio Augusto Roma

Universidade de Brasília.

Resumo: O acompanhamento contínuo do estado de conservação de obras de arte especiais é uma etapa de suma importância para os processos de gestão e planejamento em manutenção de pontes e viadutos. Em geral, três fatores são a base para análise do desempenho de qualquer empreendimento da construção civil: segurança, funcionalidade e aparência. Com esta base teórica, torna-se perceptível que inúmeros agentes diretos e indiretos podem ocasionar a perda de desempenho durante ciclo de vida, principalmente de obras especiais, como as supracitadas. Apresenta-se neste artigo, a síntese dos estudos já desenvolvidos pelo grupo de pesquisadores do LabRAC/FAU/UNB, com dados coletados do sistema de gerenciamento de obras de arte do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, cadastrados entre os anos de 2009 e 2021. Como amostra do conhecimento adquirido, será proposta a curva de degradação e desempenho e um dos marcos arquitetônicos de Brasília: a Ponte do Braghetto. A análise deste artigo restringe-se a inspeção visual e conceitos normativos, como ABNT NBR 9452:2019, DNIT 010:2004 – PRO e ISO 15686-2: 2012. Ao final, apresenta-se a correlação com polinômio adaptado para as curvas teóricas de desempenho e degradação gerada a partir das 10408 OAE's, presentes no banco de dados em estudo. Os resultados geram boas expectativas, apresentando diretamente a correlação do indicador de degradação no valor de 60,0%, o que corresponde 38,0% de desempenho para a estrutura de concreto, parcialmente com 62 anos de uso e um dos principais ramais ao sistema viário de Brasília.

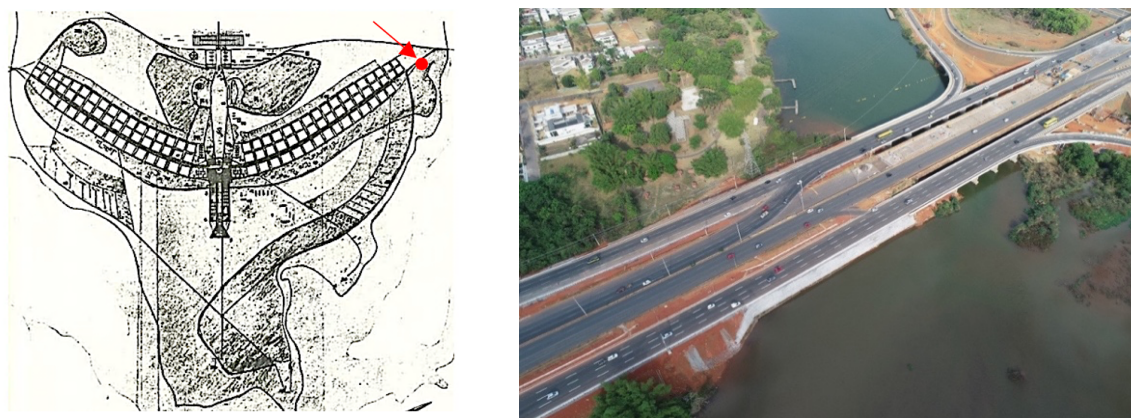
Palavras-chave: Desempenho; Degradação; Patologia; Pontes; Inspeção.

1. INTRODUÇÃO

A criação de Brasília foi caracterizada pela arquitetura modernista internacional e se tornou um marco de forma e expressão artística. O planejamento urbano e paisagístico fundamentou a compreensão das qualidades espaciais, utilizando inovações construtivas tecnológicas e estruturais. Época de muitas contribuições na construção civil, levando principalmente a arquitetura e a engenharia de estruturas a soluções originais e inovadoras para a época da execução. Neste recorte, a Ponte do Braghetto, nome da construtora que ganhou a licitação da obra, era na época: “Grande Viaduto sobre o lago em Brasília” como pode ser visto na Figura 1.

Uma das treze obras de arte especiais (OAE) que compõem o trevo de triagem norte, esta transposição sempre foi peça importante no planejamento viário atendendo a necessidade de futuras operações e manutenção do patrimônio da capital brasileira. Considerada uma das principais artérias viárias de Brasília, tanto em termos de importância no que tange à estrutura urbana, quanto em termos de volume veicular. Sua representação já podia ser vista nos croquis iniciais de Lúcio Costa e Oscar Niemayer.

Figura 1: Croqui do Plano Piloto indicação da Ponte do Braghetto em 1956 e vista aérea atual



FONTE: [HTTPS://REVISTAMDC.FILES.WORDPRESS.COM/2011/02](https://revistamdc.files.wordpress.com/2011/02).

Com 180 metros de passagem aérea e 32 metros de largura, não só a ponte, mas toda a região ao entorno foi alterada em virtude do aumento do fluxo do trânsito. As duas imagens de satélite comparativas apresentadas na Figura 2, registram as intervenções entre os anos de 2008 e 2020 e toda a requalificação da infraestrutura urbana para adaptação do tráfego.

Figura 2: Imagens de satélite comparativa entre os anos de 2008 e 2020

FONTE: GOOGLE EARTH, 2023.

Construída em 1961 e estruturada em concreto armado com laje de tabuleiro em protensão parcial, faz parte do acervo de projetos do engenheiro calculista Aderson Moreira da Rocha, referência técnica a toda comunidade científica brasileira.

Sob administração do Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER), tanto o trevo, como principalmente a ponte, foram estrangulados pelo crescimento da capital. Mesmo com manutenções programadas para manter o desempenho, o desgaste natural dos materiais, ação de intempéries e o ambiente externo da região, fez com que o nível de degradação fosse cada vez maior, com pode ser visto na Figura 3.

Figura 3: Vista da face inferior do tabuleiro central – danos ocasionados pela humidade

Fonte: Autores.

Não só a recuperação do estado de conservação, mas o aumento necessário da sobrecarga de uso foi a base do planejamento da obra de intervenção. É inegável que o acesso norte da cidade de Brasília depende em grande parte do desempenho, da ponte do Braghetto, motivo

pelo qual há manutenção permanente, evitando ao máximo a degradação de suas partes. Estes tipos de OAE's podem causar grandes transtornos financeiros e operacionais, caso sejam paralisados, portanto, seu desempenho deve ser especial quanto aos critérios de aparência, funcionalidade de segurança.

2. AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO, VIDA ÚTIL E DESEMPENHO

O processo de coleta de dados sobre degradação de qualquer empreendimento começa no planejamento com estudo da documentação histórica, análise dos projetos originais e processos construtivos, além das normas aplicadas durante a construção. Outro ponto fundamental é a percepção do ciclo de vida da OAE e como os materiais e elementos componentes se comportaram diante do ambiente externo, as condições de uso e manutenção do local onde está inserida. Esta anamnese deve fornecer ao inspetor técnico, informações sobre a relação causa e efeito, customizando dados específicos sobre a degradação e perda de desempenho do conjunto edificado.

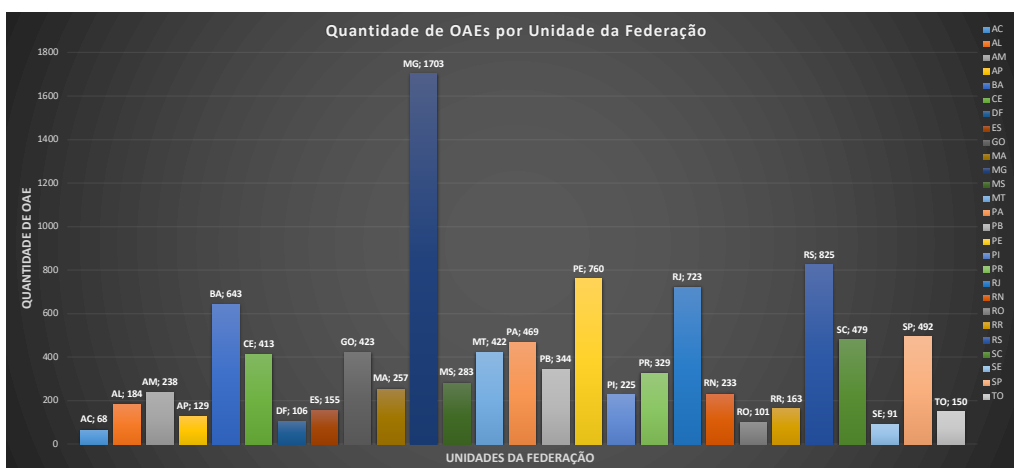
Deve-se compreender que os materiais e elementos construtivos trabalham em conjunto agregando esforços e estabilizando sistemas, conforme estabelecido na BS ISO 15686-5:2017, como também na ABNT NBR 15575-1:2021. A degradação de um material, não significa o colapso total de um empreendimento, mas pode representar a perda de seu desempenho e risco para sua operação. Esta é a curva natural de aprendizado adotada pelos pesquisadores e base fundamental para coleta de informações coesas.

2.1. DEGRADAÇÃO

Perceber a degradação é uma forma eficaz de avaliar a variação do desempenho. Inspeções visuais rotineiras dos agentes que podem alterar a perda desempenho, representam investimentos de baixo custo com retorno significativo na gestão de empreendimentos. As obras de arte especiais (OAE) compõem uma área da construção civil na qual agrupa-se estruturas peculiares dimensionadas para transpor obstáculos. Possuem métodos específicos tanto no processo de projeto como na especificação de materiais e execução de obra. Durante muitos anos, Pfeil e colab. (1980) prevaleceram com o texto de referência orientando processos e diretrizes para análise do estado de conservação de OAE's, dando base a maioria do banco de dados sobre o assunto, como o trabalho desenvolvido pela Coordenação-Geral

de Planejamento e Programa de Investimento (CGPLAN) do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT). A contribuição foi consolidar as bases de dados do DNIT, agrupando os registros do Sistema de Gerenciamento de Obras de Arte Especiais (SGO), Vídeo Registro (2009 a 2010; 2012 a 2015), BR-Legal (CGPERT/DIR), Coordenação-Geral de Manutenção e Restauração Rodoviária (CGMRR/DIR), Universidade Federal do Paraná (UFPR), VGeo e da Coordenação de Planejamento (CGPLAN/DPP) conforme Figura 4.

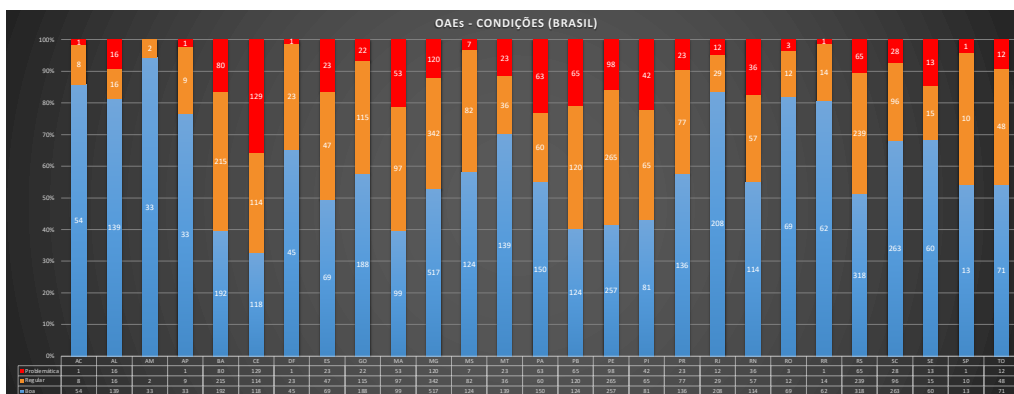
Figura 4: Distribuição de OAE por Unidade Federativa do Brasil



FONTE: DNIT.

Além das regiões onde estão instaladas as OAE's, os dados registram informações como a tipologia, permitindo aprofundar o conhecimento sobre as ações ambientais, efeitos de degradação ou mesmo estado de conservação de cada elemento amostral conforme gráfico da Figura 5.

Figura 5. Segregação das AOE's segundo nota final obtida na inspeção



FONTE: DNIT.

Além da nomenclatura específica para OAE, a análise da degradação, gestão, manutenção e operação, atualmente há normativas mais atuais como ABNT NBR 9452:2019, DNIT 010:2004 – PRO, bem como experiências aprendidas com outras pesquisas como Simões e colab (2021) e Macêdo (2016) e mesmo cursos de treinamento especializados, como os oferecidos pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON).

Durante o cadastro da degradação, as anomalias registradas devem representar a descaracterização do elemento ou sistema, tendo em mente a referência do estado de conservação novo. O diagnóstico da degradação deve deixar evidente a natureza da anomalia, bem como os dados para rastrear o elemento componente da estrutura, sua posição diante do projeto e as alterações que manifestação patológica está ocasionando. A própria ABNT NBR 9452:2019 sugere a Tabela 1 com referências qualitativas e quantitativas utilizadas para mitigar possíveis interpretações ambíguas durante a inspeção.

TABELA 1: CLASSIFICAÇÃO DA CONDIÇÃO DE OAE SEGUNDO OS PARÂMETROS ESTRUTURAL, FUNCIONAL E DE DURABILIDADE

Nota	Cond	Estrutura	Funcionalidade	Durabilidade
5	Excelente	Apresenta-se em condições satisfatórias, apresentando defeitos irrelevantes e isolados.	Há segurança e conforto aos usuários.	Perfeitas condições, devendo ser prevista manutenção de rotina.
4	Boa	Apresenta danos pequenos e em áreas, sem comprometer a segurança estrutural.	Há pequenos danos que não chegam a causar desconforto ou insegurança ao usuário.	Há pequenas e poucas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental.
3	Regular	Há danos que poder vir a gerar alguma deficiência estrutural, sem riscos a estabilidade da obra. Intervenções podem ser necessárias a médio prazo.	Há desconforto ao usuário, com defeitos que requerem ações de médio prazo.	Há pequenas e poucas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de moderada a alta agressividade ambiental.
2	Ruim	Há danos que comprometem a segurança estrutural, sem risco iminente. A evolução pode levar ao colapso estrutural a curto prazo.	Funcionalidade comprometida, com riscos de segurança ao usuário, requerendo intervenções de curto prazo.	A OAE apresenta anomalias moderadas a abundantes, que comprometam sua vida útil, em região de alta agressividade ambiental.
1	Crítica	Há danos que geram graves, elementos estruturais em estado crítico, com risco tangível de colapso estrutural. Necessária intervenção imediata.	A OAE não apresenta condições funcionais de utilização.	A OAE encontra-se em elevado grau de deterioração, apontando problema já de risco estrutural e/ou funcional.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR9452:2019.

A classificação da condição deve ser registrada entre Crítica e Excelente, pontuando de 1 a 5 pontos de acordo com a caracterização da estrutura, funcionalidade e durabilidade observada no local. Percebe-se que a análise tem o foco em dois critérios: segurança e funcionalidade. Ao propor o termo durabilidade, a ABNT NBR 9452:2019 espera que o inspetor avalie diretamente os efeitos associados à sua vida útil, ou seja, o tempo estimado em que a estrutura ainda pode cumprir suas funções em serviço. Um indicador extremamente complexo como será visto adiante neste artigo.

2.2. VIDA ÚTIL

O estudo da Vida Útil de elementos e sistemas construtivos partem de modelos de deterioração estocásticos, atribuindo-se probabilidades da ocorrência de danos em determinado universo amostral. A sequência de variáveis que afetam os edifícios em uso, e o comportamento dos sistemas trabalhado em conjunto, foi apresentado por pesquisadores como Gomide e colab. (2011) e Pereira (2013). Ainda com a análise do empreendimento de forma global, a BS ISO 15686-5 (2017) indica que a Vida Útil Total Prevista (VUE) do sistema edificado é o agrupamento de todas as variáveis que atual durante o ciclo de vida proposto a equação_(1):

$$VUE = VUR * A * B * C * D * E * F * G \quad (1)$$

Onde: VUE = vida útil total prevista; VUR = vida útil de referência; A = fator relativo à qualidade dos materiais; B = fator relativo ao nível de qualidade do projeto; C = fator relativo ao nível de qualidade de execução; D = fator relativo ao nível de qualidade do ambiente interior; E = fator relativo ao nível de qualidade do ambiente exterior; F = fator relativo às características de uso; G = fator relativo ao nível de manutenção.

Do repositório da biblioteca digital Elsevier, somente nos últimos vinte anos foram publicados 3682 documentos; entre eles, teses, dissertações e artigos em diversos jornais e revistas. Destes documentos, aproximadamente 29,3% (1080) relatam a análise da vida útil na coleta de informações para valores de referência de degradação, desempenho, durabilidade, estabilidade de materiais e ciclo de vida de sistemas estruturais. As tabelas divulgadas por laboratórios, fabricantes, ensaios controlados e amostras postas a prova não conseguem justificar edificações com duzentos anos ou mais como encontradas na Itália, França ou outros

países do velho continente. Esta ainda será uma longa caminhada e tema de muitos estudiosos.

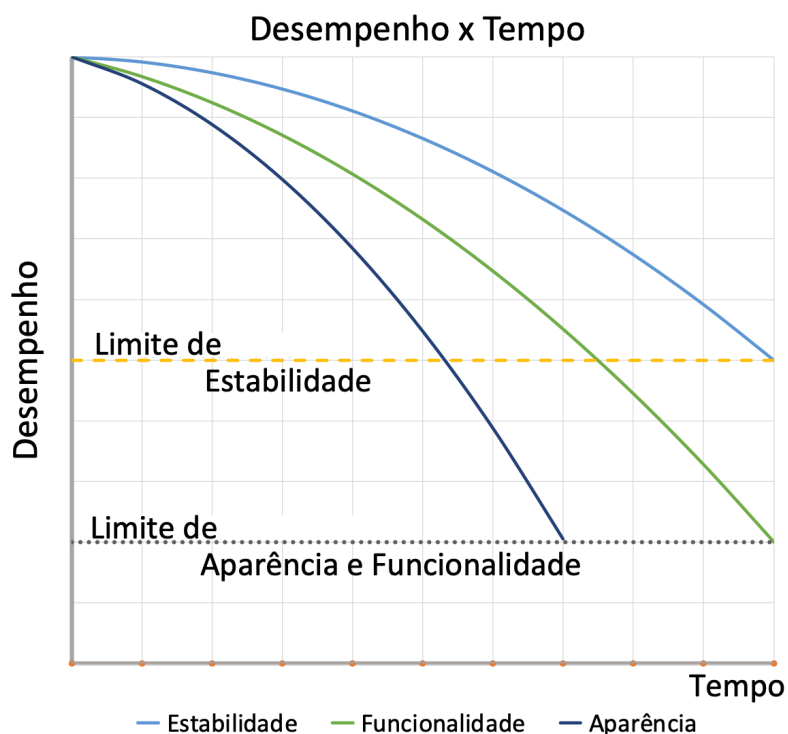
Voltando a equação (1), o comportamento de sistemas ortótopos como as estruturas de concreto armado, deve-se analisar os múltiplos fatores e os nexos de causa e efeito em análise global, tornando o processo de quantificar a vida útil quase inviável. O valor calculado de acordo com a BS ISO 15686-5:2017, pode ser a linha de referência para novas construções, com planejamento, apoio computacional, controle de processos e recursos atuais e ainda com poucos sucessos quando aplicado ao ambiente construído.

2.3. INSPEÇÃO VISUAL

Por apresentar baixo investimento, as inspeções visuais atendem como base de coleta primária, por modelos hedônicos nos quais a qualificação de um item pode gerar parâmetros comparativos. Estudos apresentados por Oliveira (2018), demonstram que variáveis subjetivas como estabelecidas por métodos como *Ross-Heidecke* podem ser confiáveis, desde que a equipe de vistoriadores passe por treinamento específico e possuam formulários coesos, direcionados a coleta específica da informação com as opções de respostas já pré-definidas.

O cadastro de observações para análise do comportamento de amostras sempre foi o utilizado em áreas técnicas como medicina, biologia, química, física e arquitetura. A exemplo de Aldahdouh (2018), o pesquisador deve manter-se em um planejamento de rotina, anotando as alterações da amostra formando uma linha histórica capaz de descrever coerentemente todos os efeitos observados. Segundo Gomide e colab. (2011) a qualidade total da inspeção é: saber o que está procurando e qual a relação de causa e efeito, cadastrando com critério e de forma clara o banco de dados da inspeção. Não existe formulário padrão, mas uma anamnese profunda e estudo do histórico do empreendimento a ser vistoriado.

É normal que o desempenho seja afetado ao longo do tempo, dado a quantidade de variáveis que envolvem o ciclo de vida de um empreendimento. Neste sentido, Moser (1999) fornece a base gráfica (Figura 6) para referência visual da perda de desempenho a partir da degradação da aparência, funcionalidade e segurança.

Figura 6: Critério aplicado a inspeções visuais para percepção do desempenho ao longo do tempo

FONTE: ADAPTADO EM LAYOUT DE MOSER, 1999.

O estudo de Moser (1999) deixa claro o sentido natural da manifestação patológica. Em casos de pontes por exemplo, a perda de aparência como abrasão da camada asfaltada, abaulamento do asfalto, presença de trincas visuais, desgaste irregular da faixa de rolagem, entupimento vias drenantes, fissuras em juntas de dilatação já indicam ao inspetor uma sequência de ações e danos que irão ocorrer quanto a funcionalidade e segurança do empreendimento em estudo. A aparência na maioria das vezes é o primeiro indicador para análises mais profundas ou a decisão de contratação de equipes de controle com equipamentos.

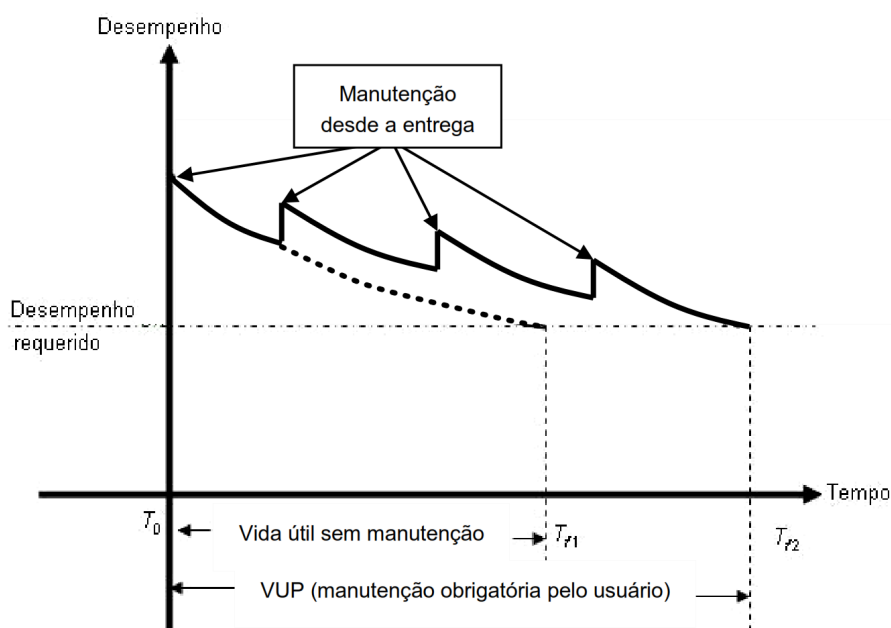
Informações obtidas por inspeções coesas e orientadas embasam decisões sobre o desempenho de empreendimentos e auxiliando a gestão urbana, inclusive para ações de reuso ou requalificação como demonstrado em Galimi (2021).

2.4. DESEMPENHO

Desde 2015 os estudos a respeito do desempenho de empreendimentos no Brasil têm avançado, exigindo ajustes conforme estabelecido na ABNT NBR 15575-1:2021, com ciclo de

vida do imóvel semelhante ao apresentado na Figura 7. Tais curvas e entendimentos estão sendo reformulados e novos modelos surgem como o caso da visão sistemática do desempenho, onde a vida útil não indica o fim do elemento estrutural como ora proposto em ensaios e curvas dose resposta de laboratório.

Figura 7: Desempenho ao longo do tempo

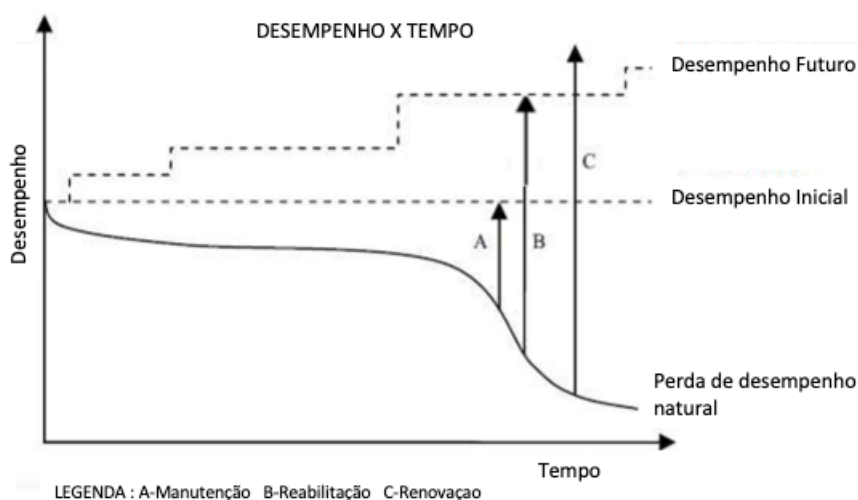


FONTE: ABNT NBR 15575-1:2021.

Miranda e Calejo (2020) demonstram que, em teoria, o desempenho tem uma perda em estágios diferentes do tempo, formando uma curva composta. Em seus estudos mais recentes o desempenho terá sempre a característica crescente, levando o investidor a aplicar recursos com manutenção, reabilitação e renovação como demonstrado na Figura 8.

Uma associação de resistências e até mesmo química que podem ou não afetar a aparência, a funcionalidade e a segurança do empreendimento quando analisado de forma global. Isto abre o caminho para a análise dos critérios de desempenho, separando os efeitos que vistoriamos dos dados de fornecedores e laboratórios, passando a interpretar as ações de projeto, processo construtivo, manutenção, ações ambientais e condição de uso sem depender da vida útil. Todos os componentes e elementos se agrupam e formam um só, com suas características únicas e específicas, a maneira mais natural encontrada em diversos modelos científicos, inclusive estruturas de concreto como o caso da OAE.

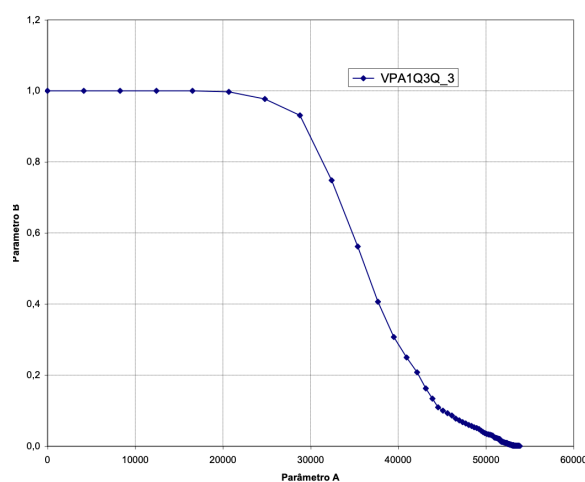
Figura 8: Desempenho x Tempo processos de recuperação



FONTE: MIRANDA E CALEJO, 2020.

O restringir o desempenho somente ao modelo de cálculo estrutural, a variação de rigidez e deformação, possui íntima correlação com desempenho e degradação. Estudos sobre esta correlação de causa e efeito é convergência de múltiplos parâmetros quando solicitados a trabalharem conjuntamente como demonstrado em P.G. Bergan e T.H. Soreide (1977) e Pantoja (2003). Ambos os estudos também deixam o paradigma do material de forma isolada e passam a analisar o conjunto de variáveis aplicadas em sistemas estruturais. Esta é a análise mais próxima da real condição de uso da estrutura e seus componentes durante o ciclo de vida de um empreendimento (Figura 9).

Figura 9: Degradação dos parâmetros da matriz de rigidez da estrutura



FONTE: PANTOJA, 2003.

Na pesquisa há demonstrações de que após um período de solicitações e degradação da estrutura em sua fase inicial, há uma acentuada perda desempenho do sistema analisado. Após este ponto crítico, a tendência é que degradação e desempenho seja uma curva menos acentuada, tendência parabólica até o declínio total do edifício como já demonstrado em Oliveira e Pantoja (2022). Em seus estudos foram apresentadas quatro segmentações para a qualificação do desempenho sendo: Mínimo (DM), Intermediário (DI), Superior (DS) já qualificados na ABNT NBR 15575-1 (2021) e a necessidade inclusão do desempenho Especial (DE) utilizado para obras de engenharia que exigem especial atenção quanto a ciclo de vida, evitando ao máximo sua degradação. Neste seletor grupo estão os patrimônios culturais, empreendimentos de altíssima importância como algumas OAE's, Hospitais, Bases aéreas e similares nas quais a interrupção geraria transtornos financeiros e operacionais significativos ao gestor privado ou público.

3. ESTUDO DE CASO

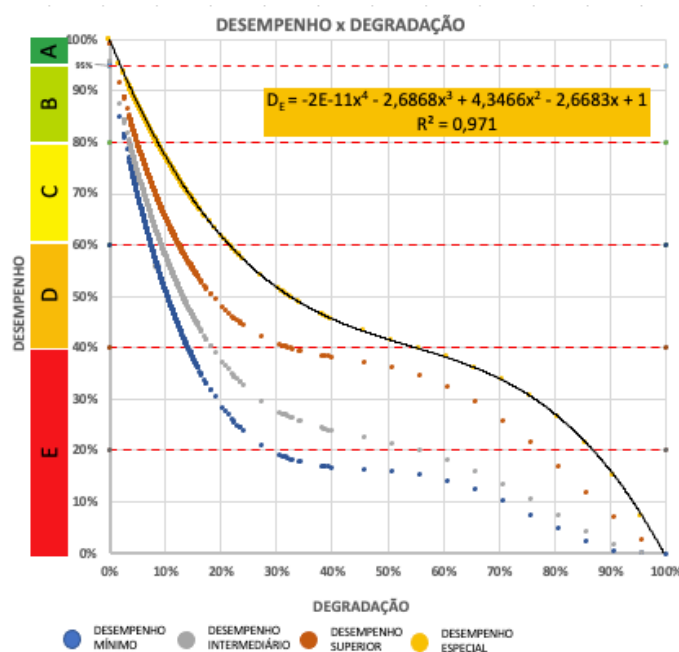
Com campo amostral de 10408 obras de arte especiais e registros de inspeções coletados entre os anos de 2009 e 2021, foi possível ajustar variação da degradação ao longo do tempo. A coleta de dados está aderente às normas ABNT NBR 9452:2019, DNIT 010:2004 – PRO as manifestações patológicas e os componentes das pontes e viadutos que foram danificados ou alterados. Para a amostra da Ponte do Braghetto e sua importância ao sistema viário da cidade de Brasília, foi adotado o Desempenho especial. Para empreendimentos com sistemas compostos e apoio de análises não lineares, a melhor adaptação ao polinômio obtido está apresentada na Equação (2):

$$De = - 2,6868 * (ID)^3 + 4,3466 * (ID)^2 - 2,6683 * (ID) + 1,0000 \quad (2)$$

Onde: De= Desempenho do sistema; ID = Indicador de Degradação.

Outras curvas, com materiais compostos e mais sistemas da edificação ainda estão sendo compostos, alimentando pesquisas futuras. De forma gráfica o comportamento dos polinômios da Equação (2) com o comportamento do desempenho em obras especiais (De) ao longo da degradação no ciclo de vida de um imóvel pode ser visto na Figura 10.

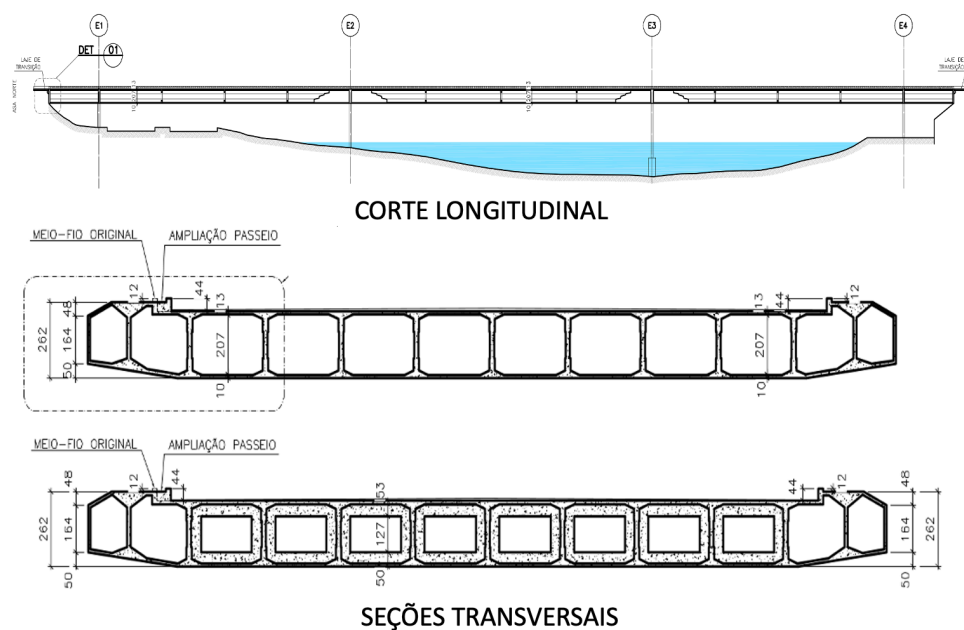
Figura 10: Curva de Desempenho e Indicador de Degradação do Sistema Estrutural



FONTE: AUTORES.

No que tange a ponte do Braghetto, ela possui estrutura com laje caixão, enrijecida por vigas transversina que variam de acordo com os esforços e proteção parcial conforme croqui da Figura 11.

Figura 11: Modelo estrutural da Ponte do Braghetto



FONTE: AUTORES.

Grande parte dos danos ocorreram por abalroamento de veículos na passagem por baixo da ponte (Figura 12) danificando pontos da laje inferior, expondo e rompendo parte destes nichos.

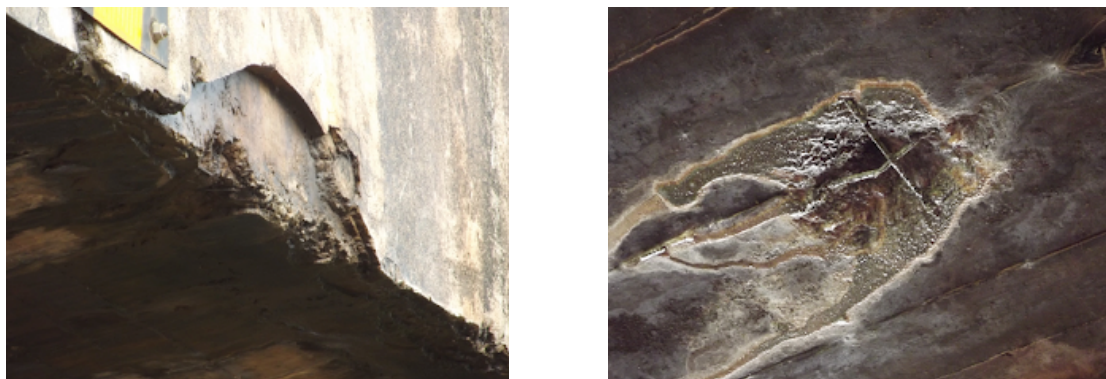
Figura 12: Danos na laje inferior do caixão perdido



FONTE: [HTTPS://AGENDACAPITAL.COM.BR.](https://agendacapital.com.br)

Há ainda danos ocasionados por intempéries e desgaste natural do material face a acresção do ambiente externo no local. Sinais de agentes de carbonatação, umidade excessiva, fissuras decorrentes da variação de temperatura entre outros como pode ser perceptível na Figura 13.

Figura 13: Danos na laje inferior do caixão perdido



FONTE: AGENDACAPITAL.

Apesar do grande número de indicadores de degradação cadastrados na parte externa do viaduto, como demonstrado na Figura 14, a parte interna da laje caixão não se demonstrou danificada, principalmente nos trechos de maior resistência estrutural.

Figura 14: Vista interna da laje caixão



FONTE: AUTORES.

Com os dados de campo, o cálculo do indicador de degradação (ID) foi obtido calculando a média das notas de classificação parametrizadas conforme demonstrado na Tabela 2.

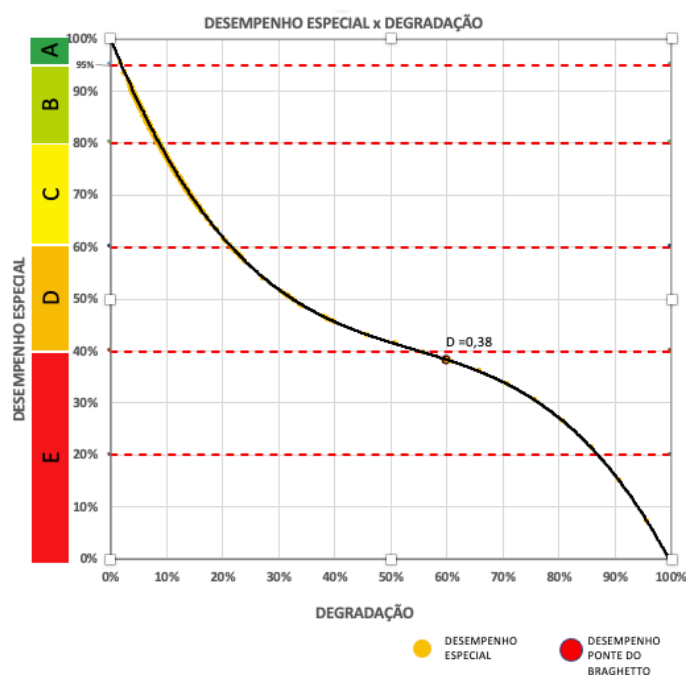
TABELA 2: INDICADOR DE DEGRADAÇÃO - PONTE DO BRAGHETTO

Estrutura	Elemento	Nota durabilidade	Nota estrutural	Nota funcionalidade	Máx.	Nota	Parametrizado
Superestrutura	Alas	4 - Boa	4 - Boa		15	8	0,47
Superestrutura	Juntas	0 - A classificar	4 - Boa	4 - Boa	15	8	0,47
Superestrutura	Lajes	3 - Regular	4 - Boa		15	7	0,53
Mesoestrutura	Aparelhos de Apoio	0 - A classificar	4 - Boa		15	4	0,73
Mesoestrutura	Pilares	2 - Ruim	2 - Ruim		15	4	0,73
Infraestrutura	Infraestrutura	4 - Boa	4 - Boa		15	8	0,47
Encontros	Laje de Transição	3 - Regular	0 - A classificar	3 - Regular	15	6	0,60
Encontros	Taludes	3 - Regular	4 - Boa		15	7	0,53
Elementos e Acessórios de Segurança	Defensa	0 - A classificar	0 - A classificar	2 - Ruim	15	2	0,87
Elementos e Acessórios de Segurança	Guarda-corpo	4 - Boa	0 - A classificar	4 - Boa	15	8	0,47
Elementos e Acessórios de Segurança	Guarda-rodas	4 - Boa	0 - A classificar	2 - Ruim	15	6	0,60
Elementos e Acessórios de Segurança	Passeio	3 - Regular	0 - A classificar	3 - Regular	15	6	0,60
Elementos e Acessórios de Segurança	Pavimento	3 - Regular	0 - A classificar	1 - Crítica	15	4	0,73
Drenagem	Buzinote	3 - Regular	0 - A classificar	3 - Regular	15	6	0,60
Drenagem	Descida d'água	4 - Boa	0 - A classificar	3 - Regular	15	7	0,53
Indicador de Degradação (ID)							0,60

Fonte: Autores.

Com o indicador de degradação já parametrizado na escala de $ID = 60,0\%$, o desempenho pode ser calculado na curva do desempenho especial, com apoio da Equação (2) obtendo o valor $de = 38\%$. Graficamente o sistema Figura 15 apresenta o desempenho da ponte do Braghetto.

Figura 15: Desempenho especial da Ponte do Braghetto



FONTE: AUTORES.

O valor obtido do desempenho (De) para a AOE em análise indica que seria necessária e bem aderente ao que foi vistoriado. A certificação “E” propõem que fatores correspondentes a aparência, funcionalidade e segurança do empreendimento devem ser objeto de intervenções severas principalmente nos sistemas de externos que alteram a aparência. Há falhas reticamente em sistemas de maior uso e funcionalidade com o caso de sistemas pluviais, drenagem e elétrico. Danos recorrentes e de fácil percepção a olho nu, isolando ou impedindo funcionalidade e segurança. A escala de certificação total ainda está em ajustes face a grande número de dados que ainda estão sendo tratados.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os estudos apresentados deixam o paradigma de análise do desempenho através dada vida útil dos materiais e passam para análises não lineares, assim como em muitos sistemas

complexos e com grande número de variáveis envolvidas. Os dados estão convergindo para a visão mais próxima da real condição de uso dos empreendimentos. Materiais agrupam-se em sistemas e estes em uma nova edificação com degradação e desempenho específicos onde seus componentes devem ser analisados ao longo do ciclo de vida.

Modelos que possibilitem a coleta de amostras de forma qualitativa, como inspeções, e possam propor o valor quantitativo, como o desempenho, auxiliam decisões administrativas dos gestores quanto a operação e manutenção do ambiente construído.

O polinômio adotado para descrever empreendimentos que necessitam de desempenho especial se demonstrou aderente, com os valores condizentes aos dados observados. Quanto a certificação dos empreendimentos, os estudos estão bem avançados e serão objetos de novas publicações.

A base de dados coletadas de forma periódica e sistêmica foi essencial para as análises apresentadas.

BIBLIOGRAFIA

ABNT NBR 9452. **Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto-Procedimento.** 2019.

ABNT NBR 15575-1. **Edificações habitacionais - Desempenho Parte 1:** Requisitos gerais. 2021.

ALDAHDOUH, A. A. **Visual Inspection of Sequential Data:** A Research Instrument for Qualitative Data Analysis. 2018.

BS ISO 15686-2. **Builtings and constructed assets - Service life planning Part 2: Service life prediction procedures.**, 2012. Reino Unido, UK.

BS ISO 15686-5. **Buildings and constructed assets - Service life planning - Life cycle costing.**, 2017. Reino Unido, UK.

DNIT 010/2004 - PRO. **Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido-Procedimento.**, 2014. Rio de Janeiro: 1.

GALIMI, S. **Índice de requalificação urbana:** uma proposta para avaliação das intervenções de retrofit no patrimônio das obras de arte especiais, 2021. Brasília: UnB.

GOMIDE, T. L. F.; Neto, J. C. P. F.; Gullo, M. A. **Inspeção Predial Total - diretrizes e laudos no enfoque da qualidade total e da engenharia diagnóstica.** São Paulo-SP, 2011.

MACÊDO Ferreira, B. **Análise Quantitativa Da Ponte Do Bragueto-Df Utilizando A Metodologia GDE/UnB**. 2016.

MIRANDA, F. M. F.; Calejo, R. M. G. R. **Degradação precoce de edifícios** - Análise e exploração de um banco de dados, 2020. Porto - PT: FEUP. Disponível em: <<http://www.fe.up.pt>>..

MOSER, K. **Towards the practical evaluation of service life** — Illustrative application of the probabilistic approach. Durability of Building Materials and Components 8,, n. June, p. 1319–1329, 1999.

OLIVEIRA, I. **Diretrizes para a Conservação Patrimonial a Partir da avaliação da Depreciação do Ambiente Construído**. Distrito Federal, 2018. Disponível em: <<http://scholar.google.com/scholar?hl=en%7B&%7DbtnG=Search%7B&%7Dq=intitle:Univer%7B%7Bidade+de+Bras%7Bí%7Dlia%7B#%7D9>>..

OLIVEIRA, I. P.; Pantoja, J. C. **Avaliação de desempenho e degradação Avaliação de desempenho e degradação de estruturas híbrida.**, 29. ago. 2022.

PANTOJA, J. C. **Cálculo da carga de colapso plástico de vigas parede via modelagem numérica.**, 2003. Brasília: UnB.

PEREIRA, A. J. D. S. **Avaliação Imobiliária e a sua relação com a Depreciação dos Edifícios**, 2013. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

PFEIL, W.; Pereira, J. L. M. DE B.; Zomar, A. T.; et al. **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**. 2o ed. Rio de Janeiro, 1980.

P.G. Bergan; T.H. Soreide. **Solution of large displacement and stability using the current stiffness parameter**. In: Geilo (Org.); Finite Elements in nonlinear Mechanics. Anais.... p.647–669, 1977. Trondheim, Norway.

SIMÕES, L. F.; Rodrigues, P. F.; Pinheiro, D. C. C. **Análise crítica dos métodos de inspeção da ABNT NBR 9452:2019**. XXII CBPE 2021, 2021.

2 A Preservação do Patrimônio Industrial Moderno Vinculado às Pontes Metálicas

AZAMBUJA, Eduardo Bicudo de Castro

Universidade de Brasília.

Resumo: As obras dos engenheiros do Século XIX, nelas inseridas as pontes metálicas, representam a terceira raiz do Movimento Moderno e devem ser consideradas com a mesma importância das duas outras, o 'Artes e Ofícios' e a 'Art Nouveau'. As pontes metálicas do Século XIX representam a busca racional da eficiência, do útil e do econômico, misturada com a tentativa de emocionar. Coube à arquitetura moderna o entendimento dos objetivos comuns. O interesse na preservação do patrimônio industrial, vinculando-o às pontes metálicas e o futuro para esse tipo de legado é o objetivo desse artigo. Apresenta-se o processo de tombamento da ponte pênsil Affonso Penna, uma obra de 1909, tombada pelo IPHAN - Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional, em 2014, como um exemplo de reconhecimento dos valores históricos e estéticos desse tipo de edificação.

Palavras-chave: Pontes Metálicas; Arquitetura do Ferro; Preservação; Tombamento; Patrimônio Moderno.

1. A INFLUÊNCIA DAS PONTES METÁLICAS NO ESTILO DO SÉCULO XX

Segundo Pevsner (2002, p. 111), o Movimento Moderno tem três raízes, uma das suas fontes principais foi William Morris e o Artes e Ofícios, uma outra foi a *Art Nouveau*. As obras dos engenheiros do Século XIX, como as pontes metálicas, são a terceira fonte, e deve ser considerada com a mesma importância que as duas anteriores.

O Século XIX foi um período de necessidades urgentes, oriundas do aumento da população urbana e dos novos desejos de consumo adquiridos durante a revolução industrial. Tornou-se comum o transporte de materiais, produtos acabados e pessoas por grandes distâncias em pouco tempo. Uma época de intensa demanda por pontes ferroviárias com vãos e cargas cada vez maiores. Na Inglaterra, mais de 3.200 km de ferrovias foram construídas em menos de vinte anos (Frampton, 1997, p. 26).

Estudos possibilitaram a produção industrial em larga escala do ferro fundido (*cast iron*), a produção na Inglaterra que era de 17.000 toneladas em 1740 e de 678.000 toneladas em 1840 (Pevsner, 2002, p. 32). O desenvolvimento da metalurgia, a partir de 1775 com John Wilkson, permitiu o surgimento do ferro forjado (*wrought iron ou worked iron*), material mais dúctil, que possibilitou, por exemplo, substituir a madeira na construção de vigas de pequenos e médios vãos e em elementos tracionados de treliças estruturais do tipo *Howe*. O aço (*steel*), mais resistente e dúctil que o ferro forjado, obtido a partir da redução do teor de carbono do ferro fundido, tornou-se viável economicamente com o desenvolvimento do processo de Bessemer, em 1856, aprimorado por Siemens em 1867 (Unsworth, 2010).

A École Polytechnique, fundada durante a Revolução Francesa em 1794, exerceu também uma grande influência nas primeiras décadas do século XIX ao estabelecer uma conexão entre ciência e vida, e por trazer para a indústria e para o canteiro de obras aplicações práticas das descobertas nas ciências físicas, químicas e matemáticas, ajudando a criar um mundo novo (Sigfried, 2004, p. 239).

O final do Século XIX se apresenta como época próspera para o desenvolvimento de boas soluções de engenharia, impostas por necessidades e consumos urgentes, amparadas pelo desenvolvimento de materiais mais adequados aos novos desafios e pelo apoio da ciência, fundamentando em teorias as aplicações práticas da construção.

Os engenheiros, contudo, ocupados demais com as suas descobertas e novas demandas, permaneceram indiferentes ao descontentamento estético e social de suas obras arquitetônicas, relatados, por exemplo, por Ruskin e Morris, promovendo ainda mais o antagonismo que impossibilitou juntar suas forças com as tendências mais importantes de arte e arquitetura do século XIX.

Horta e os demais projetistas da *Art Nouveau*, ao contrário de Ruskin e Morris, fascinados por manifestações contra a convenção, aceitaram as inovações proposta pelos engenheiros do século XIX. De acordo com Pevsner (2002, p. 144), eles conseguiram uma síntese entre a nova sensibilidade do artesanato e os novos sistemas construtivos propostos com estruturas de ferro.

O gosto por essas soluções foi estimulado pela estética elegante das pontes de ferro construídas a partir do final do século XVIII, baseadas na leveza e esbeltez proporcionada pelo novo material estrutural. A primeira ponte, inteiramente de ferro que se conhece, foi construída por Abraham Darby e Thomas Farnoll Pritchard, em 1779, sobre o rio Severn, em Coalbrookdale, utilizando arcos de 30,5 metros de comprimento, com peso total de 384 toneladas. Em 1796, Thomas Telford estreou como construtor de pontes com a sua Buildwas Bridge, também sobre o rio Severn, porém, com um arco maior de 39,5 metros e somente 176 toneladas de ferro (Frampton, 1997, p. 25).

Na França, Gustave Eiffel projetou uma série de viadutos ferroviários entre os anos de 1869 e 1884, utilizando um mesmo método e estética que atingem o seu apogeu na construção, em 1887, da torre de 300 metros de altura em Paris.

O estímulo para a criação de uma nova solução se deu em 1875, com o desenvolvimento do projeto do viaduto do Douro, em Portugal. O sistema construtivo utilizado consistia em executar estruturas treliçadas laterais, apoiadas em pilares, para suportar um arco articulado montado, simultaneamente, a partir das duas margens para se encontrar no meio do vão. O sucesso fez com que Eiffel recebesse, após a conclusão do Douro, em 1878, a encomenda do viaduto Garabit (Frampton, 1997, p. 33). A evolução da ponte no formato de arco é acompanhada pela da ponte pênsil, Samuel Brown patenteou, em 1817, correntes com elos chatos de ferro forjado, colaborando com Telford na execução da sua ponte com vão central de 177 metros, sobre o estreito de Menai, inaugurada em 1825 (Frampton, 1997, p. 27).

Em 1836, é iniciada a construção da ponte pênsil de Clifton, em Bristol (Figura 1), projetada por Isambard Kingdom Brunel, lançando-se numa curva de 210 metros entre as margens que separam um profundo vale. Brunel utilizou pilares de blocos de rocha sem nenhum tipo de ornamentação, contrastando com a leveza aparente da construção em ferro. Para Pevsner (2002, p. 122), é difícil admitir que a beleza da estrutura dessa ponte seja acidental, resultado somente de um trabalho inteligente de engenharia. Brunel misturou, intencionalmente, o dimensionamento adequado do material com a sua sensibilidade estética.

FIGURA 1: PONTE PÊNSIL DE CLIFTON EM BRISTOL, PROJETADA POR BRUNEL



FONTE: ENGINEERS, 2015,

Por ser considerada onerosa, a produção de cadeias de elos de ferro forjado para a construção de pontes pênsil foi sendo substituída pelo uso de cabos de aço treilados. O engenheiro germânico Johann Augustus Roebling patenteou, em 1842, a manufatura de cabos de aço trançados em espiral, dois anos antes de utilizar essa solução em um aqueduto sobre Allegheny, em Pittsburgh. Roebling continuaria a usar esse tipo de cabo de suspensão durante toda a sua carreira, da ponte de 243,5 metros sobre as cataratas de Niagara até a ponte do Brooklyn, sobre o East River, em Nova York, de 487 metros, concluída em 1883 por seu filho Washington August Roebling e por sua nora, Emily Warren Roebling (GraF, 2002).

O crítico americano Montgomery Schuyler, após a inauguração da ponte do Brooklyn, enfatizou a leveza do sistema de suspensão da estrutura, afirmando que Roebling

desenvolveu o seu projeto com elegância e eficiência, transformando a sua obra em uma fonte de alegria e inspiração artística (Billington, 1977).

Le Corbusier exerceu um papel fundamental no desenvolvimento da arquitetura do século XX e, segundo Frampton (1997, p. 182), o período mais fértil da sua colaboração está na gestação do livro *Vers une architecture* (Por uma arquitetura), quando expõe o dualismo entre a necessidade de cumprir exigências funcionais e o impulso de se usar elementos abstratos para atingir os sentidos e nutrir o intelecto (Le Corbusier, 2004).

Esse tema foi explicado por Corbusier a partir de obras desenvolvidas por engenheiros no século XIX, como o viaduto Garabit de Eiffel, de 1884, ou a ponte pênsil de Clifton de Brunel, de 1836, expondo a conciliação necessária entre a expressão tecnológica do tempo com a perenidade da arte.

As pontes metálicas do século XIX representam a busca racional da eficiência, do útil e do econômico, misturada com a tentativa de emocionar, expuseram as tensões das relações entre engenheiros e arquitetos, mas permitiram o aprofundamento dessa discussão. Coube à arquitetura moderna o entendimento dos objetivos comuns, a difusão das possibilidades técnicas, das necessidades sociais e econômicas, misturadas com o lirismo, com o caráter subjetivo das artes.

2. DESAFIOS DA PRESERVAÇÃO DAS PONTES METÁLICAS: MONUMENTOS DA ARQUEOLOGIA INDUSTRIAL

O primeiro artigo da Carta de Veneza estendeu, em 1964, a noção de monumento histórico às obras modestas, que tenham adquirido, com o tempo, uma significância cultural, validando a definição de monumento de Riegl (2016), como uma obra de mão humana, construída com o objetivo de conservar sempre presentes e vivos na consciência das gerações feitos ou destinos humanos particulares, caso de muitas edificações, espalhadas pelo mundo, vinculadas ao patrimônio industrial.

Comparado a outros tipos de manifestações culturais, o interesse na preservação do patrimônio industrial é recente, apesar de expressões pontuais relacionadas ao legado da indústria já no final do século XVIII, na França, como uma reação ao chamado “vandalismo

revolucionário”, discussões mais amplas se iniciaram na Inglaterra na década de 1950, época em que foi utilizada a expressão “arqueologia industrial” (Kühl, 2008).

Monumento industrial é qualquer relíquia de uma fase obsoleta de uma indústria ou sistema de transporte e, arqueologia industrial é um campo de estudo relacionado com a pesquisa, levantamento, registro e, em alguns casos, com a preservação de monumentos industriais (Buchanan, 1972, p.20, apud Kühl, 2008).

Trabalha-se no campo da arqueologia industrial de maneira a associar atividades produtivas, meios de transporte e produtos resultante da industrialização, processo intimamente ligado ao desenvolvimento do transporte ferroviário. A industrialização em larga escala impulsionou as ferrovias e foi também por elas impulsionadas, articulação essa que marcará por um determinado período a transformação de numerosos centros urbanos (Kühl, 2008).

O interesse em preservar o patrimônio industrial abrange o conjunto de bens que se agregam em torno do processo de industrialização, possibilitando o exame de construções diretamente ligadas à produção como, galpões, mercados, depósitos e edifícios pré-fabricados, estações ferroviárias, e outros relacionados como os meios de comunicação e transportes, como por exemplo as pontes metálicas construídas durante o desenvolvimento das ferrovias. Procura-se conhecer e preservar as especificidades dessas diferentes tipologias a partir do entendimento das suas diferentes características.

Apesar da atual aceitação do valor histórico e cultural do patrimônio industrial, com maior sensibilidade da opinião pública em relação a eles, segundo Kühl (2008), falta ainda um programa específico e princípios de atuação para esse tipo de legado, pois, no presente, segue-se a normativa geral do patrimônio histórico.

Os fundamentos da preservação tradicional foram desenvolvidos com foco no patrimônio como monumento antigo, com valor artístico e histórico, concebido e construído materialmente para durar. A preponderância da concepção projetual nas obras do patrimônio industrial sobre a realização do trabalho do artífice no canteiro, relativizou, em certa medida, a importância da matéria do construído (Silva, 2017).

Isso sugere uma abordagem distinta. A necessidade de estudos históricos e levantamentos para o entendimento das características tipológicas e construtivas mais relevantes, o

evidenciamento do caráter da obra como representativa do pensamento científico ou de uma dada cultura arquitetônica da época, o respeito pela sua concepção geral, pelos seus processos técnicos executivos e pelo seu uso são possíveis critérios a serem adotados. O conhecimento da edificação de maneira aprofundada, dos principais valores a serem preservados, irá promover o respeito ao monumento e definir as diretrizes da preservação.

John Ruskin (2008), autor de importantes teorias de preservação, escritas no século XIX, durante o período de ampliação do desenvolvimento industrial inglês, trata a restauração de um patrimônio como algo mentiroso, cujo verdadeiro significado é a obscura necessidade de destruição. Para Ruskin (2008), ao se cuidar bem de um monumento, não será necessário restaurá-lo e enfatiza a importância de proteger a obra da melhor maneira possível, e a qualquer custo, de todas as ameaças de dilapidação (Ruskin, 2008).

A Carta de Veneza, documento publicado durante o II Congresso de Arquitetos e Técnicos dos Monumentos Históricos, na cidade de Veneza, em maio de 1964, promovido pelo ICOMOS - Conselho Internacional de Monumentos e Sítios, apresenta no seu Artigo 9º, com respeito aos preceitos de Ruskin, que a restauração é uma operação que deve ter caráter excepcional e deve ter por objetivo conservar e revelar os valores estéticos e históricos do monumento e fundamenta-se no respeito ao material original e aos documentos autênticos.

Segundo Saint (1996), quase todas as recomendações especializadas em restauração e os manuais de orientações devem ser julgados e validados pelos seus méritos, caráter e contexto, caso a caso. Na verificação de qualquer restauração, antiga ou moderna, é possível constatar que quase não há regras determinadas, predominam as aplicações de bom senso, experiência e sensibilidade (apud Silva, 2017).

Nas construções industriais os elementos estruturais desempenham uma importante função de composição, neles, entende-se arquitetura como uma relação entre forma e estrutura, preservá-lo significa valorizar as suas partes e respeitar a conexão dos seus componentes, conforme recomendado no item 1.3 da carta aprovada na 14ª. Assembleia Geral do ICOMOS, no Zimbábue em 2003 (Icomos, 2003):

O valor da herança arquitetônica não está somente na sua aparência, mas também na integridade de todos os seus componentes como um produto único de uma tecnologia construtiva específica de seu tempo.

Para Riegl (2016), no caso de obras modernas, o culto do valor de antiguidade admitirá as concessões necessárias à manutenção das suas condições de utilização, que devem possibilitar que se conserve o préstimo destes monumentos para a atividade e utilização humana, tão desejada até do ponto de vista do valor de antiguidade.

O documento aprovado na 14ª. Assembleia Geral do ICOMOS, no Zimbábue em 2003, descreve, pela peculiaridade das estruturas do patrimônio, a necessidade de uma organização de estudos e de propostas em passos precisos que são semelhantes aos usados na medicina: anamnese, diagnóstico, terapia e controle, correspondendo respectivamente às investigações de dados e de informações significativas, à individualização das causas dos danos e da degradação, à escolha das medidas curativas e ao controlo da eficiência das intervenções (IcomoS, 2003).

A discussão de princípios teóricos e diretrizes específicas de restauração do patrimônio no Brasil ainda é limitada, percebe-se, contudo, uma certa filiação à Carta de Veneza, citada com frequência por participantes dos órgãos de preservação nos âmbitos federal, estadual e municipal, e pela comunidade acadêmica (Kühl, 2008, p. 110).

Na Carta de Veneza (Icomos, 1964), o tema conservação e manutenção é abordado e exposto nos seguintes tópicos, válidos para preservação do legado industrial:

- Artigo 4º - A conservação dos monumentos exige, antes de tudo, manutenção permanente;

- Artigo 5º - A conservação dos monumentos é sempre favorecida por sua destinação a uma função útil à sociedade; tal destinação é, portanto, desejável, mas não pode nem deve conceber e se autorizar modificações exigida pela evolução dos usos e costumes.

Entende-se por valor de contemporaneidade, conforme descrito por Lyra (2016), a capacidade de edificações ociosas serem reaproveitadas para outros usos, impedindo de serem dilapidadas ou demolidas, fazendo com que antigas edificações, adequadamente preservadas, satisfaçam práticas do presente.

A preservação de uma edificação é o resultado de um processo integrado de restauração e revitalização. A restauração tem por objetivo resgatar os valores da obra, restabelecer a sua

dignidade como monumento, o processo de revitalização, por sua vez, tem por intenção promover o uso e garantir sua sobrevivência como espaço útil. A ausência de utilização, com consequente possibilidade de degradação física de seus materiais, está entre as principais causas da decadência de uma edificação.

Para Lyra (2016, p. 234), *“com a retomada da função, garante-se a sobrevivência do edifício, mas não a do monumento, assim como a restauração recupera a identidade, mas não garante, por si só, vida longa para o monumento, se não houver quem o use e, conseqüentemente, o conserve.”*

No Brasil, destacam-se como exemplos de reutilização de arquitetura industrial dois projetos: o do Sesc Pompeia, na cidade de São Paulo, e o do Museu do Mate, no município de Campo Largo, no Paraná. A transposição da estrutura da ponte pênsil Affonso Penna para um novo eixo, 2,5 quilômetros a jusante do rio Paranaíba, em função do seu desuso, de maneira a atender a travessia dos funcionários residentes na Vila Operária para o canteiro da obra de construção da nova hidroelétrica de Furnas em Itumbiara/GO, é um outro caso de sucesso de reuso.

Os documentos finais de encontros realizados em diferentes cidades para se discutir o tema da preservação do patrimônio cultural, as chamadas Cartas patrimoniais, são importantes para a compreensão do modo como a questão da reutilização do patrimônio edificado vem sendo tratada no mundo (Lyra, 2016).

Em outubro de 1931, foi divulgada a Carta de Atenas, documento resultante da reunião do Escritório Internacional dos Museus, realizada na capital da Grécia, nela há uma referência ao uso dos monumentos, recomendando que se mantenha uma utilização dos monumentos que assegure a continuidade de sua vida, destinando-os sempre a finalidades que respeitem o seu caráter histórico ou artístico (Lyra, 2016).

Após quase 33 anos, em maio de 1964, o assunto da utilização foi abordado na *Carta de Veneza*, no capítulo desse documento referente à “Conservação”, lê-se (Icomos, 1964):

Art. 5º. A conservação dos monumentos é sempre favorecida por sua destinação a uma função útil à sociedade; tal destinação é, portanto, desejável, mas não pode nem deve alterar a disposição ou a decoração dos edifícios. É somente dentro destes limites que se devem conceber e se podem autorizar as modificações exigidas pela evolução dos usos e costumes.

A Carta de Burra, documento internacional resultante do congresso organizado pelo ICOMOS, realizado em 1980, na cidade de Burra, Austrália, tem como importante contribuição as definições, conceitos e procedimentos relativos ao campo do patrimônio cultural edificado. O termo significância cultural é determinado pelo valor estético, histórico, científico ou social de um bem para as gerações passadas, presentes ou futuras (ICOMOS, 1980).

O termo conservação passou a designar os cuidados a serem dispensados a um bem para preservar-lhe as características que apresentem uma significação cultural. De acordo com as circunstâncias, a conservação implicará ou não a preservação ou a restauração, além da manutenção (ICOMOS, 1980).

Restauração foi definido como o restabelecimento, com o máximo de exatidão, de um estado anterior conhecido. Adaptação, como o agenciamento de um bem a uma nova destinação, sem a destruição de sua significação cultural. A expressão uso compatível designará uma utilização que não implique mudança na significação cultural da substância, modificações que sejam substancialmente reversíveis ou que requeiram um impacto mínimo (ICOMOS, 1980).

A discussão sobre patrimônio cultural ocorrida em Brasília no ano de 1995, um ano depois do encontro de Nara, no Japão, foi motivada pela necessidade de se colocar a necessidade da autenticidade a partir da realidade regional dos países do Cone Sul. O encontro formatou o *Documento Regional do Cone Sul sobre Autenticidade*, batizado de *Carta de Brasília* que analisa o patrimônio com base no estabelecimento de relações entre autenticidade e outros valores, como identidade, mensagem, contexto e materialidade.

Ao tratar da relação entre autenticidade e mensagem, ressalta que os edifícios e lugares são objetos materiais, portadores de uma mensagem ou de um argumento cuja compreensão e aceitação pela comunidade os converte em um patrimônio. A renovação de uso dos edifícios de valor cultural é assim analisada no item da carta referente à “Conservação da autenticidade” (ICOMOS, 1995):

A adoção de novos usos para aqueles edifícios de valor cultural é factível sempre que exista reconhecimento apriorístico do edifício e diagnóstico preciso de quais as intervenções que ele aceita e suporta. Em todos os casos, é fundamental a qualidade da intervenção, e que os novos elementos a serem introduzidos sejam de caráter reversível e se harmonizem com o conjunto.

Novos usos são admitidos, mas condicionados à elaboração prévia de um diagnóstico das alternativas compatíveis com o edifício, a definição do tipo de intervenção vai depender do que o edifício “aceita”, dentro da sua vocação de utilização, e “suporta” no limite de adaptabilidade aceitável.

Assim, conforme descrito por Lyra (2016, p. 233), as intervenções em uma edificação reconhecido como um bem cultural, seja em termos legais, por meio do tombamento, ou informalmente, pela comunidade, se condiciona a um respeito à manutenção de valores consagrados.

Para que essa condição seja cumprida, para qualquer tipologia do patrimônio edificado, é necessário atender a determinados critérios de intervenção, como o da integração, da autenticidade, da qualificação e da reversibilidade. Estes são decorrentes do processo de evolução dos conceitos de bem cultural, definidos nas conclusões e nas recomendações de reuniões internacionais de especialistas divulgadas por meio das *Cartas patrimoniais*.

3. O PROCESSO DE TOMBAMENTO DA PONTE METÁLICA AFFONSO PENNA DE 2005 A 2019

No dia 12 de dezembro de 2005, por meio do Ofício no 255/2005 do Ministério Público do Estado de Goiás, assinado pelo promotor de justiça Jales Guedes Coelho Mendonça, foi requerido à Superintendente da 14ª Regional do IPHAN, Sra. Salma Saddi Wares de Paiva, a realização de uma vistoria/inspeção na ponte metálica Affonso Penna, localizada sobre o rio Paranaíba, divisa natural entre os estados de Goiás e Minas Gerais, com o objetivo de se iniciar o seu procedimento de tombamento (IPHAN, 2008).

O documento, fundamentado pelo art. 216 da Constituição Federal, e pelo Decreto-Lei nº 25, de 30 de novembro de 1937, ressalta que a ponte Affonso Penna, em homenagem ao Presidente da República que governou o Brasil de 1906 a 1909, ainda se encontra em operação e possui vinculação efetiva com fatos memoráveis da história do Brasil e, em particular, com o desenvolvimento da região Centro-Oeste e do estado de Goiás, justificando o requerimento.

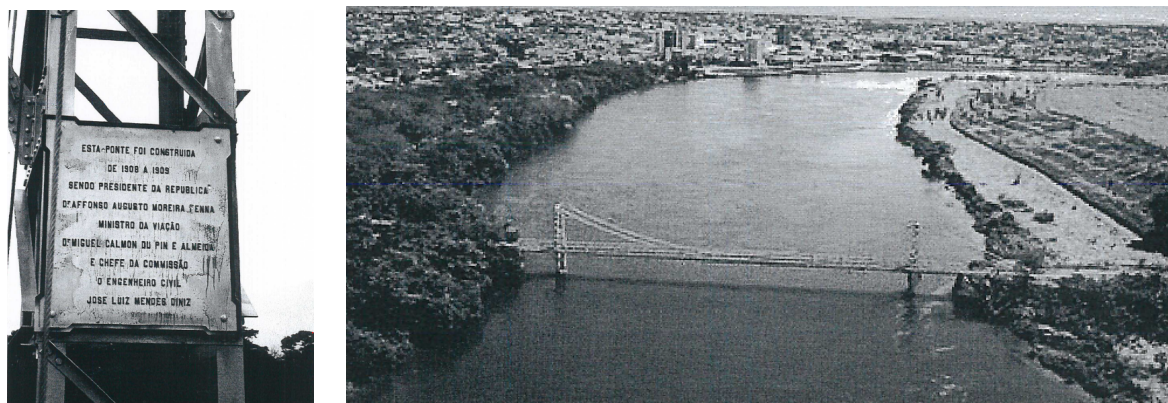
A vistoria/inspeção ocorreu no início do mês de janeiro de 2006, conforme apresentado no Relatório 001/06-E TEC II/Pirenópolis, assinado pelo arquiteto Silvio Cavalcante da 14ª

SR/IPHAN em 9/1/2006, com a presença da Superintendente Sra. Salma Saddi Wares de Paiva e do chefe do Escritório Técnico II/Pirenópolis, Sr. Paulo Sérgio Rezende de Almeida Galeão, recebidos na sede do Ministério Público, em Itumbiara/GO, pelo promotor de justiça Jales Guedes Coelho Mendonça, sendo colocado pela equipe técnica do IPHAN, logo no primeiro encontro, a importância do envolvimento da comunidade local, como determinante para as possibilidades de êxito do objetivo (IPHAN, 2008).

No relatório, o arquiteto Silvio Cavalcante descreve o primeiro contato da equipe com a ponte Affonso Penna (Figura 2), na cidade de Itumbiara (IPHAN, 2008):

Defrontamo-nos com uma belíssima obra de engenharia, que se impõe na paisagem deslumbrante de uma grande curva do Paranaíba. Lá podemos vislumbrar a ponte que possibilitou a primeira travessia por rodagem ao grande oeste brasileiro. Por ela foi possível liberar o tráfego da forma mais intensa e necessária, para o desenvolvimento que se irradiava do crescimento das regiões mais desenvolvidas do país.

FIGURA 2: PONTE AFFONSO PENNA DURANTE A VISITA DA EQUIPE DE INSPEÇÃO



FONTE: IPHAN, 2008.

E conclui, no último parágrafo do relatório, que a ponte Affonso Penna foi substituída, em 1960, pela ponte JK, perdendo, então, a sua importância rodoviária, mas que o seu uso, contínuo desde a sua construção em 1909, fez dela palco de inúmeras travessias e episódios históricos, que deverão motivar pesquisas, para subsidiar a postulação a Patrimônio Nacional, o que é plenamente cabível pelos relatos prévios que obtemos (IPHAN, 2008).

No dia 5 de janeiro de 2006, o jornal goiano, O Popular, divulgou no caderno Cidades a matéria intitulada, “Ponte Afonso Pena pode ser tombada”, relatando a visita dos técnicos do IPHAN em Itumbiara para avaliar as condições de conservação da obra construída há 96 anos e sua

importância histórica para o Brasil, tratando a inspeção como o primeiro passo para um processo tombamento que vise a preservação da primeira ponte pênsil erguida no Brasil.

Segundo a matéria do jornal, a ponte tem um vínculo forte com fatos da história do Brasil e um papel muito importante no desenvolvimento da região Centro-Oeste. Durante a Revolução Constitucionalista de 1932, por exemplo, a ponte foi palco de um confronto entre o Exército e as forças rebeldes do Estado de São Paulo que lutavam pela convocação imediata da Constituinte. E foi pela ponte Affonso Penna que também chegaram famílias inteiras vindas do Sul e do Sudeste do País para se instalar na região, promovendo a ocupação e o progresso do estado de Goiás (IPHAN, 2008).

A reportagem descreve o depoimento da superintendente do IPHAN Sra. Salma Saddi quanto a necessidade de avaliar a excepcionalidade da obra, o seu valor histórico e o seu estado de conservação, ressaltando, novamente, que é essencial a participação da sociedade civil organizada no processo de tombamento.

Para Saddi (IPHAN, 2008), a comunidade da cidade de Itumbiara manifestou o seu desejo de preservar a ponte quando, na década de 1970, durante a construção da usina hidroelétrica de Furnas, ao invés de desmontar a estrutura metálica da ponte e comercializar os seus elementos, fato comum em obras similares, se mobilizou para que o conjunto fosse transferido para um eixo a jusante do rio Paranaíba, preservando a sua configuração inicial e mantendo a sua utilização.

Em 16 de abril de 2007, o ofício no 17/07 GAB/14ª SR/IPHAN, elaborado pela Superintendente Regional Salma Saddi Wares de Paiva, destinado ao promotor de justiça Jales Guedes Coelho Mendonça, informa que a partir do Ofício nº 255/2005, de 12 de dezembro de 2005, expedido pela 4ª Promotoria de Justiça de Itumbiara, iniciou-se a instrução para o processo de Tombamento em nível federal da ponte pênsil Affonso Penna (IPHAN, 2008).

O documento informa também a ida do Sr. Dalmo Vieira Filho, Diretor do Patrimônio Material e Fiscalização do IPHAN, em 24 de abril de 2007, a Itumbiara com o objetivo de ministrar palestras para a sociedade organizada, acerca da preservação do Patrimônio Cultural Brasileiro e, para tanto, solicita o apoio da promotoria de justiça. no sentido de mobilizar a

sociedade organizada, bem como a entrega de todo o histórico que envolve a ponte Affonso Penna.

Após quase 3 (três) anos, por meio do Memorando no. 113/2010, datado em 30 de março de 2010, a Superintendente do IPHAN em Goiás, Sra. Salma Saddi Wares de Paiva, encaminha o documento nº 01516.000022/2007-15, aberto em 12 de janeiro de 2007, solicitando o tombamento em nível federal da ponte pênsil Affonso Penna, em Itumbiara/GO, a mais antiga do Brasil, acompanhado do dossiê da obra e de um DVD contendo o vídeo intitulado "O Caminho da Cachoeira ao Nascer do Sol".

O vídeo realizado pelo IPHAN, presidido pelo Sr. Luiz Fernando de Almeida, sob a gestão do Sr. João Luiz Silva Ferreira, Ministro da Cultura do então Presidente Luiz Inácio Lula da Silva, cujo nome se originou da concatenação traduzida das palavras em tupi-guarani, Itumbiara (Caminho da Cachoeira) e Araporã (Nascer do Sol), relata, com a participação de profissionais envolvidos e moradores locais, a história da ponte Affonso Penna, sua relação com as cidades e a sua influência no desenvolvimento da região (Caminho da Cachoeira ao Nascer do Sol, 2010).

O nome dado a ponte foi uma homenagem ao Presidente Affonso Penna que, em 1906, autorizou, autorizou a sua construção, conforme relatado pela professora pesquisadora da UnB, Dra. Angélica Madeira. Mineiro de Santa Bárbara, Minas Gerais, Affonso Penna exerceu o cargo de presidente da República entre 15 de novembro de 1906 e 14 de junho de 1909, quando faleceu antes de finalizar seu mandato. O principal fato de seu governo foi a política de valorização do café, representada pelo Convênio de Taubaté (Caminho da Cachoeira ao Nascer do Sol, 2010).

No relato de Guilherme Talarico de Oliveira, Mestre em História pela UFG, no início do século XX o estado de Goiás passava por um momento de estagnação econômica, devido ao declínio da mineração do ouro, e necessitava abrir novas fronteiras para a recuperação do seu desenvolvimento, visando, principalmente, o acompanhamento da produção cafeeira das regiões sul e sudeste do país, e as pontes, no estado, sempre foram referidas como estratégia de modernização e integração (Caminho da Cachoeira ao Nascer do Sol, 2010).

A professora da UnB, Dra. Angélica Madeira, descreve no vídeo a chegada da estrutura metálica da ponte Affonso Penna, vinda da Alemanha, no porto da cidade do Rio de Janeiro, indo de lá para São Paulo, onde embarca no trem da São Paulo Railway Company com destino a Jundiaí, onde irá cruzar com a linha da Companhia Mogiana de Estradas de Ferro e Navegação - CMEF. De Jundiaí o material se deslocou para Uberabinha, atual cidade de Uberlândia/MG, seguindo para Santa Rita do Paranaíba, em um ponto localizado a 1,5 km do eixo de montagem da ponte, distância percorrida com o uso de juntas de carros de boi (Caminho da Cachoeira ao Nascer do Sol, 2010).

Dra. Angélica Madeira relata ainda, como um fato curioso, que os documentos iniciais necessários para a aquisição dos materiais e da mão-de-obra necessários para execução da ponte Affonso Penna foram assinados, até o seu falecimento em 1908, por Machado de Assis, então funcionário do Ministério de Viação e Obras Públicas do governo federal (Caminho da Cachoeira ao Nascer do Sol, 2010).

Conforme descrito pelo ex-prefeito de Araporã, Sr. Valdir Inácio Ferreira, em 1932 a região onde se localizava a ponte Affonso Penna foi palco de um importante batalha da chamada Revolução Constitucionalista, quando a tropa federal do governo Getúlio Vargas, posicionada na margem mineira, conseguiu conter a passagem das forças revolucionárias vindas do estado de São Paulo (Caminho da Cachoeira ao Nascer do Sol, 2010).

Valdir Inácio Ferreira ressalta também os pilares originais da ponte como um marco da engenharia do início do século XX, feitos com blocos maciços de Tapanhoacanga, material local constituído de rocha rica em ferro, dura e bem consolidada, composta de fragmentos derivados de itabirito, hematita e de outros materiais ferruginosos, que se mantiveram intactos durante todo o período de uso da estrutura (Caminho da Cachoeira ao Nascer do Sol, 2010).

A integração da região centro-oeste com as demais partes do país e o esforço do seu desenvolvimento, objetivos almejados durante a construção da ponte Affonso Penna em 1908, vão permitir, no final da década de 1950, a passagem dos materiais necessários para a inauguração de Brasília, vindos dos estados de São Paulo, Rio de Janeiro e Minas Gerais, como

salientado pela professora da UnB, Dra. Maria Velozo (Caminho da Cachoeira ao Nascer do Sol, 2010).

No começo da década de 1960, com o aumento do fluxo e da carga, a ponte Affonso Penna deixa de atender as demandas do transporte rodoviário, cai em desuso e é substituída em 1961 pela Ponte JK, com estrutura de concreto armado, iniciada no governo do presidente Juscelino Kubitschek de Oliveira, e finalizada por Jânio Quadros, passando depois a ser chamada de Ponte Engenheiro Cyro Gomes de Almeida, em homenagem ao seu construtor.

Foi durante a construção da hidrelétrica de Furnas, em 1973 que, considerando o desuso da Affonso Penna, foi proposto ao DNIT, pelos técnicos da empresa estatal, a transposição da estrutura da ponte para um novo eixo, 2,5 quilômetros a jusante do rio Paranaíba, de maneira a atender a travessia dos funcionários residentes na Vila Operária, localizada na margem de Itumbiara, para o canteiro da obra, do outro lado, na cidade de Araporã, conforme relato de Joonaldo Teixeira de Oliveira, gerente da Usina Itumbiara – Furnas (Caminho da Cachoeira ao Nascer do Sol, 2010).

A estrutura metálica da ponte foi desmontada em módulos que foram transportados para um terreno localizado nas proximidades do novo eixo (). Os elementos estruturais foram recuperados, após isso os conjuntos foram sendo remontados e transportados para a nova locação e, simultaneamente, foram sendo executadas as novas fundações, as estruturas de aço dos novos pilares e das vigas de encontro com a margem do rio Paranaíba. Os pilares originais da ponte Affonso Penna foram preservados no seu lugar original, de acordo com a descrição do Gerente do Departamento de Produção de Furnas, Sr. Guilherme Mendes Meloni (Caminho da Cachoeira ao Nascer do Sol, 2010).

O promotor de justiça de Itumbiara, Sr. Jales Guedes Coelho, relata no vídeo que percebeu, ao chegar na cidade, que teve a ponte Affonso Penna estava no imaginário da população como a referência histórica mais importante, inclusive pelo fato da data da sua construção coincidir com a emancipação do distrito, daí a importância da preservação formal da obra proposto a partir do seu tombamento.

O vínculo da população com a história da obra é também demonstrado no costume, já tradicional, dos moradores das cidades de Itumbiara e Araporã, de assistir o primeiro nascer do sol de cada ano nas margens do rio Paranaíba junto aos acessos da ponte Affonso Penna.

Em 29 de abril de 2010, o despacho no. 15/2010/CODOC/DAF/COPEDOC/Rio de Janeiro, do arquivo central do IPHAN, determina que seja convertido de documento em processo, com o nº 1598-T-10 e, que o protocolo secundário nº 01516.000723/2010-41 seja a ele anexado.

A Nota Técnica 012/2010-DEPAM/IPHAN encaminhada ao Diretor do DEPAM, Sr. Dalmo Vieira Filho, que emite o parecer do arquiteto José Leme Galvão Júnior em 8 de outubro de 2010, aponta para o tombamento em plano federal da ponte Affonso Penna, fundamentado na ideia de que a obra significa a integração centro-sul na era da revolução industrial, por sua história, pela tecnologia ferroviária e das então chamadas "obras de arte" e por remanescer qualificada como símbolo físico maior da cidade de Itumbiara e da região (IPHAN, 2008).

Faz ainda uma complementação descritiva da história da ponte, gravada, segundo o próprio arquiteto José Leme Galvão Júnior descreve, no Inventário de Conhecimento do acervo da extinta RFFSA, que extraiu e sintetizou como segue (IPHAN, 2008):

[...] Aquela vasta região (Centro-Oeste) do nosso vastíssimo país sempre impôs isolamento geográfico e, portanto, socioeconômico. Assim como os demais estados e regiões centrais e nortistas, Goiás não participava de forma significativa da vida socioeconômica do Brasil, principalmente após a decadência na exploração de ouro. Transportes, comércio e comunicação de longa distância eram feitos em tropas, complementadas por carros de bois nos pequenos trajetos. Idealizada em meados do século XIX, a Estrada de Ferro Goiás — EFG, foi apenas parcialmente realizada, ao longo de mais de 30 anos, entre 1914 e 1950, para integrar o sul do estado à malha ferroviária da região sudeste e viabilizar seu desenvolvimento, desde então marcadamente agropastoril, e não apenas a economia de subsistência que sucedeu a mineração.

[...]

As obras da EFG tiveram início efetivo em Araguari, a 20 de dezembro de 1909, chegando às margens do rio Paranaíba a 28 de setembro de 1911. Em 27 de maio de 1912 uma grande ponte metálica de 240 metros de comprimento, ligou Minas Gerais a Goiás. A ponte recebeu tabuado de madeira e se tornou rodoferroviária, incrementando a economia microrregional. A primeira estação Goiana foi inaugurada em 1913, na localidade de Anhanguera, surgida ainda em 1908 graças à movimentação causada pela ferrovia, [...].

E ainda segundo o arquiteto José Leme Galvão Júnior (IPHAN, 2008):

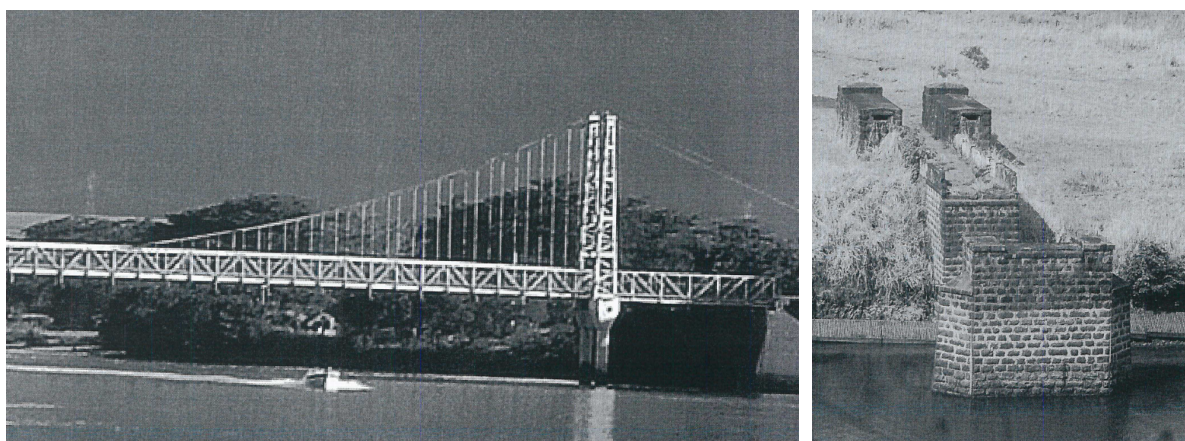
A Ponte Affonso Penna foi o primeiro artefato da modernidade da Revolução Industrial a "atingir" Goiás, literalmente se consideramos os trens como verdadeiros

aríetes do progresso e da inclusão ao resto do mundo. Como ela outras pontes e viadutos construídos na expansão das ferrovias nas regiões isoladas desse Brasil continental, irmanando-a com as pontes do Rio Grande entre Minas e São Paulo (187...), do Rio Jaguarão entre o Brasil e o Uruguai, dos rios Paraná e Paraguai (197...), em direção à Bolívia, diversas no Rio São Francisco, como da de Cachoeira/São Félix, entre tantas outras de um acervo ainda não completamente descrito no âmbito da valoração cultural.

Uma importante consideração foi acrescentada ao processo de tombamento da ponte Affonso Penna, no memorando 053/2011, elaborado pelo Sr. José Neves Bittencourt, em 10 de março de 2011, endereçado à arquiteta Maria Inês Trajano de Faria, coordenadora da Divisão Técnica do IPHAN/MG, informando que a obra *“é um artefato de notável significação, visto a complexidade técnica que envolve seu projeto e a sua realização, além de ter sido uma doação do então Império Alemão ao governo do Brasil, com o objetivo de promover a aproximação da potência europeia com o governo brasileiro, que, dentre outros desdobramentos, também teve como consequência o envio de uma missão militar brasileira à Alemanha, no início do século passado, para observar a organização do Exército Imperial, bem como a aquisição de grande quantidade de material bélico pelo governo brasileiro”*.

No dia 18 de março de 2011, a Procuradora Federal, Dra. Genésia Marta Alves Camelo, emitiu um parecer, aprovado pelo Procurador-Geral, Dr. Antônio Fernando Alves Leal Néri, em que conclui que o processo de tombamento da ponte Affonso Penna estava em condições de ser submetido ao Conselho Consultivo do IPHAN (IPHAN, 2012).

O Ofício no. 20 emitido pelo presidente do IPHAN, Sr. Luiz Fernando de Almeida ao Superintendente do IPHAN no Estado de Minas Gerais, em 31 de março de 2011, teve por objetivo dar ciência do tombamento da ponte pênsil Affonso Penna, inclusive os pilares remanescentes da construção original, situada no Município de Itumbiara, Estado de Goiás e no Município de Araporã, Estado de Minas Gerais, passando a gozar de proteção por meio do IPHAN, para os efeitos previstos notadamente nos arts. 17 e 18 do Decreto-Lei n.º 25, de 30 de novembro de 1937 (Figura 3).

FIGURA 3: PONTE PÊNSIL AFFONSO PENNA E OS SEUS PILARES REMANESCENTES DA CONSTRUÇÃO ORIGINAL

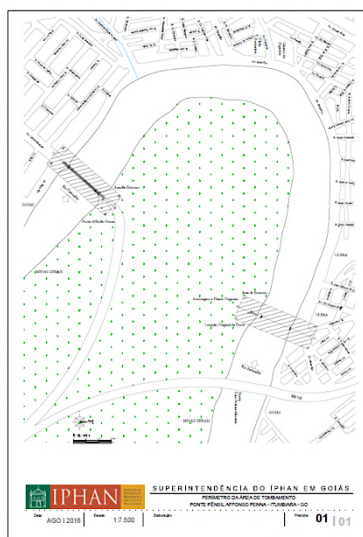
FONTE: IPHAN, 2008

O documento informou também dessa notificação por edital, publicada no Diário Oficial da União em 31 de março de 2011, a fim de conferir maior publicidade ao tombamento da Ponte Pênsil Affonso Penna, inclusive os pilares remanescentes da construção original, situada no Município de Itumbiara, Estado de Goiás e no Município de Araporã, Estado de Minas Gerais (IPHAN, 2008).

E, conforme a Ata da 71ª Reunião do Conselho Consultivo do Patrimônio Cultural, realizada no dia 29 de novembro de 2012 no Salão Portinari do Palácio Capanema, no Centro da cidade do Rio de Janeiro/RJ, após a apresentação do segundo item, do quarto ponto do dia, processo no. 1.598-T10, e a abertura das discussões, a votação concluiu, por seus valores históricos e estéticos, pela inscrição da ponte Affonso Penna nos livros de Tombo Histórico e de Belas Artes, assim como os remanescentes da sua localização original. O bem a ser tombado foi assim descrito (IPHAN, 2008):

Trata-se de uma ponte pênsil de 158 metros de extensão, com um vão entre os pilares de 124 metros, uma pista de rolamento horizontal de 3 metros e largura total de 4,8 metros. Tomou a denominação de Ponte Affonso Penna e liga a cidade goiana de Itumbiara – no sudeste de Goiás – à cidade mineira de Araporã – no noroeste de Minas Gerais – sobre o rio Paranaíba. A parte metálica foi construída na Alemanha e montada no Brasil, em 1909. Integrava a antiga Estrada de Ferro de Goyaz, que teve a sua construção iniciada em 1909, na cidade de Araguari, chegando às margens do rio Paranaíba em 28 de setembro de 1911. Logo após a sua montagem, a ponte foi adaptada para, também, atender ao tráfego rodoviário, passando a ter finalidade dual – rodoferroviária. Posteriormente, em 1974, em virtude da construção de um hidrelétrica nas suas proximidades e do seu desuso, foi deslocada para 2,5 quilômetros rio abaixo, tendo sido desmontada e remontada na sua nova localização.

FIGURA 4: PERÍMETRO DE TOMBAMENTO DA PONTE PÊNSIL AFFONSO PENNA E DOS PILARES REMANESCENTES DA CONSTRUÇÃO ORIGINAL



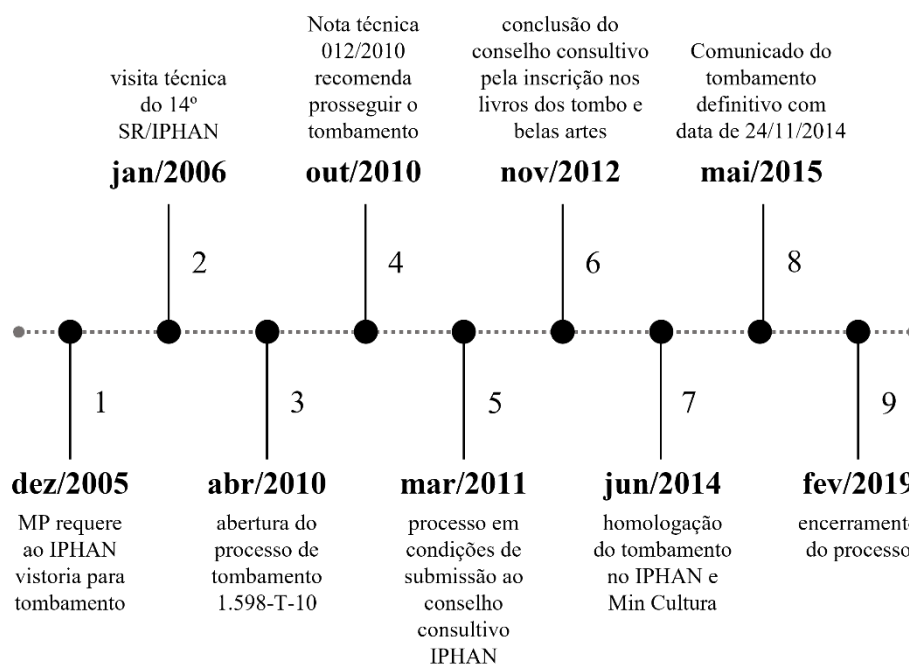
FONTE: IPHAN, 2008.

No dia 25 de junho de 2014, em função da homologação do tombamento da ponte Affonso Penna, junto ao Instituto do Patrimônio Histórico Artístico Nacional — IPHAN, pelo Ministério da Cultura (Figura 4), as prefeituras dos municípios de Itumbiara e Araporã organizaram uma solenidade, ocorrida às 19h, para a entrega do bem cultura tombado à sociedade (IPHAN, 2008).

E, no dia 8 de maio de 2015, por meio do Memorando no. 216, a presidenta do IPHAN, Sra. Jurema Machado, comunica o tombamento definitivo da Ponte Pênsil Affonso Penna, assim como os remanescentes da sua localização original, situada no Município de Itumbiara/GO e no Município de Araporã/MG, com data de inscrição nos Livros dos Tombos em 24 de novembro de 2014, conforme publicado no Diário Oficial da União No. 86 (IPHAN, 2008):

Processo nº 1.598-T-10. Ponte Pênsil Affonso Penna, assim como remanescentes da sua localização original, situada no Município de Araporã, Estado de Minas Gerais, bem como inscrito no Livro do Tombo Histórico, volume 3, fls. 98, número de inscrição: 632, e no Livro do Tombo das Belas Artes, volume 2, fl. 80, número de inscrição: 645.

No dia 6 de fevereiro de 2019, quase 13 anos após a sua abertura (Figura 5), foi assinado o Termo de Encerramento do Processo Físico no. 01450.015149/2010-38, folha de número 51, solicitando a sua imediata digitalização e captura do processo no Sistema Eletrônico de Informações — SEI (IPHAN, 2008).

FIGURA 5: LINHA DO TEMPO DO PROCESSO DE TOMBAMENTO DA PONTE PÊNSIL AFFONSO PENNA

FONTE: AUTOR, 2023.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As pontes metálicas da era industrial foram construídas com um pensar de desenvolvimento abrangente. Obras de engenheiros, projetadas com a premissa racional da eficiência, do útil e do econômico, da forma seguindo a função. Representam um dos pilares formadores do Movimento Moderno do Século XX, que reconheceu nessas obras a mistura intencional do correto dimensionamento e uso do material com a sensibilidade estética do conjunto estrutural.

São objetos que testemunham o fazer humano, permitindo que coexistam feitos do presente com os do passado, que emocionam pela possibilidade conquistada da travessia, possuem significância cultural, valores históricos e artísticos, devem, portanto, serem vistas como patrimônios a serem preservados.

Por similaridade na intenção projetual e sua direta relação com o desenvolvimento do transporte ferroviário, as pontes metálicas devem ser incluídas como patrimônios a serem analisados dentro do campo da arqueologia industrial.

Não há, no Brasil, diretrizes elaboradas somente para a proteção do patrimônio industrial, são adotados os critérios da preservação tradicional, definidos nas recomendações de reuniões internacionais de especialistas divulgadas nas Cartas Patrimoniais e interpretados para o uso em tipologias industriais.

A Carta de Veneza, de 1964, descreve como princípios de conservação e restauração a exigência, antes de tudo, de uma manutenção permanente, e que a conservação de um monumento é sempre favorecida por sua destinação a uma função útil à sociedade. Essas recomendações são consideradas pertinentes para o cuidado de pontes metálicas, obras que podem ser caracterizadas como pertencentes do patrimônio industrial.

Outras características, contudo, sugerem o desenvolvimento de metodologias específicas, calcados em estudos que permitam o entendimento dessas peculiaridades e evidenciem o caráter típico da obra. O respeito pelas premissas de concepção do projeto, fator determinante na arquitetura industrial, pelos processos construtivos adotados e pelo tipo de uso da obra são possíveis critérios a serem analisados.

O processo de tombamento da estrutura metálica da ponte pênsil Affonso Penna, no Livro do Tombo Histórico e no Livro do Tombo de Belas Artes, com o seu reconhecimento como um bem cultural, apoiado também pela comunidade local, quase 100 anos após o início da sua atividade, foi uma importante contribuição para a arqueologia industrial brasileira e sugere a possibilidade de valoração de outros monumentos industriais, pontes e viadutos, construídos na expansão das ferrovias no Brasil no século XX.

BIBLIOGRAFIA

BILLINGTON, Dave P. **History and esthetics in suspension bridges**. Journal of the Structural Division (ASCE), 103, Agosto 1977. 1655-1672.

BRIETLING, Stefan et al. **História da arquitetura, da antiguidade aos nossos dias**. Portuguesa. ed. Colonia: Konemann Verlagsgesellschaft mbH, 2001.

CAMINHO da Cachoeira ao Nascer do Sol. Direção: IPHAN. Produção: **IPHAN**. [S.l.]: Ministério da Cultura. 2010.

ENGINEERS, ICE -I. O. C. ICE - **Institution of Civil Engineers**. ICE - Institution of Civil Engineers, 2015. Disponível em: <https://myice.ice.org.uk/events/exhibitions/ice-bridge-engineering-exhibition/the-history-of-bridges/clifton-suspension-bridge>. Acesso em: 31 janeiro 2023.

FRAMPTON, Kenneth. **História crítica da arquitetura moderna**. São Paulo: Martins Fontes, 1997.

GRAF, Bernhard. **Bridges that changed the world**. Munich: Prestel Verlag, 2002.

ICOMOS. Carta de Veneza. Veneza, Itália. 1964.

ICOMOS. Carta de Burra. Burra, Austrália: ICOMOS, 1980.

ICOMOS. Carta de Brasília. Brasília, Brasil: ICOMOS, 1995.

ICOMOS. Carta da ICOMOS 2003. Victoria Falls, Zimbábue. 2003.

IPHAN. **Processo de Tombamento 1.598-T-10 Ponte Pênsil Affonso Penna**. ARQUIVO CENTRAL DO IPHAN-Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico-RJ. 2008.

IPHAN. Ata da 71a. **Reunião do Conselho Consultivo do Patrimônio Cultural**. Rio de Janeiro. 2012.

KÜHL, Beatriz M. **Preservação do patrimônio arquitetônico da industrialização: problemas teóricos de restauro**. Cotia/SP: Ateliê Editorial, 2008. ISBN 978-85-7480-814-7.

LE CORBUSIER. **Precisões sobre um estado presente da arquitetura e do urbanismo**. São Paulo: Cosac & Naify, 2004.

LYRA, Cyro C. **Preservação do patrimônio edificado: a questão de uso**. Brasília/DF: IPHAN, 2016. 308 p. ISBN 978-85-7334-287-1.

PEVSNER, Nikolaus. **Os pioneiros do desenho moderno, de William Morris a Walter Gropius**. 3a. ed. São Paulo: Martins Fontes, 2002.

RIEGL, Alois, 1.-1. **O culto moderno dos monumentos**. Lisboa/Portugal: Edições 70, 2016. ISBN 978-972-44-1795-0.

RUSKIN, John, 1.-1. **A lâmpada da memória**. Cotia/SP: Ateliê Editorial, 2008. ISBN 978-85-7480-633-4.

SIGFRIED, Giedion. **Espaço, tempo e arquitetura, o desenvolvimento de uma nova tradição**. São Paulo: Martins Fontes, 2004.

SILVA, Elcio G. D. **Nações Unidas e Congresso Nacional, conexões e preservação**. Brasília: Universidade de Brasília, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, 2017. 244 p.

UNSWORTH, John F. **Design of modern steel railway bridges**. Boca Raton, FL, USA: CRC Press, 2010.

3

Análise da relação entre estrutura e design de duas pontes de Robert Maillart utilizando o *Software Ansys*

VIEIRA, Patrícia Caroline Souza da Rocha

Centro de Ensino Unificado de Brasília.

GREGORIO, Marcos Henrique Ritter de

Centro de Ensino Unificado de Brasília.

SILVA, Ramon Saleno Yure Rubim Costa

Centro de Ensino Unificado de Brasília.

BUZAR, Márcio Augusto Roma

Universidade de Brasília.

INOJOSA, Leonardo da Silveira Pirillo

Universidade de Brasília.

Resumo: A concepção de projetos de grande magnitude, como pontes, viadutos, estádios, torres e aquedutos, exige especial atenção do projetista devido ao impacto que podem causar no entorno. Quando bem projetadas, tais construções podem transcender seu propósito funcional e original, atingindo dimensões do campo da subjetividade, interferindo na beleza, harmonia e autoestima de uma cidade. Ao longo da história, temos inúmeros exemplos de construções desta natureza que se tornaram emblemas de cidades, governantes ou períodos históricos. A Revolução Industrial, além de promover as conhecidas mudanças na sociedade, também desmembrou definitivamente a atuação profissional do engenheiro e do arquiteto. Percebe-se, que nos dias de hoje, é muito frequente a elaboração de projetos nos quais o diálogo entre arquitetura e estrutura são deficientes, gerando problemas de diversas naturezas. O conceito de Arte Estrutural, desenvolvido pelo PhD David Billington, da Universidade de Princeton, Estados Unidos, será abordado neste trabalho. Billington defende que construções desta natureza devem aliar eficiência estrutural, estética agradável e a consequente economia de recursos. O engenheiro suíço Robert Maillart desenvolveu, ao longo de sua carreira, a habilidade de conciliar as premissas estruturais e requisitos de design de modo a conferir formidável valor estético e de eficiência estrutural às pontes que projetou. É, portanto, um excelente exemplo de artista estrutural. Neste trabalho, será feita a análise computacional da estrutura simplificada de duas pontes de Robert Maillart, por meio do software Ansys que utiliza como método de análise o Método dos elementos finitos (MEF). Na ponte Zuoz (1901), verificaram-se patologias na parede do arco de concreto, cuja porção foi intuitivamente removida na ponte Tavanasa (1905). Objetiva-se simular os dois modelos, analisando as interações entre a estrutura e o design estético, e avaliar a eficiência proposta por Maillart ao modelo de Tavanasa.

Palavras-chave: Análise Estrutural; Design; Arte Estrutural; Robert Maillart; Pontes; Zuoz; Tavanasa; MEF; Método dos elementos finitos; Ansys.

1. INTRODUÇÃO

A Revolução Industrial foi um período histórico de grandes mudanças, marcado pelo desenvolvimento econômico e social, também pelo surgimento de construções mais complexas, como pontes, viadutos, ferrovias, entre outras.

O novo contexto apresentado e as novas exigências inspiraram os engenheiros a criarem projetos de estruturas preocupando-se com a economia, a eficiência estrutural e a estética, ou seja, os princípios enfatizados pela teoria da Arte Estrutural, cujo conceito será abordado adiante.

Neste trabalho, será desenvolvida a análise de duas pontes do engenheiro suíço Robert Maillart, categoricamente reconhecido como artista estrutural. Na ponte Zuoz (1901), verificaram-se patologias na parede do arco de concreto, cuja porção foi intuitivamente removida na ponte Tavanasa (1905). Objetiva-se simular tensões em modelos simplificados das duas pontes utilizando o software Ansys. Inicialmente serão analisadas as tensões no modelo de Zuoz sem danos, em um segundo momento, serão verificadas as tensões no modelo de Zuoz, com danos e finalmente, verificar as tensões e a eficiência da solução proposta por Maillart na ponte Tavanasa.

2. PRINCIPIOS DA ARTE ESTRUTURAL

2.1. DEFINIÇÃO DOS PRINCÍPIOS

David P. Billington, engenheiro estrutural americano e professor da Universidade de Princeton, Nova Jérsei, expõe, em seu livro *“The Tower and The Bridge – The New Art of Structural Engineering”* (1983), o resultado de uma extensa pesquisa sobre o que ele define ser a “Arte Estrutural”. Esta teoria, sustentada por critérios bem definidos, sugere que, a partir do final do século XVIII, alguns engenheiros têm, conscientemente, praticado uma nova forma de arte, que é paralela e totalmente independente da arquitetura. Ele explica que, neste período, com a revolução industrial, com o surgimento do ferro estrutural, com o esforço desenvolvimentista e as condições sociais democráticas, criaram-se as condições para nascer esta nova modalidade de arte que, apesar de ser considerada moderna, não é possível enquadrá-la como mais um movimento da arte moderna. A Inglaterra reunia todas estas

condições e foi o berço dos primeiros artistas estruturais. Thomas Telford, conhecido construtor de pontes, é o primeiro representando deste grupo. Suas pontes surgiram para resolver os problemas oriundos do transporte de produtos manufaturados pelas fábricas inglesas. Como o ferro era um material muito caro, Telford procurou usá-lo de forma racional e eficiente, gerando formas estruturais mais inteligentes. Este enfoque racionalista, acompanhado da preocupação estética, definiu os princípios da Arte Estrutural: eficiência, economia e elegância. O maior expoente desta modalidade de arte é o engenheiro suíço Robert Maillart (1872–1940).

2.2. AS TRÊS DIMENSÕES DA ESTRUTURA

Billington, no desenvolver de sua hipótese, fraciona as estruturas em três dimensões. A **primeira dimensão** é a “científica”. Esta é a visão pragmática, de manter a estrutura estática. É a estrutura ser eficiente, usar o mínimo de materiais, resistir às cargas e durar muitos anos.

A **segunda dimensão** é a “social”. Essa visão está relacionada ao contexto político e econômico do local, sendo a estrutura colocada aqui, como um bem da sociedade. Sua medida está no custo-benefício da obra. A **terceira dimensão** é a “simbólica”. Aceções de aparência, elegância, poder expressivo e beleza são as mais relevantes nesta dimensão. O engenheiro estrutural com intenção de produzir arte estrutural deve saber equilibrar as três dimensões.

2.3. A ARTE ESTRUTURAL E A SOCIEDADE

As grandes estruturas, como pontes, grandes coberturas, estádios e torres, sempre tiveram papel especial nas mais diversas sociedades. A sociedade, por outro lado, também pôde interferir na criação da Arte Estrutural. David Billington cita o exemplo dos concursos de projeto de pontes, ocorridos na Suíça no final do século XIX e início do século XX como catalisadores da Arte Estrutural. A Suíça é proeminente no desenvolvimento da Arte Estrutural por uma característica interessante de sua sociedade: o interesse pela economia e pelo resultado estético das obras. Neste cenário, o concurso (de engenharia ou arquitetura) é excelente para estimular um alto grau de eficiência e beleza das obras. Assim, a sociedade interfere na criação da Arte Estrutural por meio dos concursos públicos. Por último, pode-se abordar a interessante simbologia presente na arte estrutural, com relação à era

democrática. É visível, em obras como a Torre Eiffel e a ponte do Brooklyn, a inovação, a leveza, a transparência e o acesso total ao público.

As formas da Arte Estrutural elucidam a ideia de “democracia” e não de “autoritarismo”. Quando a estrutura e a forma são uma só, o resultado é a leveza, até mesmo a fragilidade. A estas características, se pode estabelecer um paralelo com as características da própria democracia.

2.4. ESTRUTURAS E ARQUITETURA

As abordagens sobre a relação estrutura x arquitetura, especialmente nas delimitações das tarefas de engenheiros e arquitetos, geralmente são acompanhadas de muita polêmica. Billington é muito enfático ao deixar de fora da Arquitetura, obras como torres, estádios e pontes. Ele afirma que obras como essas, são resultados diretos apenas dos esforços dos engenheiros estruturais. Além disso, ele argumenta que engenheiros estruturais trabalham com objetos de larga escala e uso único, com o objetivo de resistir às forças da natureza; arquitetos trabalham com objetos de menor escala (casas, escolas hospitais) e uso complexo, com o objetivo de manipular o espaço. Esta visão talvez não seja tão maniqueísta no caso do Brasil. Devido à diversas razões culturais e históricas, aqui, os campos de atuação de arquitetos e engenheiros se fundem com mais intensidade, geralmente de modo a perder campo os arquitetos. O reconhecimento do valor expressivo das estruturas é muito válido, principalmente para superar a limitada visão de que apenas arquitetos podem elevar construções ao status de obras de arte. Além disso, conhecer os princípios da Arte Estrutural e saber reconhecer obras desta magnitude pode auxiliar na análise de obras de arquitetura que seguem preceitos semelhantes aos especificados por Billington em seu livro. Deste modo as pontes analisadas neste artigo, fruto do trabalho do engenheiro Robert Maillart, são grandes monumentos de Arte estrutural.

3. BIOGRAFIA DO AUTOR

Nascido na Suíça, na cidade de Berna no ano de 1872, formado em engenharia pelo Instituto Federal de Zuric no ano de 1894, Maillart é lembrado principalmente pelas obras inovadoras de pontes que envolviam o material concreto armado. Em seus projetos Robert Maillart usava

como base vigas em forma de caixão ou arcos de concreto. Além de pontes ele foi pioneiro na utilização das lajes cogumelo.

Maillart além de conhecimento de estática, se preocupava em saber como iria ocorrer a interação de sua obra com o meio ambiente (Rebello, 2008). Suas intenções com a estrutura o destacou na discussão de Billington a respeito da arte estrutural. Para Billington (1983), Robert Maillart foi um revolucionário no que se diz a Arte Estrutural. Nos primórdios do Século XX, ele é destaque por desenvolver estruturas de concreto armado com muita eficiência, tanto estruturalmente quanto esteticamente.

Maillart é lembrado pelas estruturas e tecnologias inovadoras em concreto armado, utilizando as técnicas dos arcos triarticulados, das vigas em caixão arqueadas e das lajes em cogumelo. Muito conhecido pelas obras de pontes, sendo algumas de seu currículo, as pontes Stauffacher, Zuoz, Billwil, Tavanasa e sua obra prima, que até os dias atuais impressiona, a ponte Salginatobel, na Suíça (1930).

4. ESTUDO DE CASO

4.1. A ESCOLHA

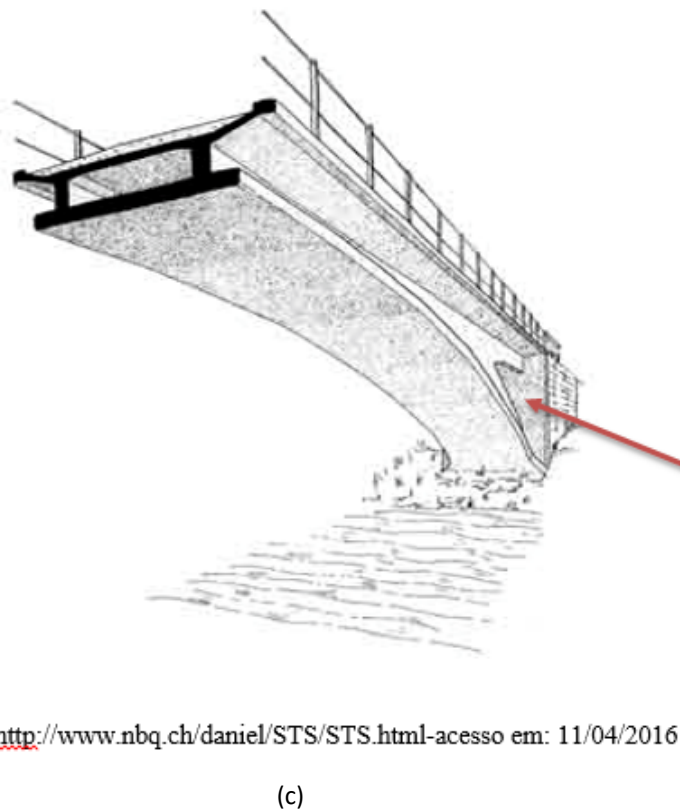
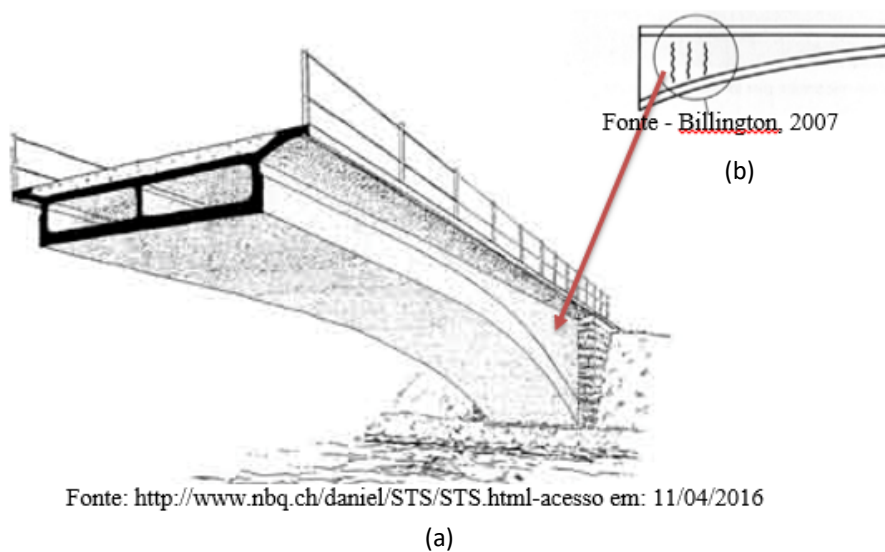
O referido estudo foi baseado nas pontes Zuoz e Tavanasa de Robert Maillart, que envolvem o tema Arte Estrutural.

A seleção das pontes foi motivada pelo surgimento de trincas na ponte Zuoz (figuras 1 a e b) e como solução às patologias, Maillart apresentou um novo projeto da ponte Tavanasa, apresentado na figura 1 c) com a proposta de retirada de porção da parede do arco, onde houveram danos em Zuoz.

Para a realização do estudo de caso será utilizado o *software* especializado de elementos finitos, *Ansys APDL*. Por meio do programa, serão analisadas as tensões ocasionadas por cargas de peso próprio da estrutura e por cargas móveis devido a um trem tipo de 120 KN, mais carga distribuída de 3 KN/m², de forma a verificar a análise de Maillart em concluir que as trincas ocasionadas em Zuoz foram por efeito térmico, e não por solicitações de cargas na estrutura, pois na região onde ocorreram as fendas, a tensão era mínima, o que o levou a concluir em Tavanasa, que a retirada desta região não afetaria a estrutura.

Para a análise, serão modelados dois arquétipos simplificados das pontes Zuoz e Tavanasa e depois os modelos serão importados para o programa Ansys, no qual serão realizadas três simulações de análise de tensões. A primeira será baseada em um modelo intacto da ponte Zuoz, a segunda em um modelo com danos, criados a partir da exclusão de elementos da malha, e por último a análise no modelo de Tavanasa.

FIGURA 1: REPRESENTAÇÃO DAS PONTES EM (A) ZUOZ; EM (B) REPRESENTAÇÃO DAS TRINCAS NA PAREDE DO ARCO DE ZUOZ; E EM (C) REPRESENTAÇÃO DA PONTE TAVANASA

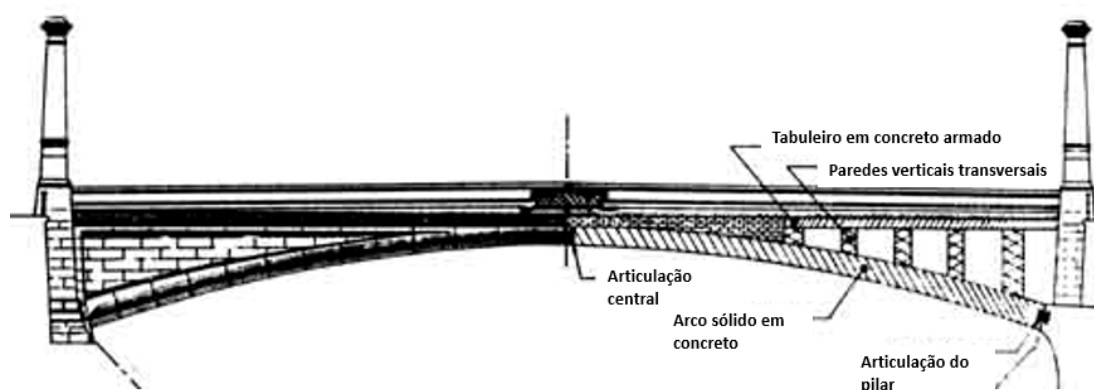


4.2. DESCRIÇÃO DAS PONTES

A ponte Zuoz, sobre o rio Inn na Suíça, finalizada no ano de 1901, tem como inovação a utilização de vigas caixão arqueadas e a utilização de articulações no arco. A inspiração desta nova forma veio da ponte Stauffacher (figura 1), em Zurique, criada dois anos antes de Zouz, com um pesado arco curvo, que escondia por meio de fachadas de alvenaria as paredes transversais as quais levavam as cargas recebidas do tabuleiro diretamente para o arco sólido de concreto, sem reforço, e este por sua vez transmitia as cargas para os pilares. Em Zuoz, Maillart retirou a pesada fachada de alvenaria substituindo-a por paredes arqueadas de concreto armado, retirou também as paredes transversais, propondo um diferente modelo estrutural e preocupando-se desta vez em integrar a estrutura a estética da ponte, o resultado foi um modelo mais eficiente e econômico.

Maillart propôs para Zuoz a união das paredes laterais com a laje do tabuleiro e a laje do arco, formando vigas caixão arqueadas (figura 2). A ideia de Maillart com a fusão dos elementos era de que todos eles trabalhassem juntos e desta forma além de suportar o próprio peso poderiam reduzir tensões nos outros elementos.

Figura 2: Ponte Stauffacher- representação da fachada em alvenaria, arco de concreto, articulações, paredes transversais e tabuleiro

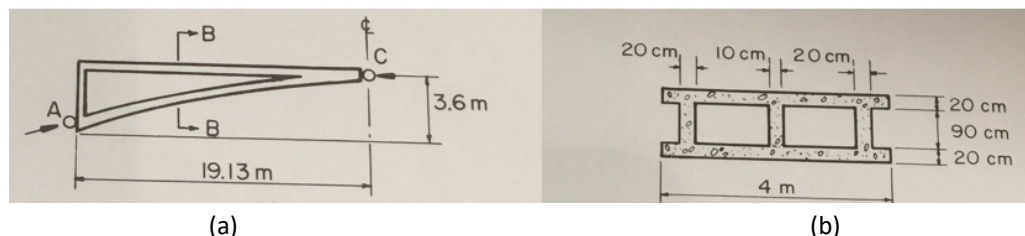


FONTE: BILLINGTON, 1979- COM ADAPTAÇÕES.

Billington (1983) diz que ideia de Maillart em buscar uma estrutura mais leve e com tensões internas reduzidas, resultou no surgimento de tensões concentradas na região dos caixões, levando a uma análise de cálculos de tamanha complexidade que não havia recursos, na

época, que pudessem justificar matematicamente o modelo da ponte. Os céticos, ao projeto de Zuoz, por sua vez aumentavam sua insegurança e dificultavam a aprovação do novo design.

Figura 3: Representação simplificada da região do arco (a) seção transversal simplificada da viga caixão (b)

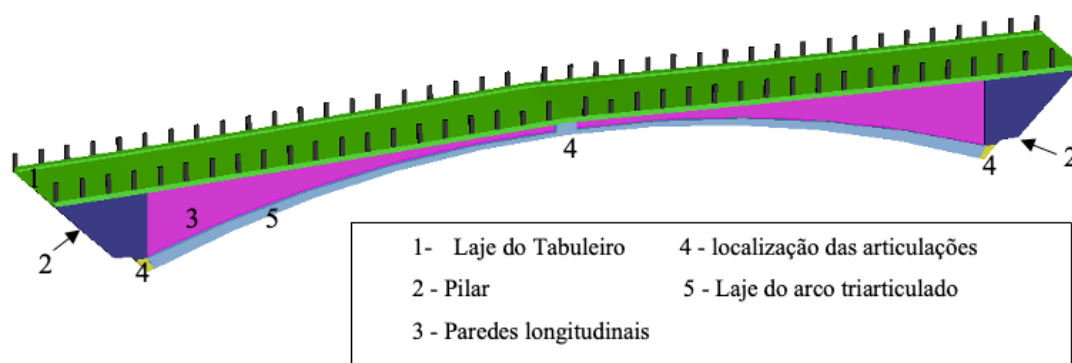


FONTE: BILLINGTON, 1979.

Wilhelm Ritter, professor de Maillart e renomado na análise em pontes em arco, apoiou o projeto de Zuoz pela eficiência do modelo em integrar o design à estrutura e resultar em maior economia. Ritter diante do desafio em apresentar os cálculos propôs um teste de cargas em larga escala a serem aplicadas à ponte, que resultou em pequenos movimentos e pequenas fissuras no meio do vão da ponte não prejudiciais a integridade dela, viabilizando sua utilização.

A proposta de Robert Maillart, ilustrada pela figura 3, foi uma estrutura de concreto armado com arco triarticulado, com articulações no meio do vão e nas extremidades do arco junto aos pilares de pedra, paredes longitudinais acompanhando o desenvolvimento do arco, tabuleiro com leve arqueamento e corrimão de ferro no tabuleiro. O conjunto do arco, paredes longitudinais e tabuleiro formam a viga caixão.

FIGURA 4: REPRESENTAÇÃO DA PONTE EM AUTOCAD



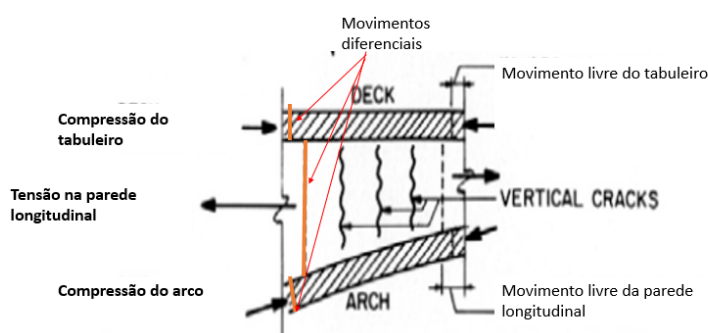
FONTE: AUTORES.

Dois anos após a construção da ponte Zuoz, ocorreram fissurações verticais na região das paredes longitudinais, três na região do lado esquerdo próxima aos pilares e uma maior na região do lado direito também próxima aos pilares, todas as trincas encontravam-se apenas de um lado da ponte onde a incidência do sol era constante.

Billington (1979) diz que Maillart mostrou mais tarde em seu novo projeto, a ponte em arcos. Billwil (1904) apresentou através de cálculos mais elaborados, que as partes onde havia fendas em Zuoz não eram muito solicitadas pelas cargas permanentes nem variáveis. O que o levou a concluir que as trincas eram provenientes de contrações e expansões ocasionadas pelo efeito do sol (figura 4), um carregamento horizontal na ponte.

As fendas foram geradas em virtude do movimento diferencial das paredes longitudinais que se comprimiam mais, devido à exposição ao calor e do tabuleiro e do arco, que comprimiam em menor intensidade, causando a presença de maior umidade nestas regiões. O efeito diferencial no concreto gerou tensões maiores na região, o que gerou as fissurações, a quais não prejudicavam a estabilidade da estrutura.

Figura 5: Representação da região fissurada pelos movimentos diferenciais entre o tabuleiro, paredes longitudinais e arco



FONTE: BILLINGTON (2007, ADAPTADO).

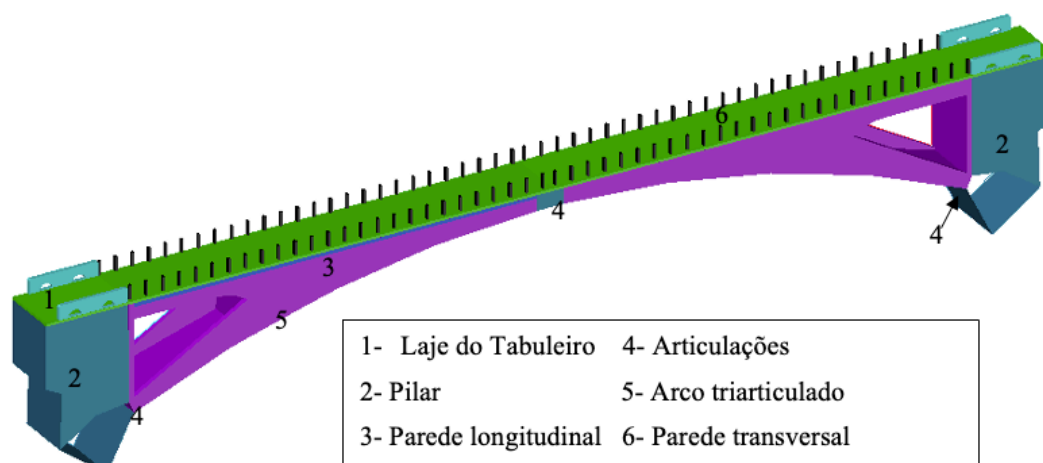
Tendo a experiência vivida em Zuoz, Maillart propôs outro projeto inovando as técnicas usadas em Zuoz: o projeto da ponte Tavanasa.

A ponte Tavanasa (figura 5) foi inaugurada, sobre o rio Reno, Suíça, no ano de 1905 em concreto armado, considerada, na época, a de maior vão da Suíça e terceira do mundo. Diferente da ponte Zuoz, Maillart removeu a porção da ponte onde surgiram trincas em Zuoz, a partir de uma abertura triangular nas paredes longitudinais e a redução dos dois caixões de

Zuoz para apenas um, o que minimizou as cargas permanentes e otimizou a estrutura da ponte. O resultado foi maior eficiência estrutural e economia, além de aperfeiçoar a técnica do arco triarticulado, na qual o arco poderia movimentar-se livremente sem a ocorrência de esforços internos. (Billington, 1983)

Billington (1979) mostra que a estrutura de Tavanasa, diferente de Zuoz não tem seu peso apoiado diretamente nos pilares, mas sim em paredes finas transversais que transferem parte da carga vinda do tabuleiro e da parede longitudinal, diretamente para as articulações no final do arco.

FIGURA 6: REPRESENTAÇÃO DA PONTE TAVANASA EM AUTOCAD



FONTE: AUTORES.

Para provar seus cálculos, ele utilizou de polígono funicular, que do *latim* significa corda, que quando submetida a esforços, sofre forças de tração, porém quando é invertida sofre efeitos de compressão. Desta forma, Tavanasa foi sua primeira obra prima. Ele conseguiu apresentar uma nova forma estética, pouco conhecida na época, conseguiu aumentar o poder de eficiência estrutural e diminuir os custos da obra, de manutenção e desperdício de materiais.

Em 1927 a ponte foi derrubada por uma grande avalanche (figura 7), porém após a realização de uma análise dos escombros, mostrou-se que os materiais utilizados na ponte se encontravam em ótimo estado de conservação, o que tira a hipótese de que a ponte tenha arruinado por questões estruturais ou de más condições de seus materiais.

Figura 7: Ponte Tavanassa em ruínas após avalanche de pedras



FONTE -[HTTP://WWW.NBQ.CH/DANIEL/STS/STS.HTML#4](http://www.nbq.ch/daniel/sts/sts.html#4). -ACESSO EM: 29/05/2016.

4.3. DADOS DAS PONTES

Poucas informações sobre as pontes estão disponíveis, pelo fato de serem muito antigas. Devido a isso o presente trabalho se baseou em referências bibliográficas disponíveis que apresentaram dados de maior confiança. Portanto, para a coleta de dados utilizou-se de informações nos estudos de Billington (1979), Smith (1976) e Bill (1979). A seguir explicitam-se os dados:

Zuoz (1901).

Figura 8: Ponte Zuoz sobre o rio Inn



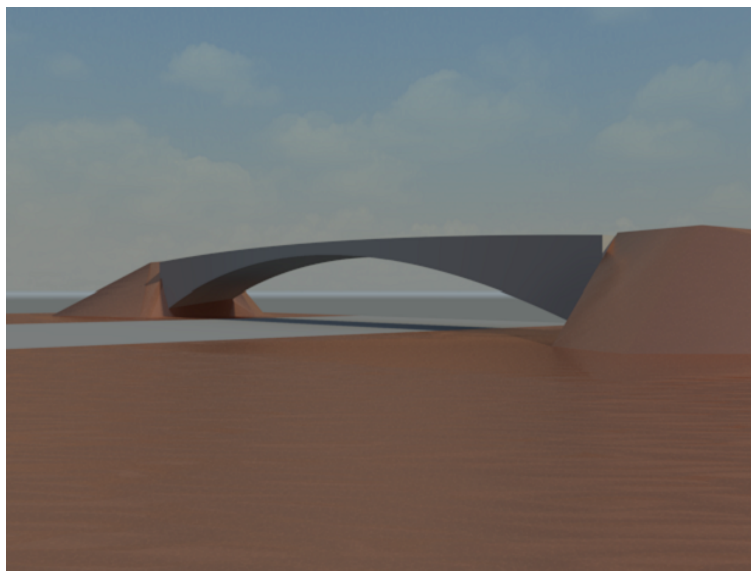
FONTE: BILLINGTON,1979.

A ponte (figura 8) apresenta, de acordo com dados obtidos em Billington (1979), Smith (1976) e Bill (1969):

- Extensão total do tabuleiro: 47,68 m (Billington,1979);
- Extensão do vão da ponte: 38,25 m (Billington,1979);
- Altura da base dos pilares ao tabuleiro: 3,6 m (Billington,1979, Bill,1969 e Smith,1976);
- Largura do tabuleiro: 4 m (Billington,1979, Bill,1969 e Smith,1976);
- Largura dos caixões: $2 \times 1,75 \text{ m} = 3,5 \text{ m}$ (Billington,1979);
- Espessura da laje tabuleiro de 0,20 m (Billington,1979);
- Espessura da laje arco: varia de 0,16 m no meio do vão a 0,50 m nas extremidades (Bill,1969 e Smith,1976).

Adotou-se para o modelo simplificado da ponte, representado pela figura 9, as dimensões de 38,25 m de extensão do vão; 3,5m largura total dos dois caixões; 4 m de largura do tabuleiro; dimensão da laje do arco entre 0,16m e 0,50 m; laje de 0,20 cm de espessura e 3,60 m de altura.

FIGURA 9: MODELO DE ZUOZ SIMPLIFICADO RENDERIZADO EM REVIT



FONTE: AUTORES.

Tavanasa (1905):

Figura 10: Ponte Tavanasa sobre o rio Reno

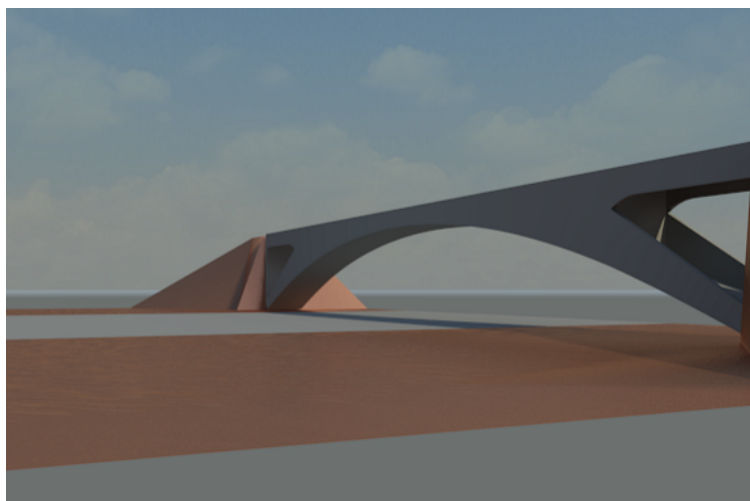


FONTE: BILL,1969.

A ponte Tavanasa apresenta as seguintes informações encontradas em Bill (1969) e Billington (1979):

- Extensão total do tabuleiro: 61 m;
- Extensão do vão da ponte: 51 m;
- Altura da base da ponte ao tabuleiro: 5,50 m;
- Largura do tabuleiro: 3,60 m (tabuleiro + barreira do corrimão); 3,20 (tabuleiro);
- Largura entre as paredes do arco: 3,40 m;
- Espessura do tabuleiro de .12 m.

Foi adotado para a modelagem simplificada da ponte (figura 11) as dimensões de 51 m de extensão do vão; 3,2 m a largura do tabuleiro; 3,4 m largura entre as paredes do arco; laje do tabuleiro 0,12 cm de espessura e 5,5 m de altura.

FIGURA 11: MODELO SIMPLIFICADO DE TAVANASA RENDERIZADO EM REVIT

FONTE: AUTORES.

4.3.1. CARREGAMENTOS APLICADOS

Visto que na época de construção das pontes não havia normas de regulamentação para estruturas de pontes em concreto armado, adotou-se para os estudos de caso informações obtidas nas normas NBR 7187/2003 de pontes de concreto armado, NBR 7188/1982 norma de carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas e na NBR 6118/2003, norma de estruturas de concreto. As normas, portanto, serviram além de guias, também serviram de complemento para a falta de dados necessários para a simulação dos modelos.

Para o estudo de caso foi utilizado como carga permanente o peso próprio das estruturas, o qual as cargas de acordo com a norma 7187/2003 são avaliadas a partir da aplicação de um peso específico mínimo de 25 KN/m^3 para concreto armado. Também foram consideradas como cargas variáveis as cargas móveis de um Trem Tipo de 120 KN e carga distribuída no tabuleiro de 3 KN/m^2 , a partir das informações obtidas no estudo de Billington, 1979, cargas que se assemelham às existentes na NBR 7188/1982.

A tabela 1 apresenta os dados obtidos nos estudos de Smith (1976) e Billington (1979) e as informações complementares necessárias para a simulação do modelo no *software*, obtidas em norma.

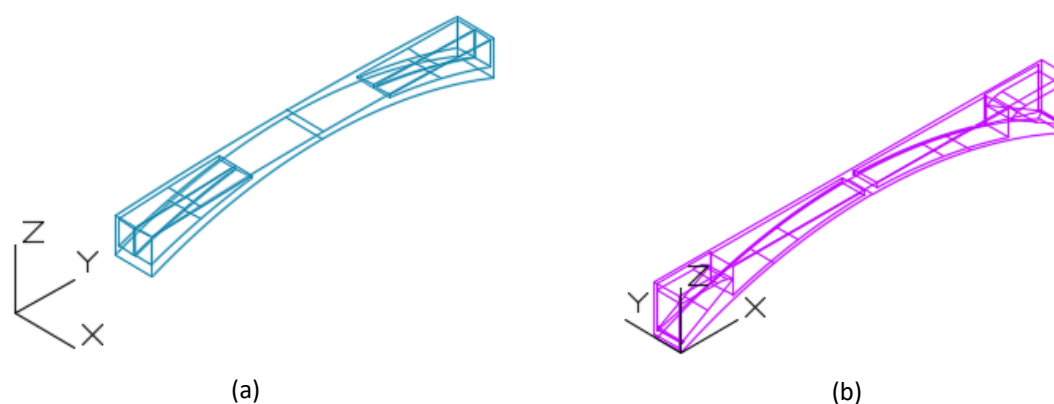
TABELA 1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Módulo de elasticidade adotado:	$210410 \text{ kg/cm}^2 = 2,1\text{E} + 007 \text{ KN/m}^2$ - (SMITH, 1976)
fck (força característica do concreto à compressão):	$E = 5600 \cdot \sqrt{fck} = 14,1 \text{ Mpa} - 14.100 \text{ KN/m}^2$ - (NBR 6118/2003)
fctk (força característica do aço à tração):	$0,3 \cdot fck^{2/3} = 1,75 \text{ Mpa} = 1.750 \text{ KN/m}^2$ - (NBR 6118/2003)
ν (Coeficiente de Poisson¹ do concreto):	0,2 - (NBR 6118/2003)
Peso específico:	25 kN/m^3 - (NBR 7187/2003)

4.3.2. MODELO NUMÉRICO

Para a criação do modelo numérico das pontes, inicialmente foram feitas as modelagens simplificadas das pontes em AutoCAD representadas pelas figuras 12 “a” e “b” a seguir:

FIGURA 12: MODELAGEM PONTE ZUOZ (A) E MODELAGEM PONTE TAVANASA (B)

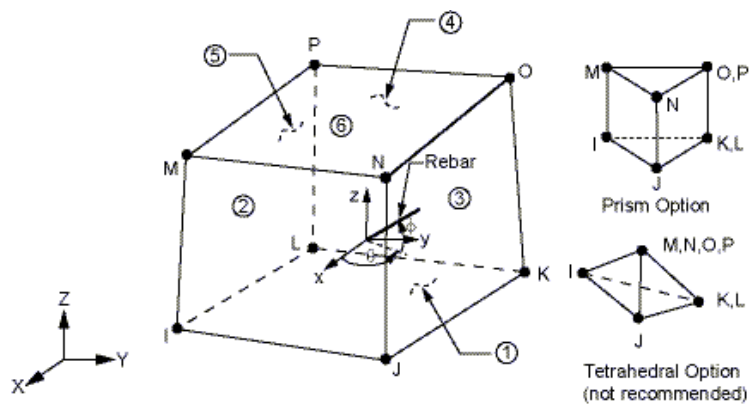


Fonte: Autores.

O modelo numérico limitou-se a uma análise linear elástica para as duas pontes utilizando o elemento SOLID65 (3-D Reinforced Concrete Solid) que está ilustrado na Figura 13 e é usado para modelagem 3-D de estruturas de concreto, com ou sem barras de reforço. É um elemento que possui oito nós e três graus de liberdade por nó: translação nas direções x,y,z.

¹ Razão entre a deformação transversal e a deformação longitudinal

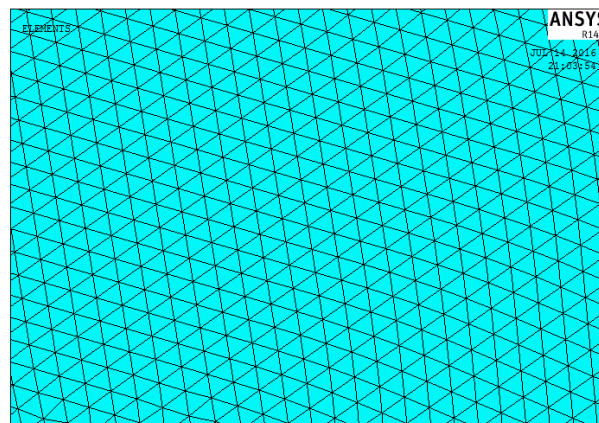
Figura 13: Elemento SOLID65



FONTE: ANSYS APDL 14.5 HELP.

A malha, representada na figura 14, utilizada nos modelos foi do tipo tetraédrica, representada pela figura 14. Foram obtidos para o modelo Zuoz 719.968 elementos e 173.201 nós e no modelo Tavanasa 712.507 elementos e 151.015 nós.

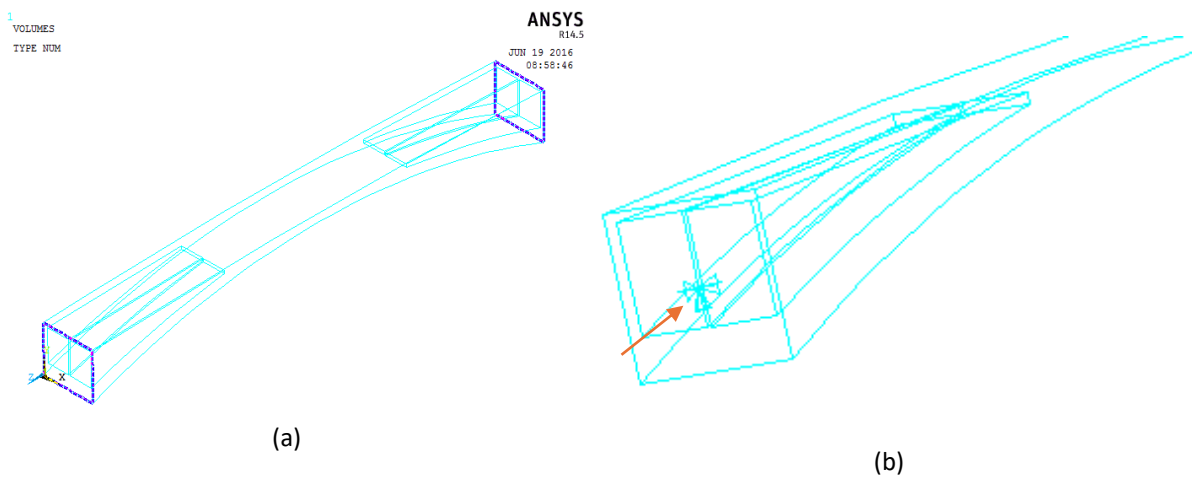
FIGURA 14: DETALHE MALHA



FONTE: AUTORES.

Para os modelos, aplicou-se condições de contorno restringindo os graus de liberdade em toda a área dos extremos dos dois modelos conforme representado nas figuras 15 a e b.

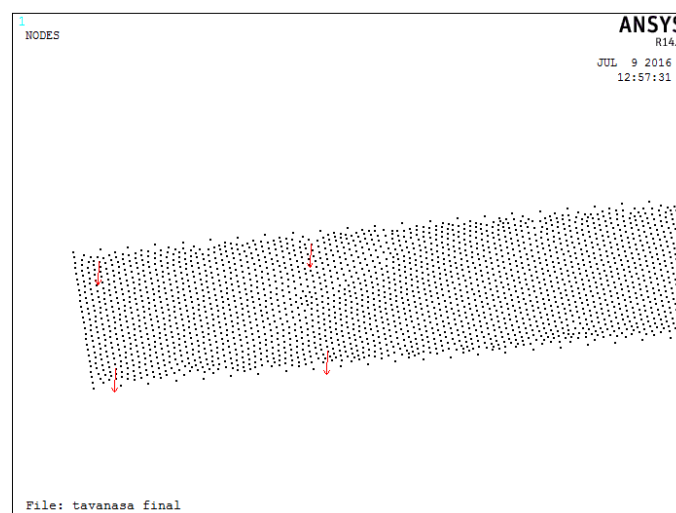
FIGURA 15: APLICAÇÃO DE CONDIÇÃO DE CONTORNO NAS ÁREAS DESTACADAS EM AZUL ESCURO E DETALHE COM CONDIÇÃO DE CONTORNO APLICADA



Fonte: Autores.

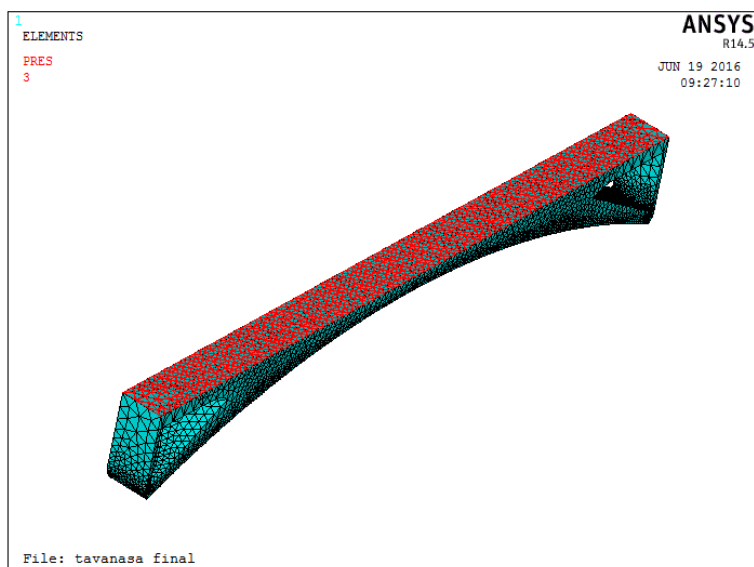
Em relação as cargas aplicadas aos modelos, quatro cargas pontuais, duas de 20 KN e duas de 40 KN, foram inseridas para representação do Trem tipo de 120 KN figura 16, posicionadas na região mais desfavorável dos modelos, considerada a região onde ocorreram as trincas em Zuoz, mais uma carga distribuída ao longo de todo o tabuleiro de 3 KN/m² figura 17.

FIGURA 16: APLICAÇÃO DE CARGAS PONTUAIS AOS NÓS DO TABULEIRO EQUIVALENTE AO TREM TIPO DE 120 KN



Fonte: Autores.

FIGURA 17: CARGA DISTRIBUÍDA (EM VERMELHO) DE 3 KN/M² APLICADA SOBRE TODA A SUPERFÍCIE



FORTE: AUTORES.

4.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

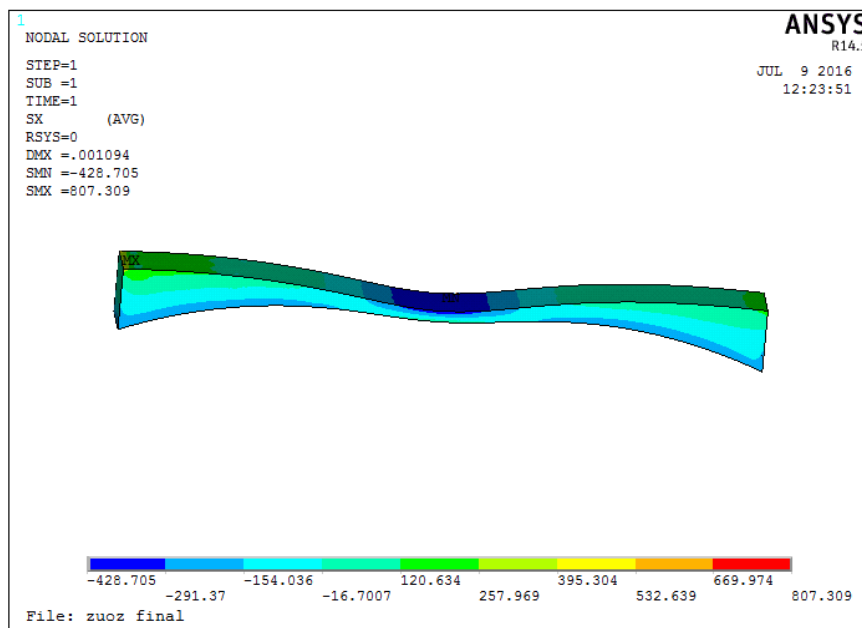
O modelo da ponte Zuoz (figura 18) apresentou como resultado um deslocamento máximo de 1,094 mm e tensões máximas de solicitação à compressão o valor de 428,705 KN/m² e à tração o 807,309 KN/m². O modelo da ponte Tavanasa (figura 19) por sua vez apresentou deslocamento máximo de 1,672 mm e tensões solicitação à compressão de 1078,25 KN/m² e à tração de 470,762 KN/m² apresentados na tabela 2 a seguir:

TABELA 2. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS E MÁXIMAS TENSÕES

Modelos	Δ máximo (mm)	σ_c máxima (KN/m ²)	σ_t máxima (KN/m ²)
Zuoz	1,094	428,705	807,309
Tavanasa	1,68	2.645,53	712,766

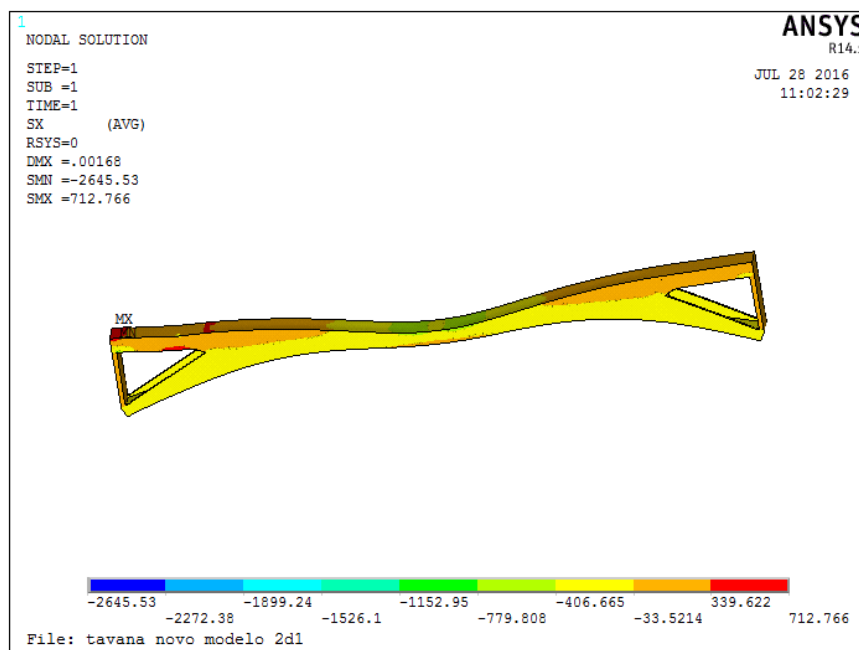
FORTE: AUTORES.

FIGURA 18: REPRESENTAÇÃO DO MODELO DE ZUOZ DEFORMADO E A DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES



FONTE: AUTORES.

FIGURA 19: REPRESENTAÇÃO DO MODELO DE TAVANASA DEFORMADO E A DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES



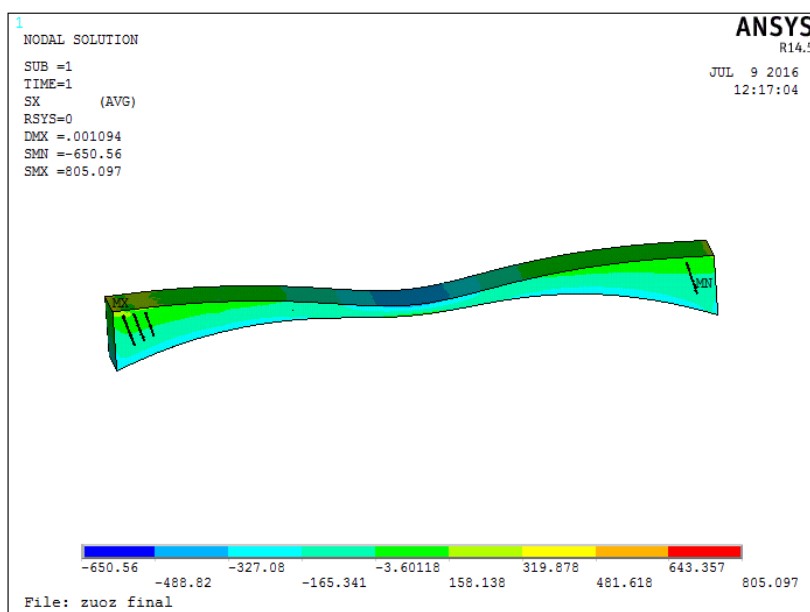
FONTE: AUTORES.

Os dados obtidos foram comparados às resistências calculadas do concreto à compressão (f_{ck}) de 14.100 KN/m² e à tração (f_{ctk}) de 1.750 KN/m². Para o modelo de Zuoz observou-se que os valores de solicitação de compressão (428,705 KN/m²) eram menores que os valores

obtidos da resistência do concreto à compressão, assim como os valores de solicitação de tração ($807,309 \text{ KN/m}^2$) eram menores que a resistência à tração do concreto.

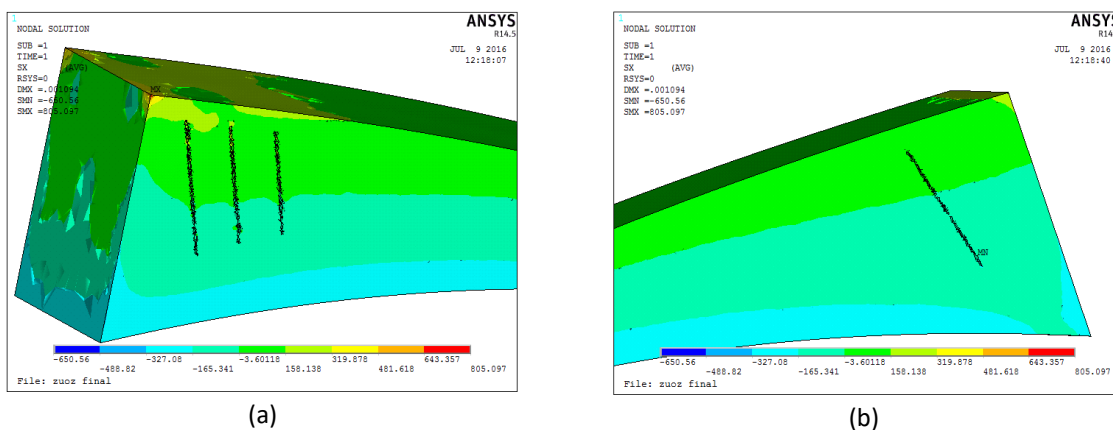
Devido aos danos sofridos pela ponte Zuoz, foi simulado um modelo com danos (figura 20) representando as trincas ocorridas em Zuoz (figura 21 a e b). Para isso foram deletados elementos da malha (figura 22) para representar os danos ocorridos e feitas as verificações quanto à estabilidade da estrutura.

FIGURA 20: VISTA GERAL DE MODELO COM DANO

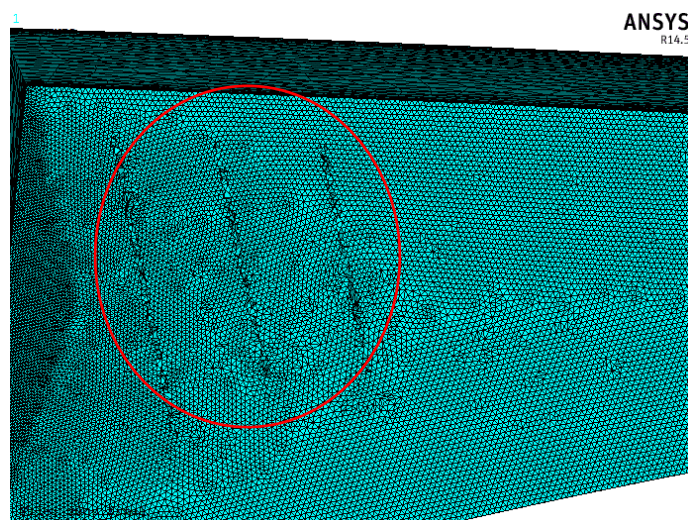


FONTE: AUTORES.

FIGURA 21. REPRESENTAÇÃO DO DANO DO LADO ESQUERDO DA PAREDE LONGITUDINAL (A) E REPRESENTAÇÃO DO DANO DO LADO DIREITO DA PAREDE LONGITUDINAL (B)



FONTE: AUTORES.

FIGURA 22: REPRESENTAÇÃO DA MALHA COM ELEMENTOS DELETADOS

FONTE: AUTORES.

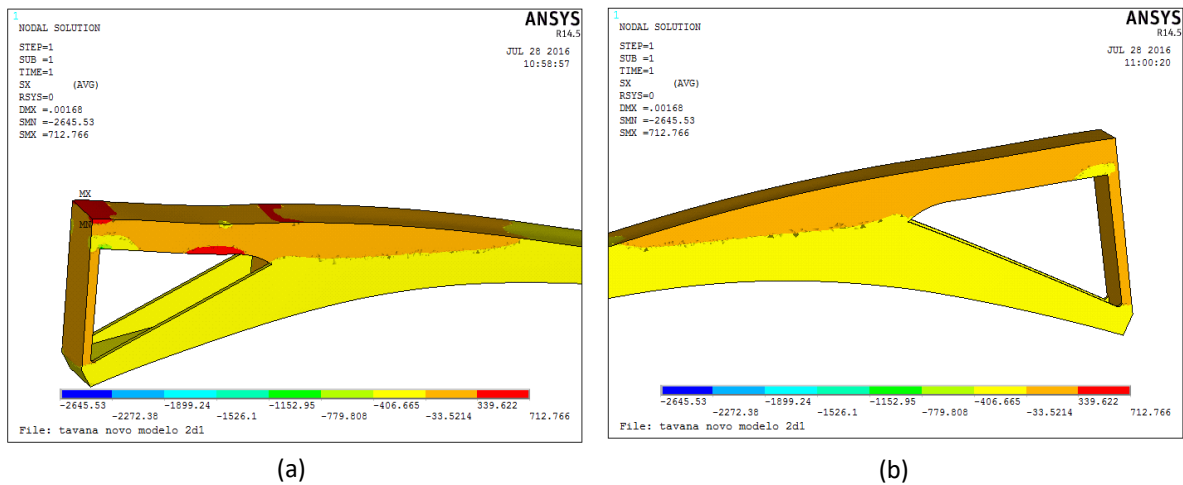
Os efeitos obtidos da simulação do modelo com danos continuaram ainda favoráveis a estabilidade do modelo que apresentou um aumento na sollicitação de compressão do concreto, porém ainda inferior ao limite proposto pelo f_{ck} de 14.100 KN/m^2 .

Observando os resultados dos modelos de Zuoz intacto e com danos, percebe-se que as trincas ocorridas não foram causadas por tensões elevadas na ponte Zuoz, visto que as tensões de sollicitação foram aquém das resistências do concreto nos dois casos. E, portanto, podem ter sido causas de efeitos térmicos assim como afirmou Maillart em sua análise aos danos ocorridos.

O modelo de Tavanasa proposto como solução ao modelo de Zuoz, também apresentou resultados favoráveis em relação aos efeitos de tensão (figuras 23 a e b). Obtendo como máxima tensão de sollicitação de compressão do concreto o valor de $2.645,53 \text{ KN/m}^2$ abaixo da resistência do f_{ck} calculada de 14.100 KN/m^2 e uma tensão de sollicitação de tração do concreto de $712,766 \text{ KN/m}^2$ também abaixo da resistência do f_{ctk} de 1.750 KN/m^2 .

A simulação de Tavanasa ainda apresentou maior eficiência em relação ao modelo de Zuoz nas tensões de tração, as quais foram reduzidas em $336,547 \text{ KN/m}^2$, cerca de 41,7% do valor de Zuoz, o que favorece a estrutura por se tratar de um arco de concreto que trabalha melhor os efeitos de compressão.

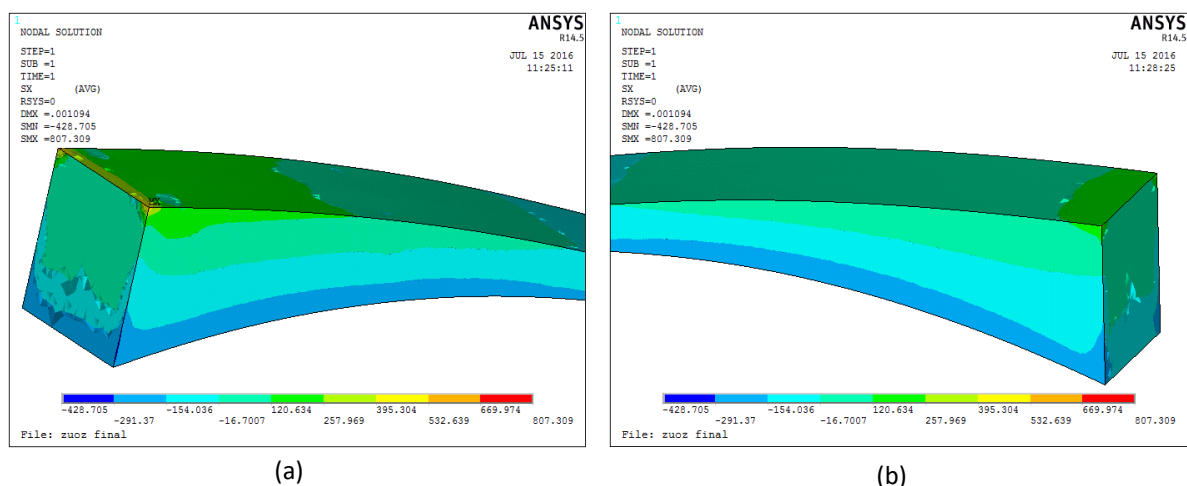
FIGURA 23: DETALHAMENTO DE TENSÕES NA REGIÃO ONDE FORAM APLICADAS AS CARGAS PONTUAIS MAIS CARGA DISTRIBUÍDAS (A) E DETALHAMENTO DE TENSÕES NA REGIÃO ONDE FORAM APLICADAS APENAS AS CARGAS DISTRIBUÍDAS (B)



FONTE: AUTORES.

Não foram obtidos dados suficientes para justificar a retirada de parte da parede longitudinal, visto que não foram realizadas análises térmicas, porém percebe-se que as tensões (em Zuoz) na região onde houve a redução da estrutura (em Tavanasa) são menores em relação à tensão total obtida (figuras 24 a e b). Além disso, como o modelo de Tavanasa apresentou resultados favoráveis quanto à tensões de tração aplicadas mesmo após a retirada de parte da parede, percebe-se que a nova ponte possuía um modelo estruturalmente mais eficiente.

FIGURA 24: DETALHAMENTO DE TENSÕES NA REGIÃO ONDE FORAM APLICADAS AS CARGAS PONTUAIS MAIS CARGA DISTRIBUÍDAS (A) E DETALHAMENTO DE TENSÕES NA REGIÃO ONDE FORAM APLICADAS APENAS AS CARGAS DISTRIBUÍDAS (B)



FONTE: AUTORES.

5. CONCLUSÃO

Os princípios da Arte Estrutural, de eficiência estrutural, estética e economia propostos por Billington, devem ser essenciais ao longo de toda a carreira dos profissionais de arquitetura e engenharia, resultando em modelos estruturais onde a beleza do projeto encontra-se na integração da estética com a estrutura, o que causa a economia tão almejada.

Maillart foi um grande exemplo de engenheiro que se preocupava em integrar a estética com os elementos estruturais. Embora a época fosse desfavorável à inovação de seus modelos, Maillart sempre buscava inovar em seus novos projetos e superar os modelos anteriores.

A simulação de modelos simplificados das pontes de Maillart apresentaram eficiência estrutural em seus resultados o que leva a concluir que as trincas em Zuoz não foram consequências de tensões excessivas nas paredes longitudinais. E pode-se supor, pela eficiência obtida nos resultados do modelo de Tavanasa, que a retirada de parte das paredes longitudinais foi mais uma ideia inovadora de Maillart, o que torna sua estrutura, um modelo de estética, eficiência estrutural e economia.

BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido -Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado-Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

BILL, Max. **Robert Maillart bridges**. 3. ed. Zurich: Ed D'Archit. 1969.

BILLINGTON, David P, **Robert Maillart's Bridges**: The Art of Engineering, Princeton University Press, 1978

BILLINGTON, David P. **The creative response to concrete cracking**.in fracture mechanics of concrete and concrete structures; 2; 973-980; International conference on fracture mechanics of concrete and concrete structures, by Francis, London, Taylor 2007.

BILLINGTON, D. P. **The tower and the bridge: the new art of structural engineering**. Princeton, Universidade de Princeton, 1983.

SOLUÇÕES E

ANÁLISES

ESTRUTURAIS



EIXO 2

4 Solução de viga vagonada, comparada com o modelo de treliça plana, no uso de passarelas com grandes vãos

AZAMBUJA, Eduardo Bicudo de Castro

Universidade de Brasília.

PANTOJA, João da Costa

Universidade de Brasília.

Resumo: As estruturas de aço, devido às características do material, apresentam uma relação eficiente da resistência com o seu próprio peso, o que a torna mais adequada em obras com necessidade de vencer vãos maiores. O Pavilhão com Estufa para Parque Botânico, vencedor do 11º Concurso para Estudantes de Arquitetura do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), destacou-se pela boa inserção urbana e pela escolha do local de implantação, que se adaptou bem à topografia do terreno e valorizou o bioma local, além de apresentar bom aproveitamento e detalhamento adequado da estrutura metálica. Segundo a comissão julgadora, o grupo apresentou boa integração programática e uma qualidade estética que se destacou dos demais. Com o objetivo de promover leveza e melhor interação com o meio ambiente, foi proposta uma passarela de pedestres como solução de acesso ao conjunto de edificações, projetada em estrutura metálica com vão de 45m e largura de 10m, formada por vigas longitudinais de vagões, modelo estrutural composto por elemento horizontal de largura total, pilares e cabos. A viga treliçada é outro modelo estrutural utilizado em grandes vãos, formada por barras que se unem em nós, formando triângulos. Isso garante que quando as cargas atuam sobre os nós, serão desenvolvidas apenas tensões axiais de tração e compressão, apresentando um dimensionamento de barra mais fino e um conjunto mais leve para superar grandes vãos. Neste artigo analisaremos o modelo estrutural do projeto do Pavilhão com Estufa para Parque Botânico, proposto com a utilização de vigas de vagão de aço e compararemos com uma solução em vigas treliçadas Pratt suportadas pelas mesmas ações e pelo aspecto de peso da estrutura em função do deslocamento vertical máximo definido no Anexo C da ABNT NBR 8800:2008 [2].

Palavras-chave: Estruturas metálicas; Modelo estrutural; Vigas treliçadas; Vigas para vagões; Passarela para pedestres.

1. INTRODUÇÃO

Os elementos de aço estrutural podem ser utilizados em modelos simples compostos por vigas e pilares, mas são também, corriqueiramente, usados na composição de treliças e como barras de pórticos, projetados para suportar esforços de tração e compressão. O aço é um material que apresenta boa resistência para essas duas tensões, contudo, quando submetido a forças de compressão, peças com maior esbelteza tornam-se mais suscetíveis a problemas de instabilidade lateral.

A estrutura de aço, pelas características do material, resistência e módulo de elasticidade, apresenta uma relação eficiente da resistência com o seu peso próprio, o que a torna mais adequada em obras com necessidades de vencer vãos maiores, como é o caso de coberturas destinadas a auditórios, ginásios de esportes, estádios, centros de compras, galpões industriais, hangares, pontes e passarelas.

O 11º Concurso para Estudantes de Arquitetura do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), teve seu resultado divulgado no dia 22/8/2018. Nesta edição, o tema proposto foi um Pavilhão com Estufa para Parque Botânico.

O projeto vencedor, nº 1314, desenvolvido pela equipe da Universidade Presbiteriana Mackenzie de São Paulo/SP, sob a orientação do professor Renato Carrieri, destacou-se por sua boa inserção urbana e pela escolha do local de implantação, valorizando o bioma local, boa resolução do programa, bom uso e detalhamento adequado da estrutura de aço. Segundo a comissão julgadora, o conjunto proporcionou boa integração programática e uma qualidade estética que se destacou dos demais.

A intenção do projeto foi adequar a edificação com a topografia existente do terreno, localizado no Morro São João Batista, na cidade de Cananéia no litoral sul de São Paulo, sem descaracterizar a região de implantação do prédio, conforme maquete mostrada na Fig. 1. Para que fosse possível atingir o equilíbrio com poucos apoios, grandes vãos e uma arquitetura respeitosa ao meio ambiente, optou-se pelo uso de aço estrutural no sistema construtivo.

FIGURA 1: PROJETO VENCEDOR DO 11º CONCURSO PARA ESTUDANTES DE ARQUITETURA DO CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO - PAVILHÃO COM ESTUFA PARA PARQUE BOTÂNICO [4]

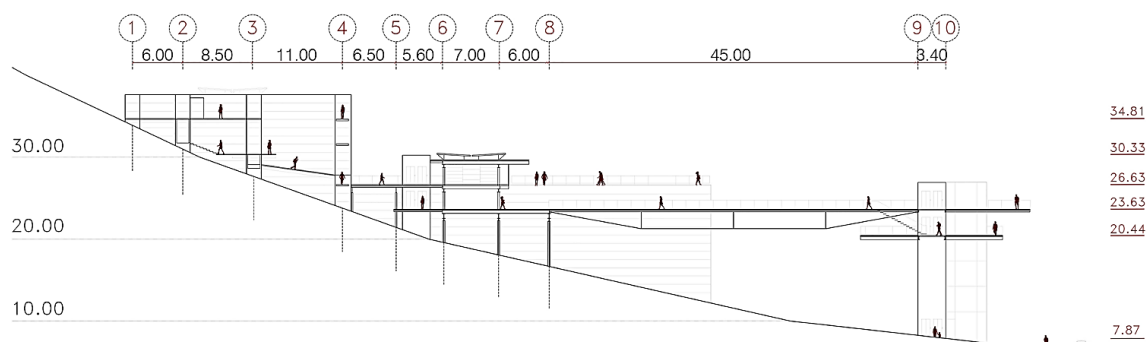


FONTE: AUTORES.

Conforme apresentado no memorial descritivo, o primeiro obstáculo projetual encontrado foi o de lidar com os desníveis elevados do terreno. Como solução de acesso ao conjunto de edificações, foi projetada uma passarela de pedestres com vão de 45m e largura de 10m. Com o objetivo de promover a leveza do conjunto e a melhor interação com o ambiente de implantação, foi proposto para a passarela uma estrutura formada por vigas wagonadas longitudinais, apoiadas em pórticos localizados em cada extremidade, e lajes de piso suportadas por vigas secundárias apoiadas nas longarinas.

A Figura 2 apresenta em corte a solução do projeto vencedor com os níveis propostos para as construções e uma vista lateral da viga vagão da estrutura da passarela de pedestres.

FIGURA 2: CORTE AA DO PROJETO VENCEDOR [4]

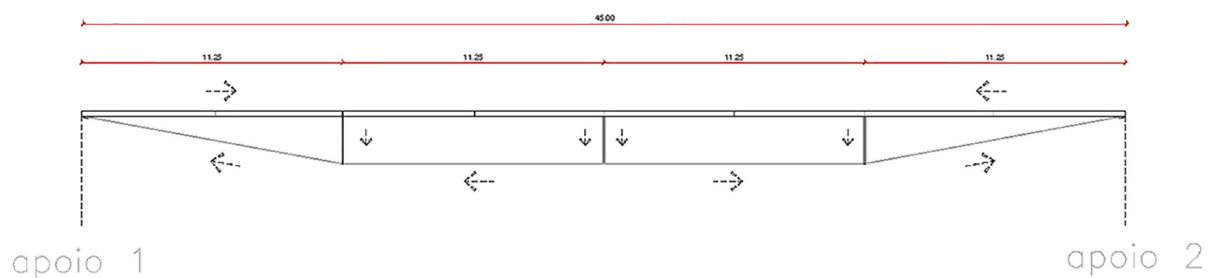


FONTE: CBCA.

Neste artigo iremos analisar a estrutura da passarela do projeto do Pavilhão com Estufa para Parque Botânico, vencedor do 11º Concurso para Estudantes de Arquitetura do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), proposto com o uso de vigas wagonadas metálicas, de acordo com o modelo apresentado na Fig. 3, e comparar com uma solução em treliças planas de banzos paralelos também de aço, bi apoiadas, considerando o aspecto de peso da estrutura em função do deslocamento vertical máximo definido no Anexo C da ABNT NBR 8800:2008 [2].

A análise dos modelos estruturais utilizados na passarela será feita com o uso do sistema SCIA Engineer, software de análise e dimensionamento desenvolvido pela Nemetschek [6]. As verificações dos perfis metálicos serão feitas com a utilização do programa MCalc Perfis 4.0 da empresa Stabile Engenharia [8].

FIGURA 3. MODELO PROPOSTO COM VIGAS VAGONADAS [4]



FONTE: CBCA.

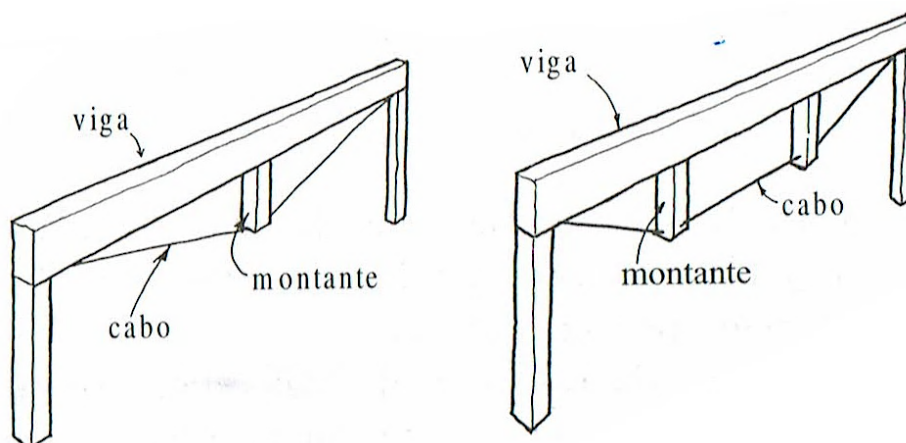
1.1. MODELO ESTRUTURAL DE VIGA VAGÃO

O modelo estrutural denominado por viga vagão é composto por um elemento horizontal de alma cheia, e por montantes e cabos. O nome tem origem pelo seu uso como elemento estrutural de reforço em vagões de trens. O objetivo é fazer com que o cabo auxilie a viga no combate aos esforços e deslocamento oriundos da flexão, possibilitando a redução da sua altura, do seu peso próprio e a sua utilização em vãos maiores.

De acordo com Rebello [7], nesta associação, a viga se comporta como um elemento contínuo, apoiado nos montantes que se apoiam no cabo, esquema apresentado na Fig. 4. O empuxo horizontal que o cabo aplica nos apoios é absorvido pela própria viga, resultando apenas em reações verticais.

A viga vagão pode ser composta por um ou mais montantes e conforme aumenta-se o número deste elemento estrutural, varia-se também a forma do cabo. Com um único montante a forma do cabo é triangular, com dois é um trapézio, tendendo no limite, com o uso de vários montantes, à forma de uma parábola, consequência do formato funicular, conforme mostrado por Lopes [5].

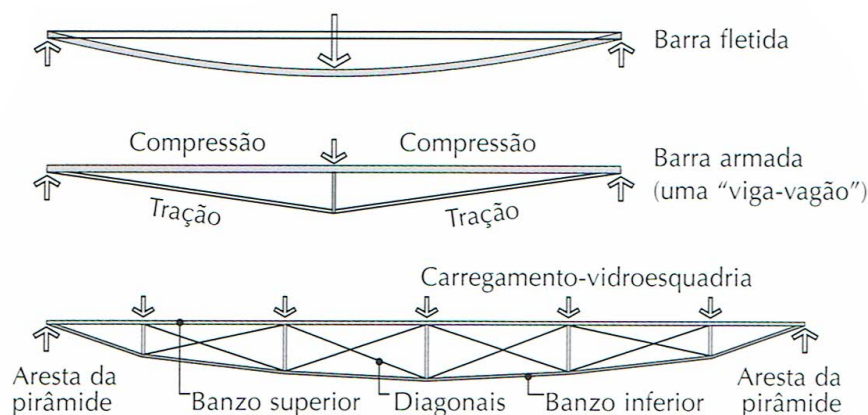
FIGURA 4: MODELO ESTRUTURAL DE VIGA VAGÃO [7]



FONTE: REBELLO, 2000.

A viga simples não possui a contribuição dos cabos como elementos tracionados, já a ausência de diagonais rígidas é o que diferencia a estrutura vagonada do modelo estrutural de treliça plana. Porém, no caso de um único montante, modelo apresentado na Fig. 5, a viga vagão se comporta de maneira semelhante a uma treliça com barra tracionada formada por cabos.

FIGURA 5. DIFERENÇAS ENTRE OS MODELOS ESTRUTURAIIS DE VIGA SIMPLES, VIGA VAGÃO E TRELIÇA [5]



FONTES: LOPES ET AL, 2006.

2. DESENVOLVIMENTO

2.1. TIPOLOGIA DA ESTRUTURA

A Figura 6 apresenta o modelo estrutural da passarela de pedestres a ser analisado, seguindo a geometria proposta no projeto vencedor do 11º Concurso para Estudantes de Arquitetura do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), com as seguintes premissas de cálculo:

2.1.1 Tabuleiro com comprimento de 45m e largura de 10m;

2.1.2 Piso em grade metálica eletro fundida com acabamento galvanizado por imersão a quente, com superfície serrilhada e barras de ligação retorcidas, vão máximo de 1.250mm, do tipo E30A303-S4, fornecido pela empresa Metalgrade, peso próprio de 28,5 kg/m²;

2.1.3 Quatro vigas longitudinais com vão de 45m, birotuladas nos apoios das extremidades, considerados vínculos rígidos do 2º gênero, nos modelos estruturais de viga vagão com 3 montantes e treliça plana de banzos paralelos, fabricadas com perfis laminados da Gerdau com aço ASTM A572 grau 50;

2.1.4 Vigas secundárias para apoio das grades de piso do tabuleiro, dispostas transversalmente às vigas longitudinais, com vão de 3.300mm, entre os eixos 1-2 e 3-4, e de 3.400mm entre os eixos 2-3, espaçada a cada 1.125mm, fabricadas com perfis laminados da Gerdau com aço ASTM A572 grau 50;

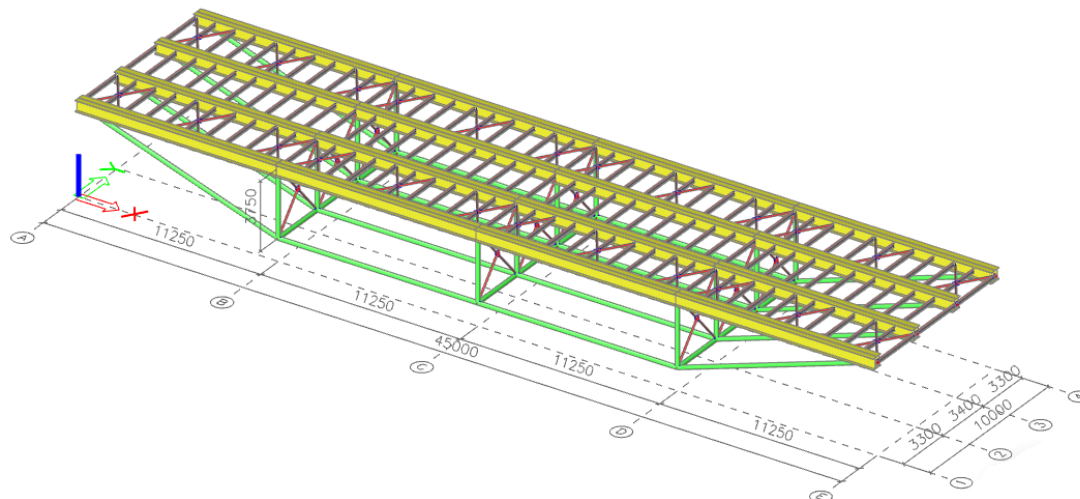
2.1.5 Tirantes, montantes e contraventamentos com tubos estruturais de seção circular, fabricados pela Vallourec Soluções Tubulares do Brasil S/A, com o uso de aço ASTM A501 grau A;

2.1.6 Ação variável decorrente do uso no valor de 5,00 kN/m², distribuída no piso da estrutura, conforme prescrito na ABNT NBR 7188:2013 [3];

2.1.7 Será adotado, como critério de aceitação dos modelos estruturais verificados, o valor de 60% do deslocamento máximo no eixo “z” (uz), definido na Tabela C.1 do Anexo C da ABNT NBR 8800:2008 [2] para vigas de piso, como o comprimento do vão “L” dividido por 350, conforme definido na Eq. (1):

$$u_{z(Lim)} \leq 60\% \times \frac{L(\text{vão})}{350} = 60\% \times \frac{45.000\text{mm}}{350} = 77\text{mm} \quad (1)$$

FIGURA 6. TIPOLOGIA DA PASSARELA PROPOSTA PARA ANÁLISE DOS MODELOS ESTRUTURAIS.



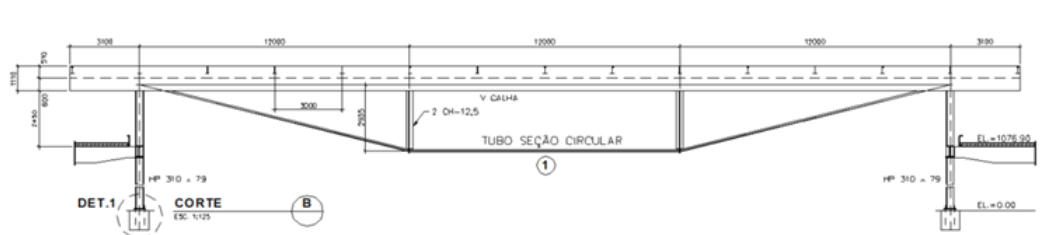
FONTE: AUTORES.

2.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A Figura 7 apresenta a estrutura de cobertura do pátio do Edifício Sede Nacional do Serviço de Apoio às Micro e Pequenas Empresas (Sebrae), em Brasília (DF) [1], com duas vigas vagon longitudinalais, de 2.935mm de altura e vão principal de 36m de comprimento, utilizadas com referência de pré-dimensionamento para o estudo da passarela. As vigas vagonadas possuem a relação “ α ”, entre o vão “L” e a altura total “h”, no valor de 12 (doze), conforme mostrado na Eq. (2):

$$\alpha = \frac{L}{h} \therefore \alpha \geq \frac{36.000\text{mm}}{2.935\text{mm}} \cong 12 \quad (2)$$

FIGURA 7. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA VIGA VAGÃO LONGITUDINAL DA ESTRUTURA DE COBERTURA DO PÁTIO DO EDIFÍCIO SEDE DO SEBRAE EM BRASÍLIA/DF



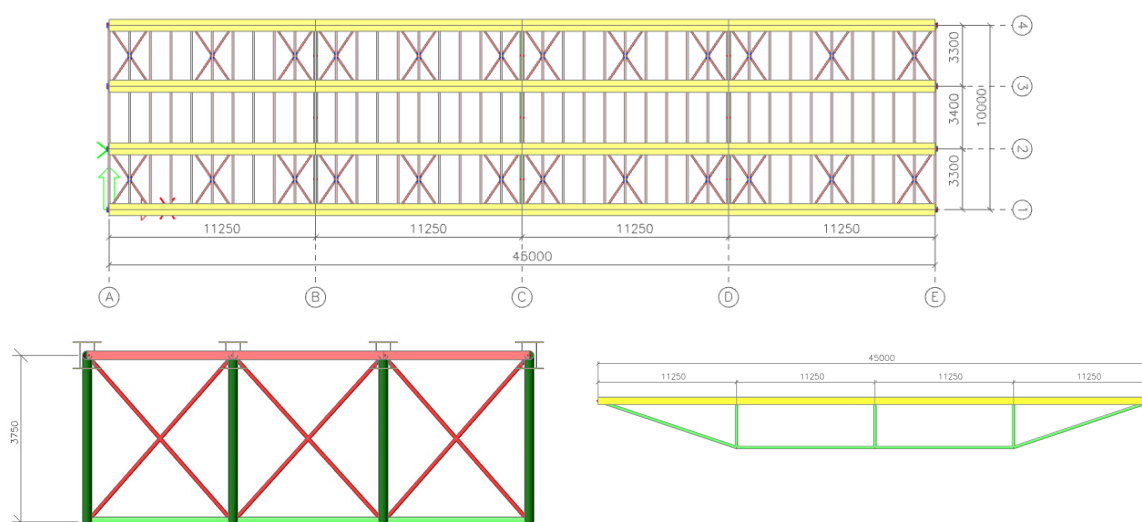
FONTE: CBCA.

2.3. MODELO ESTRUTURAL DE VIGA VAGÃO

O modelo foi definido utilizando 4 (quatro) vigas longitudinais com vão de 45.000mm, birotuladas nos apoios das extremidades, 3 (três) montantes localizados a cada 11.250mm e altura total de 3.750mm.

O tabuleiro, formado por vigas secundárias dispostas a cada 1.125mm, possui contraventamento horizontal a cada 2.250mm, entre os eixos 1-2 e 3-4, conforme mostrado na Fig. 8. A Vista Frontal apresenta o posicionamento do contraventamento vertical, localizado nos 3 (três) módulos transversais dos eixos B, C e D.

FIGURA 8: MODELO ESTRUTURAL DE VIGA VAGÃO, VISTA SUPERIOR, FRONTAL E LATERAL



Fonte: Autores.

Os grupos de perfis dimensionados no modelo de viga vagão estão descritos na Tab. 1, considerando o tipo de seção transversal, com sua massa unitária e total, o aço estrutural utilizado e o Fator de Verificação (FV), definido como a relação entre a solicitação e a resistência, estabelecido conforme as prescrições de Estados Limites Últimos da ABNT NBR 8800:2008 [2]. O valor de FV deverá ser inferior a 100%.

TABELA 1: DESCRIÇÃO DOS GRUPOS DE PERFIS DO MODELO ESTRUTURAL DE VIGA VAGÃO

Grupo	Nome	Seção Transversal	Massa Unit (kg/m)	Massa Total (kg/m)	% Part	Aço Estrutural	FV
1	Viga Principal	2x W610x155	311,0	55.981,1	68%	ASTM A572-50	34%
2	Montante	Tubo $\Phi 219,1 \times 12,5$	63,7	16.547,2	20%	ASTM A501	63%
3	Tirante	Tubo $\Phi 219,1 \times 12,5$	63,7			ASTM A501	85%
4	Contraventamento	Tubo $\Phi 88,9 \times 5,6$	11,5	3.243,8	4%	ASTM A501	47%
5	Viga Secundária	W200x15	15,2	6.248,0	8%	ASTM A572-50	64%
Total				82.020 kg	100%		
Taxa por área de tabuleiro				182 kg/m ²			

FORTE: AUTOR, 2019.

O deslocamento máximo no modelo de viga vagão, considerado no eixo "z" (uz) em uma combinação frequente de Estados Limites de Serviço, foi de -75,8mm, conforme mostrado na Fig. 9, correspondendo a 98% do valor máximo e a massa total de 82.020 kg, equivalente a taxa por área de tabuleiro no valor de 182 kg/m².

O dimensionamento foi determinado, predominantemente, pela verificação dos Estados Limites de Serviços (ELS), referente ao deslocamento dos elementos estruturais, obtidos a partir de uma combinação do tipo Frequente.

O modelo estrutural apresentou um fator de verificação (FV) médio, analisado conforme os Estados Limites Últimos estabelecidos na ABNT:NBR 8800:2008 [2], inferior a 59%, porém, a flecha atingiu 98% do limite estabelecido no estudo.

FIGURA 9: DESLOCAMENTO MÁXIMO NO EIXO "z"

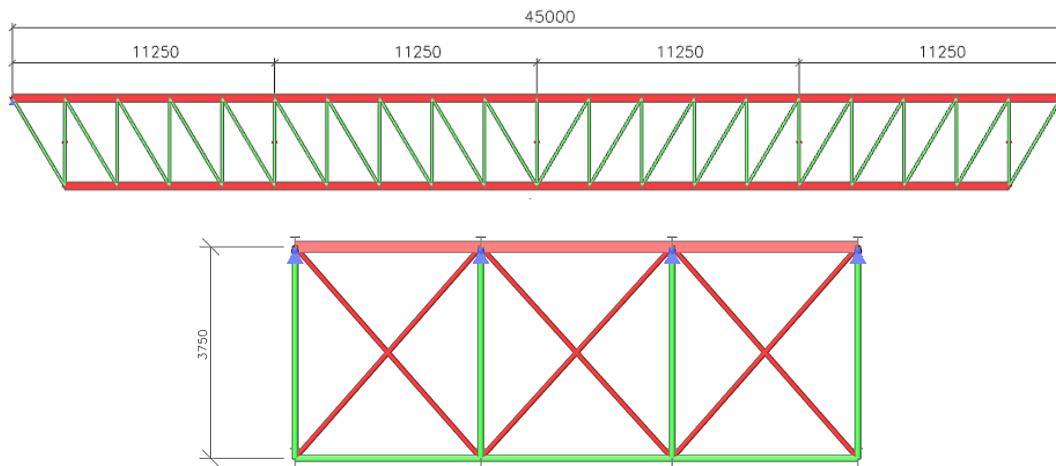
FORTE: AUTOR, 2019.

2.4. MODELO ESTRUTURAL DE TRELIÇA PLANA DE BANZOS PARALELOS

O modelo foi definido utilizando 4 (quatro) treliças longitudinais com vão de 45.000mm, birotuladas nos apoios das extremidades, do tipo Pratt com banzos paralelos e altura total de 3.750mm.

Os banzos superiores e inferiores da treliça foram projetados com perfis laminados tipo W da Gerdau, as diagonais e montantes com perfil tubular de seção circular, conforme desenho mostrado na Fig. 10.

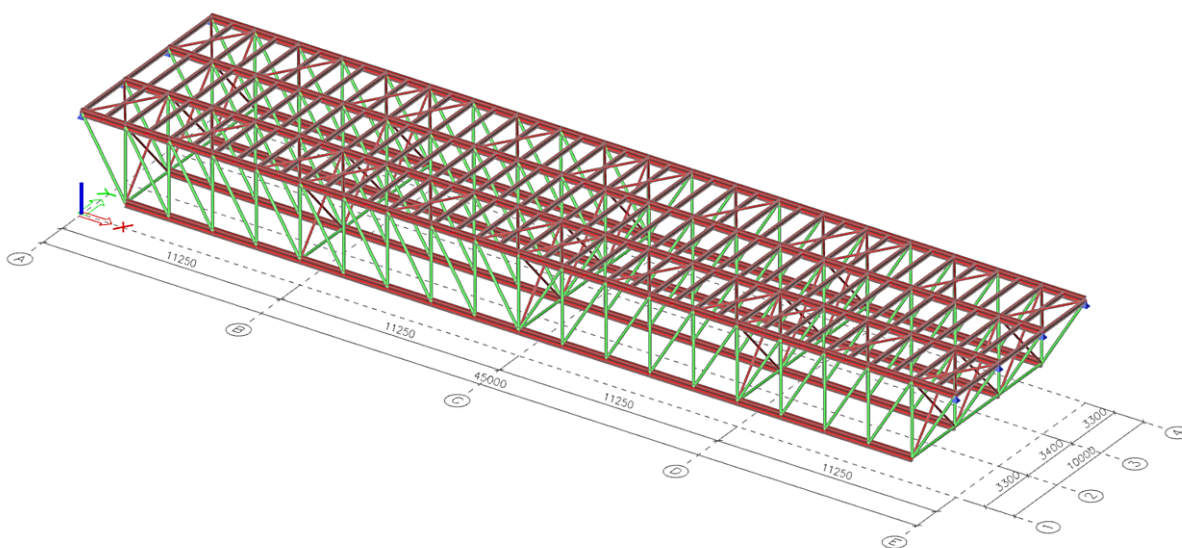
FIGURA 10: MODELO ESTRUTURAL DE TRELIÇA PLANA: VISTA FRONTAL E LATERAL

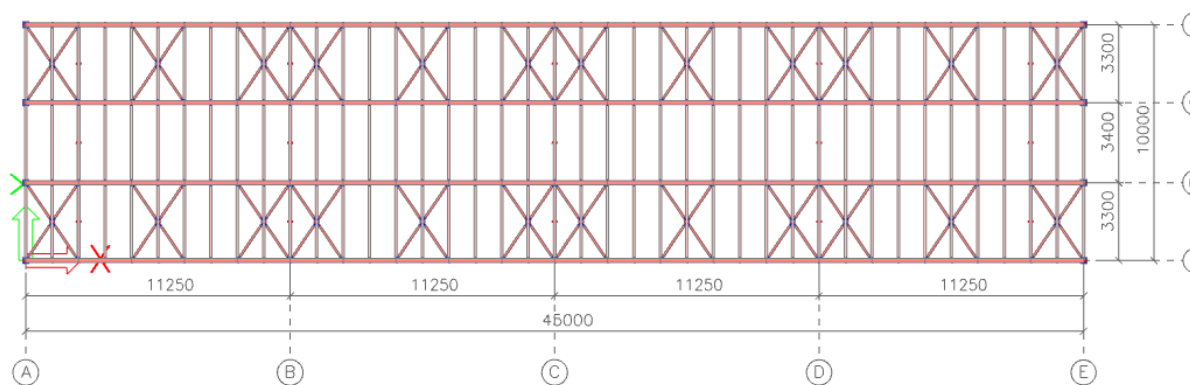


FONTE: AUTOR, 2019.

A Figura 11 apresenta o tabuleiro, mantido com as mesmas vigas secundárias dispostas a cada 1.125mm e contraventamento horizontal a cada 2.250mm. Os banzos da treliça, devido ao apoio fora dos nós das vigas secundárias, ficará submetido a esforços de flexão composta.

FIGURA 11: MODELO ESTRUTURAL DE TRELIÇA PLANA COM BANZOS PARALELOS, TIPO PRATT, PERSPECTIVA E VISTA SUPERIOR





FONTE: AUTOR, 2019.

Os grupos de perfis dimensionados no modelo de treliça plana de banzos paralelos estão descritos na Tab. 2, considerando o tipo de seção transversal, com sua massa unitária e total, o aço estrutural utilizado e o Fator de Verificação (FV), definido como a relação entre a solicitação e a resistência, estabelecido conforme as prescrições de Estados Limites Últimos da ABNT NBR 8800:2008 [2]. O valor de FV deverá ser inferior a 100%.

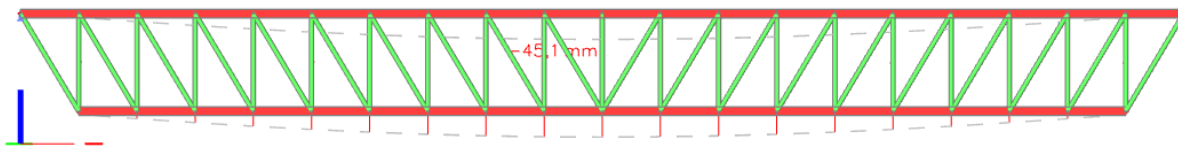
TABELA 2: DESCRIÇÃO DOS GRUPOS DE PERFIS DO MODELO ESTRUTURAL DE TRELIÇA PLANA, DIVIDIDOS EM BANZOS, DIAGONAL, MONTANTE, CONTRAVENTAMENTO E VIGA SECUNDÁRIA

Grupo	Nome	Seção Transversal	Massa Unit (kg/m)	Massa Total (kg/m)	% Part	Aço Estrutural	FV
1	Banzo Superior	W360x64	64,1	21.921,0	43%	ASTM A572-50	76%
2	Banzo Inferior	W360x64	64,1			ASTM A501	85%
3	Diagonal	Tubo $\Phi 168,3 \times 7,1$	28,2	19.326,5	38%	ASTM A501	74%
4	Montante	Tubo $\Phi 168,3 \times 7,1$	28,2			ASTM A501	83%
5	Contraventamento	Tubo $\Phi 88,9 \times 5,6$	11,5	3.936,3	8%	ASTM A501	47%
6	Viga Secundária	W200x15	15,2	6.248,0	12%	ASTM A572-50	64%
Total				51.432 kg	100%		
Taxa por área de tabuleiro				114 kg/m ²			

FONTE: AUTOR, 2019

O deslocamento máximo no modelo de treliça plana de banzos paralelos, considerado no eixo “z” (uz) em uma combinação frequente de Estados Limites de Serviço, foi de -45,1mm, conforme mostrado na Fig. 12, correspondendo a 35% do valor máximo e a massa total de 51.432 kg, equivalente a taxa por área de tabuleiro no valor de 114 kg/m².

O dimensionamento foi determinado, predominantemente, pela verificação dos Estados Limites Últimos (ELU) dos elementos estruturais, com fator de verificação (FV) médio de 72% e flecha de 58% do valor máximo estabelecido no estudo.

FIGURA 12: DESLOCAMENTO MÁXIMO NO EIXO "z"

FONTE: AUTOR, 2019.

3. ANÁLISE E CONCLUSÕES

O modelo estrutural da passarela, proposto pelos autores do projeto, vencedores do 11º Concurso para Estudantes de Arquitetura do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), com o uso de vigas longitudinais vagonadas, quando comparado com uma solução em treliça plana, demonstrou um pior desempenho em relação aos parâmetros analisados no estudo: taxa de consumo de aço por área de tabuleiro e deslocamento vertical máximo "uz" do conjunto.

Observou-se no modelo de viga vagonada a influência maior do Estado Limite de Serviço no dimensionamento das peças da passarela e do Estado Limite Último na opção de vigas treliçadas planas.

A estrutura metálica da solução com treliças planas para a passarela de pedestres apresentou peso próprio de 51.432 kg, aproximadamente 63% do valor obtido na opção de vigas vagonadas, com 82.020 kg. O deslocamento máximo da solução treliçada, na combinação do tipo Frequente, também teve um resultado inferior, sendo obtido o valor de 45mm, cerca de 59% do alcançado na opção de vigas vagonadas, com 76mm.

Não foram quantificados os valores referentes aos custos de fabricação, transporte e montagem de cada solução analisada, percebe-se, contudo, que a solução de vigas longitudinais vagonadas, por apresentar uma menor quantidade de elementos componentes, sugere uma maior facilidade de fabricação do conjunto, indicador não analisado no estudo e que deve ser considerado na definição do modelo estrutural.

A solução vagonada, por ter menos componentes, apresenta também uma menor quantidade de conexões, sugerindo uma montagem mais rápida da estrutura e acessos mais fáceis a eventuais serviços de manutenção dos elementos de ligação.

Além disso, por ser uma opção mais permeável que a solução com uso de treliças planas, o modelo de vigas vagonada, parece ser mais adequada à intenção do projeto de adequar a edificação com a topografia existente do terreno, em respeito ao meio ambiente e sem descaracterizar a região de implantação.

Assim, a solução mais adequada de um modelo estrutural está relacionada com o peso da estrutura e o seu desempenho quanto aos Estados Limites Últimos e de Serviço, porém, no caso de estruturas pré-fabricadas devem ser incluídas, necessariamente, as variáveis relacionadas com a fabricação, o transporte e a montagem das peças. A facilidade relacionada à manutenção também deve ser considerada e quantificada na durabilidade da estrutura durante a sua vida útil.

E, dentre os demais indicadores objetivos, deve-se ponderar a melhor compatibilização da proposta estrutural com a intenção do projeto do projeto arquitetônico, tornando a decisão por vigas vagonadas possível e mais adequada.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Arquitetura & Aço. Rio de Janeiro: CBCA, Nº 28, 1 nov. 2011.
- [2] **Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 8800:** Projeto de estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [3] **Associação Brasileira de Normas Técnicas.** NBR 7188: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.
- [4] **CBCA – Centro Brasileiro da Construção em Aço.** Disponível em <http://www.cbca-acobrasil.org.br/arquitetura_2018/vencedores.php>. Acesso em: 17 de abril de 2019.
- [5] Lopes, João Marcos; Bogéa, Marta; Rebello, Yopanan Conrado Pereira. **Arquiteturas da engenharia, ou, Engenharias da arquitetura.** São Paulo: Mandarin, 2006.
- [6] **Nemetschek Group.** Disponível em <<https://www.scia.net/pt/software>>. Acesso em: 17 de abril de 2019.
- [7] Rebello, Yopanan Conrado Pereira. **A concepção estrutural e a arquitetura.** São Paulo: Zigurate Editora, 2000.
- [8] **Stabile Engenharia Ltda.** Disponível em <<http://www.stabile.com.br/index-programas.php>>. Acesso em: 17 de abril de 2019.

5

Análise das distribuições de momentos fletores e reações de apoio devidos à carga móvel em tabuleiros de pontes esconsas

PUJATTI, Olímpia Loures Vale

Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

FILHO, José Neres da Silva

Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

BARROS, Rodrigo

Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

MARCELINO, Karen Andreza

Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

Resumo: A análise estrutural de pontes com geometria longitudinal esconsa, apresenta maior complexidade quando comparada à de pontes com traçados retos. Sendo assim, o presente artigo apresenta um estudo paramétrico relativo às distribuições de momentos fletores e de reações de apoio devidos a cargas móveis em tabuleiros de pontes de geometria longitudinal esconsa em vigas. Para tanto, foram desenvolvidos modelos numéricos, via método dos elementos finitos (MEF), a fim de averiguar a influência da esconsidade e da quantidade de vigas (transversais e longitudinais) nas distribuições dos momentos fletores e das reações de apoio, nesse sistema estrutural. Em complemento, também foi verificada a proposta de análise americana, com o intuito de confrontar os resultados obtidos na modelagem. Os resultados expuseram, nas situações da ponte ortogonal com longarinas, a distribuição simétrica dos fatores de distribuição de momentos fletores devidos à carga móvel, de modo que a introdução da esconsidade levou, em todos os modelos, a alterações na distribuição desses esforços ocorrendo tendência de redução em direção ao ângulo obtuso. Ademais, as reações de apoio devidas à carga móvel foram uniformemente distribuídas, apresentando valores iguais para os apoios posicionados à mesma distância do eixo central da estrutura. A introdução da esconsidade gerou um comportamento desigual das reações, com tendência de aumento desses esforços em direção ao ângulo obtuso.

Palavras-chave: MEF; Pontes esconsas; Rigidez do tabuleiro; Transversinas.

1. INTRODUÇÃO

Diante de aspectos como espaço limitado e restrições geográficas, nos centros urbanos, os projetos de pontes e viadutos passaram a demandar soluções mais complexas, como estruturas esconsas. As pontes esconsas são caracterizadas pelo cruzamento não ortogonal entre os eixos da estrutura e do obstáculo vencido. Quando a esconsidade é significativa, a ação de cargas móveis sobre o tabuleiro da ponte dificulta a análise do fluxo de esforços internos.

Nesse sistema estrutural, as reações de apoio, as forças cortantes e os momentos fletores variam de acordo com o ângulo de esconsidade. A metodologia *Load and Resistance Factor Design* (LRFD), proposta pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (Aashto, 2017), fornece valores de correção para o ajuste das forças cortantes e dos momentos fletores em pontes esconsas, mas não especifica correções para as reações de apoio.

Segundo Huo e Zhang (2008), alguns estudos foram realizados para avaliar o efeito da esconsidade de pontes nas forças cortantes atuantes, no entanto, poucas pesquisas avaliaram o efeito da esconsidade das pontes nas reações de apoio e nos esforços de flexão. Além disso, análises referentes à distribuição de cargas móveis em tabuleiros de pontes esconsas que levem em conta a quantidade de transversinas e a rigidez do tabuleiro não são estudadas em profundidade.

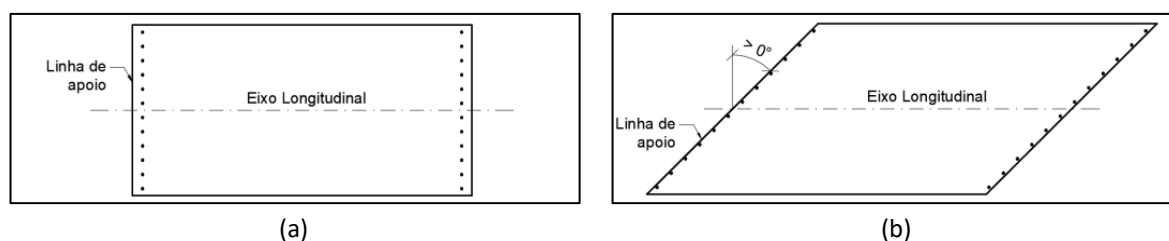
Assim, o objetivo principal deste estudo foi realizar uma análise paramétrica relativa às distribuições de momentos fletores e das reações de apoio devidos à carga móvel prescrita pela NBR 7188 (ABNT, 2024) em pontes com traçado longitudinal esconso no plano horizontal. O diferencial desta pesquisa se baseia na tentativa de investigar os fatores de distribuição de momento fletor (FDMF), considerando a rigidez do tabuleiro das pontes. A análise paramétrica foi baseada nos resultados obtidos a partir da construção modelos numéricos para sistemas estruturais de pontes esconsas utilizando o método dos elementos finitos (MEF) e de resultados de formulações da proposta LRFD da AASHTO (2017) para obtenção de fatores de distribuição.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. PONTES ESCONSAS

Por definição, as pontes esconsas são aquelas nas quais a disposição dos elementos estruturais se dá de tal forma que não ocorre o cruzamento ortogonal com o eixo do obstáculo transposto (Mendes, 2017). Conforme Tardivo (2014), a esconsidade é o complemento do ângulo formado pelo eixo longitudinal de ponte e o encontro. Em função desse ângulo, as pontes podem ser divididas em retas ortogonais, quando esse ângulo é 0° , e esconsas, quando esse ângulo for diferente de 0° (Figura 1).

FIGURA 1: SQUEMA ILUSTRATIVO DE UMA PONTE: (A) RETA ORTOGONAL E (B) ESCONSA



Fonte: Autores.

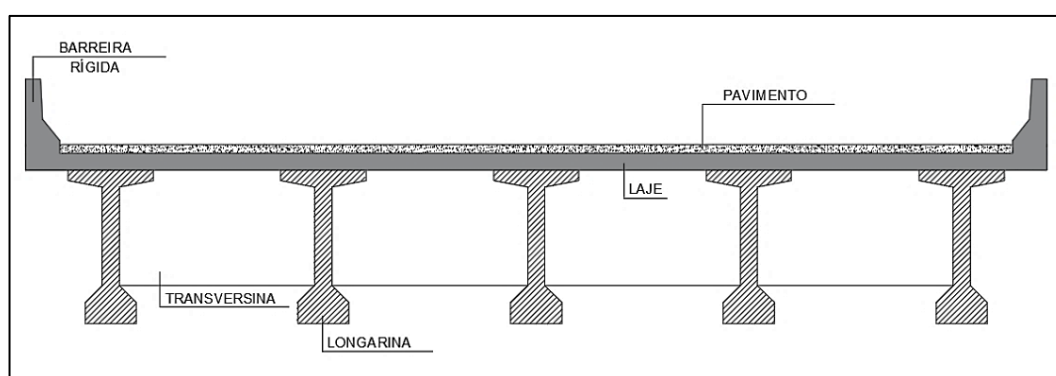
As pontes esconsas podem ser projetadas em laje, em vigas (grelha) ou em seção celular. A utilização do sistema em laje é um dos esquemas estruturais mais simples e indicados para pontes de pequenos vãos, em que o tabuleiro se confunde com uma única peça. Segundo Leonhardt (1979), o vão pode chegar a 20 m em tramo único ou 30 m em tramos sucessivos. O'Brien e Keogh (1999) afirmam que existe uma melhor relação custo-benefício para vãos de até 20 m, ao passo que Chen e Duan (2000) indicam que essas estruturas se tornam econômicas em vãos simplesmente apoiados de até 9 m e em vãos contínuos de até 12 m. Para vãos maiores, recomenda-se utilizar a solução de sistema em vigas (grelha) ou celular.

2.2. SUPERESTRUTURA EM VIGAS (ANALOGIA DE GRELHA)

As superestruturas de pontes retas ortogonais ou esconsas em vigas (grelhas) são compostas pelas longarinas, que são vigas longitudinais que sustentam o tabuleiro, e as transversinas, que são vigas transversais que podem ser ligadas ou não à laje, dispostas de modo a aumentar a rigidez da estrutura e contribuir para a distribuição transversal das cargas móveis (Figura 2). As longarinas se apoiam sobre os pilares sem transmissão de momentos fletores. Assim

sendo, é comum o tratamento da análise estrutural separando a superestrutura da mesoestrutura, considerando os apoios indeformáveis. O cálculo dos esforços internos e dos deslocamentos das longarinas pode ser realizado de forma analítica ou numérica pela teoria de vigas, bem como pelos métodos das forças ou deslocamentos para estruturas hiperestáticas. Em análises numéricas, é comum discretizar as lajes e vigas como elementos de barras, formando grelhas, ou utilizar soluções em elementos finitos para o tabuleiro (Cavalcante, 2016).

FIGURA 2: SEÇÃO TRANSVERSAL GENÉRICA DE UMA PONTE EM GRELHA



Fonte: Autores.

A análise estrutural para a obtenção dos esforços solicitantes e reações de apoio, em pontes em vigas, é realizado por meio de modelos simplificados, nos quais a análise da superestrutura é realizada separadamente dos demais elementos constituintes da ponte (meso e infraestrutura). Devido ao elevado grau de hiperasticidade, a análise do comportamento estrutural de grelhas se torna complexa. Tal complexidade motivou o desenvolvimento dos processos simplificados de cálculo de repartição de cargas em tabuleiros de pontes retas ortogonais com múltiplas longarinas. Recentemente, com a utilização do método dos elementos finitos (MEF), alguns pesquisadores vêm se dedicando ao estudo da influência da utilização de transversinas internas na distribuição de cargas e, também, na discretização da superestrutura, utilizando elementos finitos de barra e casca com o auxílio de programas computacionais para modelar os comportamentos plano e tridimensional dos tabuleiros de pontes hiperestáticas (Medino et al., 2017).

No tocante às pontes esconsas em grelha, Leonhardt (1979) afirma que, para ângulos de esconsidade de até 30°, as pontes esconsas com vigas longitudinais em “T” podem ser

dimensionadas como pontes retas ortogonais. Nesses casos, o apoio extremo do canto obtuso deve ser dimensionado para um acréscimo de cargas verticais. A armadura da laje é disposta em forma de leque na zona de extremidade, o que gera uma maior concentração de armadura no canto obtuso, cobrindo o engastamento de extremidade na transversina do apoio.

Além disso, Tardivo (2014), através de modelagem computacional, estudou três casos de pontes esconsas em grelha. Na análise realizada, observou-se que, com o aumento da esconsidade, para todos os casos, houve a diminuição do momento positivo e o aumento do momento negativo na viga junto ao canto obtuso. Observou-se, também, que houve um acréscimo de aproximadamente 20% nas reações de apoio junto desse canto.

2.3. FATORES DE DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS

Segundo Harris (2007), os fatores de distribuição de esforços gerados pelas cargas móveis podem ser determinados de várias maneiras, no entanto, como a definição geral para o método é a relação entre a máxima resposta em um sistema global captado por um método refinado e a resposta máxima de um único membro captado por um método simplificado, em que ambos estão sujeitos ao mesmo carregamento, diversos pesquisadores conceberam os fatores de distribuição em função da utilização do método dos elementos finitos (MEF) como o método refinado para a análise.

Desse modo, os fatores de distribuição de esforços gerados pelas cargas móveis correlacionam o método de análise estrutural em uma dimensão (1D) e o método em duas ou três dimensões (2D ou 3D). De acordo com Barker e Puckett (2014), o fator de distribuição (FD) é definido através da relação entre o esforço interno gerado em determinada posição longitudinal da ponte, geralmente na posição crítica ($[EI]_{refinado}$), determinado através de um método refinado de análise (2D ou 3D) e o mesmo esforço interno definido através da análise 1D da ponte em estudo ($[EI]_{1D}$), como mostra a Equação 1. Nas duas situações, a ponte deve estar submetida ao mesmo carregamento.

$$FD = \frac{EI_{refinado}}{EI_{1D}} \quad (1)$$

Assim, conhecidos os fatores de distribuição, a parcela de esforços devido à carga móvel que vai para cada uma das longarinas é determinada através da multiplicação do fator de

distribuição pelo esforço interno obtido através da análise 1D da estrutura, sem a necessidade de modelar a largura da ponte ou sua altura, o que torna o processo de cálculo mais ágil, ideal para pontes de geometria e capacidade de carga usuais.

Contudo, essa metodologia possui algumas limitações. Assim, segundo a AASHTO (2017), ela só pode ser utilizada em sistemas estruturais de pontes com características específicas, sendo necessário, no caso de pontes esconsas, cautela na interpretação dos resultados de distribuição de esforços para pré-dimensionamento.

3. MODELAGEM NUMÉRICA VIA MEF

A modelagem numérica da presente pesquisa foi realizada com auxílio do programa computacional CSiBridge (2017), versão 21, bem como da literatura existente relacionada ao tema em questão. De acordo com Fu e Wang (2015), a escolha do método de modelagem mais apropriado depende do tipo de informação que se deseja encontrar. Como o foco principal do estudo foi a análise dos esforços internos nas pontes esconsas, modelos tridimensionais, via MEF, foram utilizados devido à sua precisão, grande utilização prática e, principalmente, pela possibilidade de visualização concisa dos resultados.

3.1. IDEALIZAÇÃO DOS MODELOS

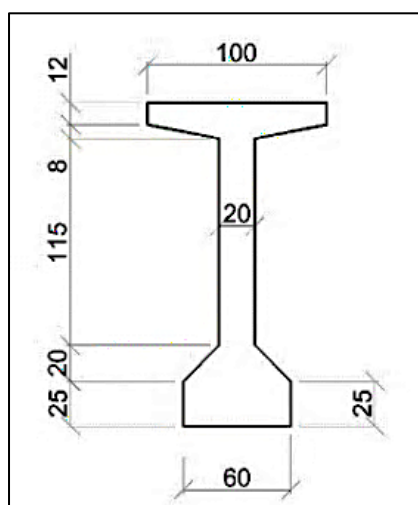
Foram desenvolvidos modelos numéricos no intuito de analisar os fatores de distribuição de momentos fletores e de reações de apoio em pontes esconsas. Para tanto, foi realizada uma análise com base em dois parâmetros: o ângulo de esconsidade (α) e a quantidade de transversinas intermediárias (TIs). Além disso, foram modeladas pontes com diferentes quantidades de longarinas. Averiguou-se, ainda, a precisão das formulações LRFD da AASHTO (2017) quando comparadas ao método numérico (MEF). Sendo assim, para tais análises, foram idealizados 3 grupos.

- Grupo 1 (G1): Superestrutura em grelha com 3 longarinas;
- Grupo 2 (G2): Superestrutura em grelha com 5 longarinas;
- Grupo 3 (G3): Superestrutura em grelha com 7 longarinas.

Para o desenvolvimento deste artigo, o grupo G3 foi utilizado como amostra de análise.

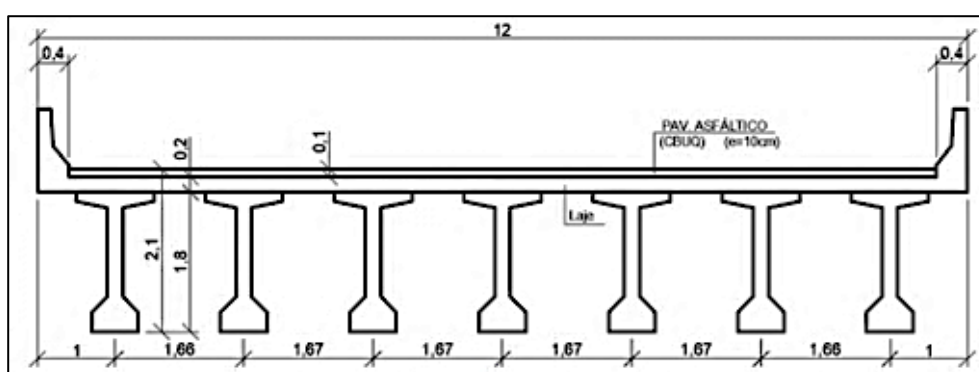
Ademais, na modelagem, as longarinas utilizadas apresentam seção em “I”, cujas características geométricas são apresentadas na Figura 3. Para as transversinas, foi adotada uma seção retangular com altura de 1,35 m e base variável, sendo de 35 cm para as transversinas de apoio e de 25 cm para as intermediárias. No tocante às dimensões das estruturas, estas possuem extensão total de 29,35 m, com um único vão, e suas seções transversais apresentam 12,0 m de comprimento. As configurações transversais do grupo G3 estão apresentadas na Figura 4.

FIGURA 3: CARACTERÍSTICAS DA LONGARINA (DIMENSÕES EM CENTÍMETROS)



FONTE: AUTORES.

FIGURA 4: SEÇÃO TÍPICA DO TABULEIRO DE GRELHA DOS MODELOS DO GRUPO G3 (DIMENSÕES EM METROS)



FONTE: AUTORES.

A Tabela 1 apresenta a síntese dos modelos utilizados na presente pesquisa (referentes ao grupo G3), bem como suas devidas nomenclaturas.

TABELA 1. RESUMO DOS MODELOS DESENVOLVIDOS

Grupo	Modelo*		Seção	Longarinas	Transversinas	α
3	M21	P7LR2T- $\alpha 0^\circ$	"I" moldada <i>in loco</i>	7	2	0°
	M22	P7LR4T- $\alpha 0^\circ$			4	
	M23	P7LR2T- $\alpha 15^\circ$			2	15°
	M24	P7LR4T- $\alpha 15^\circ$			4	
	M25	P7LR2T- $\alpha 30^\circ$			2	30°
	M26	P7LR4T- $\alpha 30^\circ$			4	
	M27	P7LR2T- $\alpha 45^\circ$			2	45°
	M28	P7LR4T- $\alpha 45^\circ$			4	
	M29	P7LR2T- $\alpha 60^\circ$			2	60°
	M30	P7LR4T- $\alpha 60^\circ$			4	

FONTES: AUTORES.

* A identificação de cada ponte especifica o número de longarinas, o número de transversinas intermediárias e o ângulo de esconsidade, nesta ordem. Exemplo: P7LR2T- $\alpha 0^\circ$: Ponte com 7 Longarinas, 2 Transversinas intermediárias e ângulo de esconsidade de 0° .

3.2. MATERIAIS

Em todos os modelos foram utilizadas as mesmas características de material (concreto), definidas de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023). As características adotadas estão apresentadas na Tabela 2.

TABELA 2. PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO MATERIAL

Resistência característica (f_{ck})	Módulo de elasticidade	Coefficiente de Poisson	Peso específico
40 MPa	31870 MPa	0,20	25 kN/m ³

FONTES: AUTORES.

3.3. APARELHOS DE APOIO E CONDIÇÕES DE CONTORNO

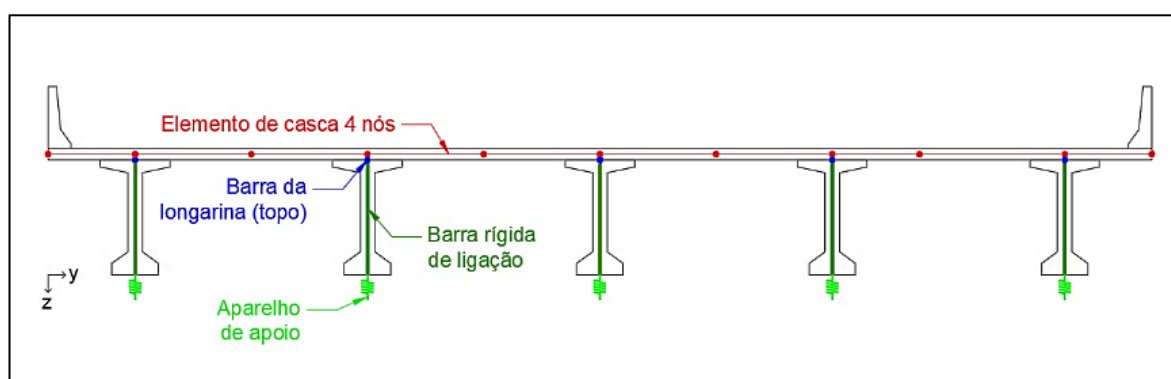
Os aparelhos de apoio foram modelados utilizando-se um link do tipo linear (linear link). Esse tipo de link possui uma relação linear entre a força atuante e seu deslocamento correspondente, que é função da rigidez definida para cada grau de liberdade. A direção local 1 (direção vertical no eixo global) foi considerada como fixa, introduzindo rigidez elevada ($K = 10^{11}$ kN/m). Para as direções locais 2 e 3 (direções U2 e U3), foram definidas rigidezes transversais de 100000 kN/m, de modo a simular um aparelho de apoio do tipo neoprene.

3.4. MODELAGEM NUMÉRICA

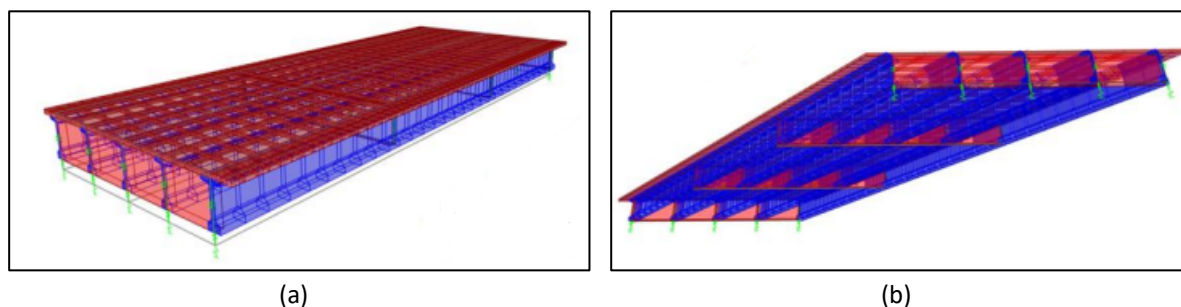
Para a modelagem numérica, utilizou-se modelos tridimensionais, via MEF, através do programa computacional CSiBridge (2017), versão 21. Para todos os modelos desta pesquisa, as longarinas foram modeladas como elementos de barra (*frame*), enquanto a laje e as transversinas foram modeladas com o uso de elementos planos de casca (*shell*), com 4 nós, com espaçamento de malha igual a 50 cm x 50 cm.

A ligação dos nós entre os elementos finitos que representam a ponte com as barras rígidas de interligação foi realizada através da metodologia de nó-mestre-nó-escravo (“*body constraint*”), em que o deslocamento do nó escravo acompanha aquele do mestre, simulando um comportamento de corpo rígido entre eles. Em contrapartida, a ligação da longarina com os apoios foi realizada através de barras rígidas, com comprimento suficiente para transpor o elemento de casca no plano YZ (representando as transversinas de apoio), para conectar-se aos aparelhos de apoio. Nos aparelhos de apoio, foram introduzidos elementos links de rigidez elevada ($K = 10^{11}$ kN/m) nos graus de liberdade restringidos. Na Figura 5, é possível visualizar a discretização dos elementos, ao passo que, na Figura 6, observa-se a modelagem realizada.

Figura 5: Discretização do modelo de ponte em grelha



FONTE: AUTORES.

FIGURA 6: MODELO EXTRUDADO, CONSTRUÍDO ATRAVÉS DO CSIBRIDGE (2017): (A) VISTA SUPERIOR E (B) VISTA INFERIOR

FONTE: AUTORES.

3.5. AÇÕES ATUANTES NA PONTE

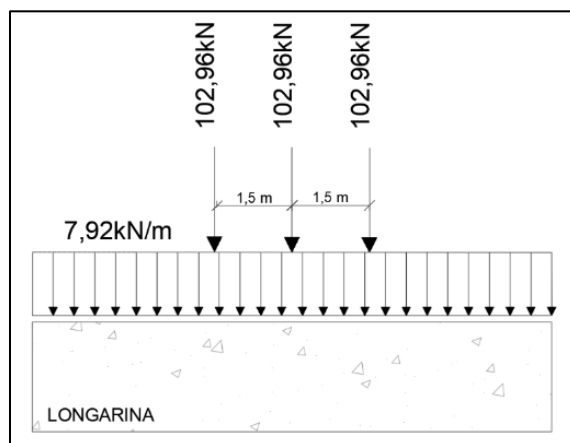
Nesta pesquisa foram consideradas apenas as cargas móveis definidas pela NBR 7188 (ABNT, 2024), ou seja, a carga do veículo-tipo TB-450, correspondente a um veículo-tipo de 450 kN circundado por uma carga distribuída uniforme de 5 kN/m².

3.6. APLICAÇÃO DA PROPOSTA DA AASHTO (2017)

A proposta LRFD, da AASTHO (2017), apresenta formulações para fatores de distribuição de momentos fletores e forças cortantes em pontes, bem como fatores de correção para os casos com esconsidade. Portanto, a título de análise comparativa, os resultados obtidos através da norma americana foram confrontados com aqueles obtidos via MEF, através do CSiBridge (2017).

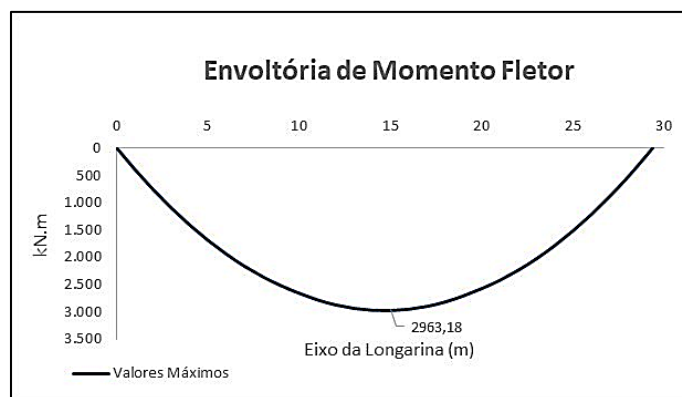
Portanto, para aplicar o trem-tipo brasileiro, TB-450, foram realizadas algumas alterações neste, a fim de compatibilizá-lo com o HL-93, viabilizando a aplicação do método. O trem-tipo brasileiro foi homogeneizado e, posteriormente, ponderado por um coeficiente de impacto de 1,58. Sendo assim, o trem-tipo longitudinal adaptado, apresentado na Figura 7, foi aplicado longitudinalmente na longarina dos modelos, resultando na envoltória de momento fletor apresentada na Figura 8.

FIGURA 7: TREM-TIPO ADAPTADO À PROPOSTA LRFD DA AASHTO (2017)



FONTE: AUTORES.

FIGURA 8: ENVOLTÓRIA DE MOMENTO FLETOR DEVIDA À AÇÃO DO TREM-TIPO ADAPTADO À PROPOSTA LRFD DA AASHTO (2017)



FONTE: AUTORES.

Na envoltória apresentada, foram aplicados os fatores de correção (LLDFs) apresentados na Tabela 3, determinados conforme prescrito na norma americana, sendo obtida a envoltória de momento para cada longarina de acordo com a esconsidade da ponte.

TABELA 3: LLDFs PARA MOMENTO FLETOR NAS LONGARINAS CONFORME ESCONSIDADE

Longarina	0°	15°	30°	45°	60°
V1	0,6148	0,6148	0,5917	0,5620	0,4944
V2	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439
V3	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439
V4	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439
V5	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439
V6	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439

FONTE: AUTORES.

3.7. OBTENÇÃO DOS FATORES DE DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTO FLETOR (FDMFs) E REAÇÕES DE APOIO

Após a modelagem no programa CSiBridge (2017), foram extraídos os momentos fletores devidos à carga móvel nas longarinas de todos os modelos. Os esforços foram analisados em cinco seções de cada longarina, espaçados a cada 5 m contados a partir do apoio do lado esquerdo da ponte.

Com o objetivo de averiguar a distribuição de carga móvel em tabuleiros de pontes esconsas, admitiu-se a possibilidade de se utilizar os fatores de distribuição de momento fletor (FDMFs) determinados através da relação entre os resultados dos momentos fletores nas seções de análise supracitadas para cada longarina ($M_{longarina}^{MEF\ 3D}$), obtidos através dos modelos 3D, e o resultado do momento fletor para toda a ponte (M_{total}^{1D}), obtido através da modelagem da ponte como uma viga (*spine model*), nas mesmas seções, submetido às mesmas cargas móveis. Esse modelo é concebido a partir do princípio de viga equivalente (*equivalent beam*), em que um único elemento linear (barra), posicionado no centro de gravidade do tabuleiro, representa toda a superestrutura da ponte a ser analisada, na qual esse elemento resiste ao conjunto de carregamentos (permanentes e móveis) aplicados à superestrutura.

Na idealização do modelo *spine model* para finalidade da obtenção dos FDMFs, utilizou-se CSiBridge (2017), alterando o modelo estrutural da ponte para a opção *spine model*, utilizando elementos de barra (*spine model using frame objects*). A modelagem da ponte como modelo *spine* foi utilizada em todos os modelos.

Em síntese, os fatores de distribuição de momento fletor (FDMFs) foram calculados como especificado na Equação 2.

$$FDMF = \frac{M_{longarina}^{MEF\ 3D}}{M_{total}^{1D}} \quad (2)$$

Para a análise dos resultados, foram adotadas análises locais e globais, nas pontes, para captar as diferenças percentuais entre os FDMFs e as reações de apoio dos modelos concebidos.

Basicamente, essas formas de análise são comparações das diferenças percentuais entre a parcela de esforço captado em uma longarina, quando posteriormente comparada a outras longarinas do mesmo grupo (análise global) ou à mesma longarina, porém de grupos distintos

(análise local), verificando, sobretudo, o comportamento da distribuição dos momentos fletores e das reações de apoio frente à variação dos parâmetros envolvidos. Vale ressaltar que, para a análise das reações de apoio, foram extraídos os valores dos elementos finitos localizados nas proximidades dos aparelhos de apoio obtidos da modelagem 3D.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

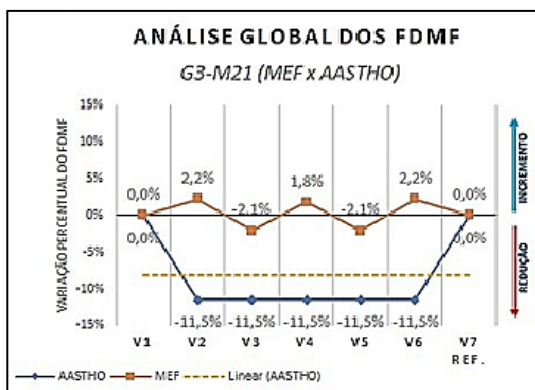
Neste item, são apresentados os resultados dos fatores de distribuição de momentos fletores (FDMFs) e de reações de apoio nas diversas análises realizadas nas pontes em vigas (grelha). Foram utilizados, como referência para a obtenção dos FDMFs, os momentos fletores devidos à carga móvel encontrados através dos modelos numéricos.

4.1. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MODELOS DE ANÁLISE: MEF E PROPOSTA DA AASHTO (2017)

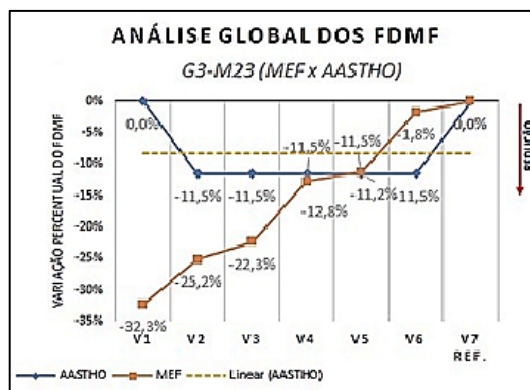
Neste estudo, foi considerado o G3. A análise global desses fatores visou compreender a variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) dos FDMFs, com base na longarina mais próxima ao ângulo agudo (V7).

Ao analisar as variações percentuais dos FDMFs apresentados nas Figuras 9 e 10, no modelo ortogonal, verificou-se um comportamento linear dos resultados obtidos pela proposta da AASHTO (2017), em que as longarinas externas apresentam o mesmo fator e as longarinas internas apresentam um fator menor que a longarina de referência (V7), de -11,5%. Os resultados obtidos pelo MEF apresentaram um comportamento simétrico, no qual as longarinas posicionadas à mesma distância em relação ao eixo central apresentaram o mesmo valor.

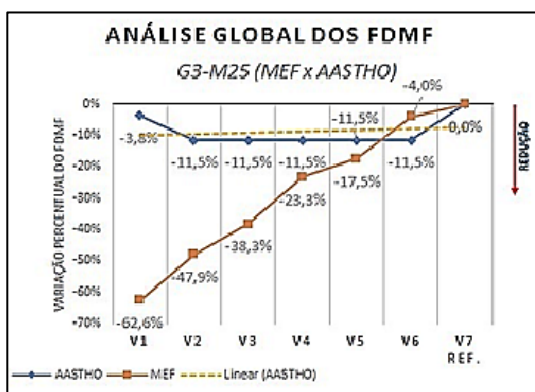
FIGURA 9: ANÁLISE GLOBAL DOS FDMFs DAS PONTES DO G3 SEM TIs, TENDO COMO REFERÊNCIA A V7: A) G3-M21; B) G3-M23; C) G3-M25; D) G3-M27; E) G3-M29



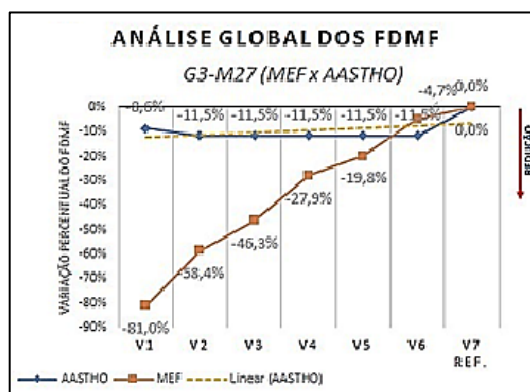
(a)



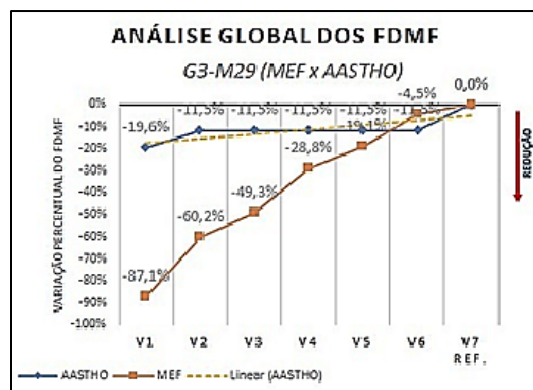
(b)



(c)



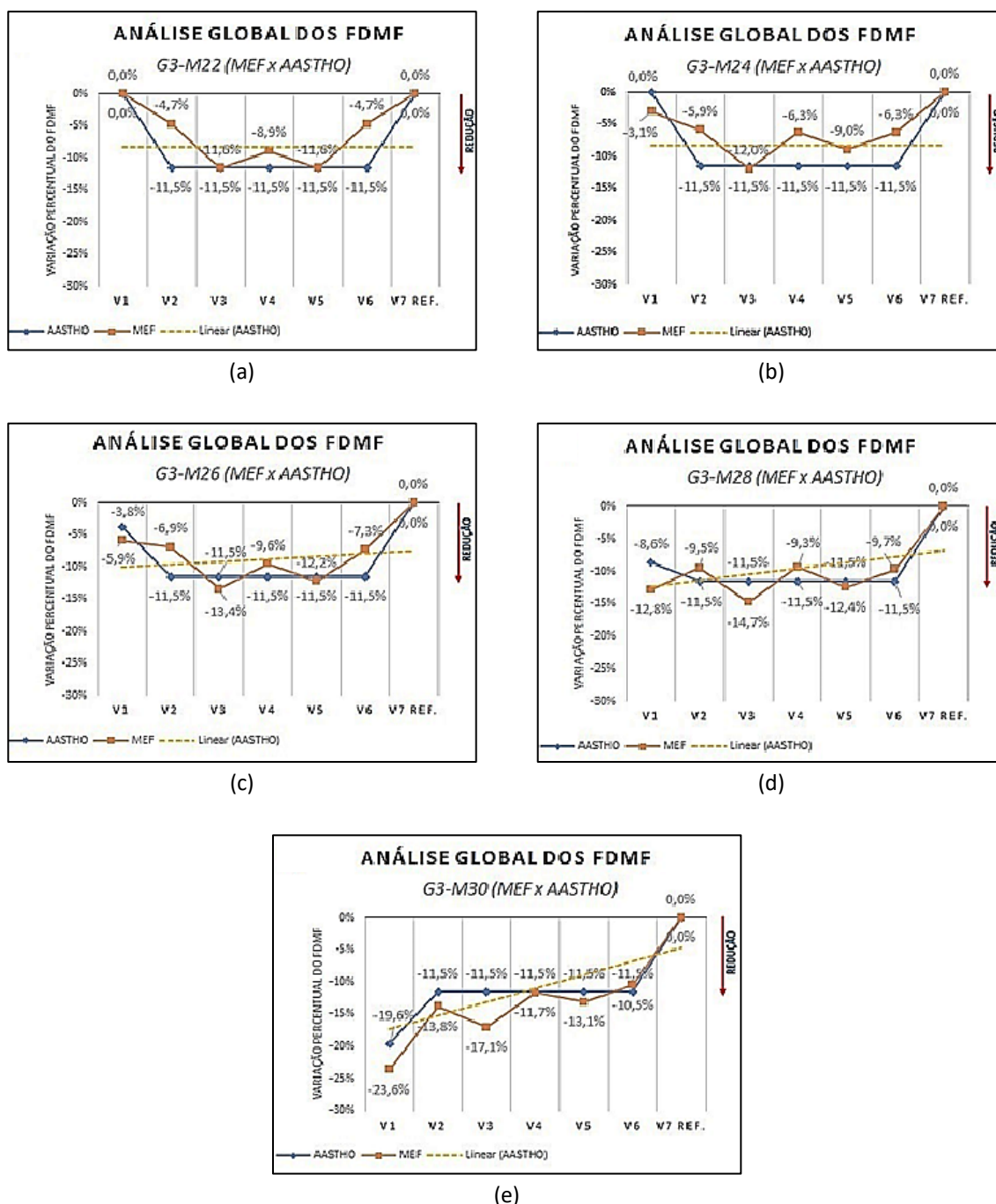
(d)



(e)

FONTE: AUTORES.

FIGURA 10: ANÁLISE GLOBAL DOS FDMFs DAS PONTES DO G3 COM TIs, TENDO COMO REFERÊNCIA A V7: A) G3-M21; B) G3-M23; C) G3-M25; D) G3-M27; E) G3-M29



FONTE: AUTORES.

Como a introdução da esconsidade, analisando o comportamento da longarina V1, localizada próxima ao ângulo obtuso, verificou-se, em ambos os métodos, a redução dos percentuais dos FDMFs com o aumento da esconsidade. Porém, percebeu-se que, no MEF, essa variação

foi bem mais expressiva. Para o modelo G3-M29, com 60° de esconsidade, a variação pela proposta da AASHTO (2017) foi de -19,6%, ao passo que, pelo MEF, essa variação foi de -87,1%. No caso do modelo G3-M30, com 60° de esconsidade e 2 TIs, a variação pela proposta da norma americana foi de -19,6%, enquanto, pelo MEF, essa variação foi de -23,6%.

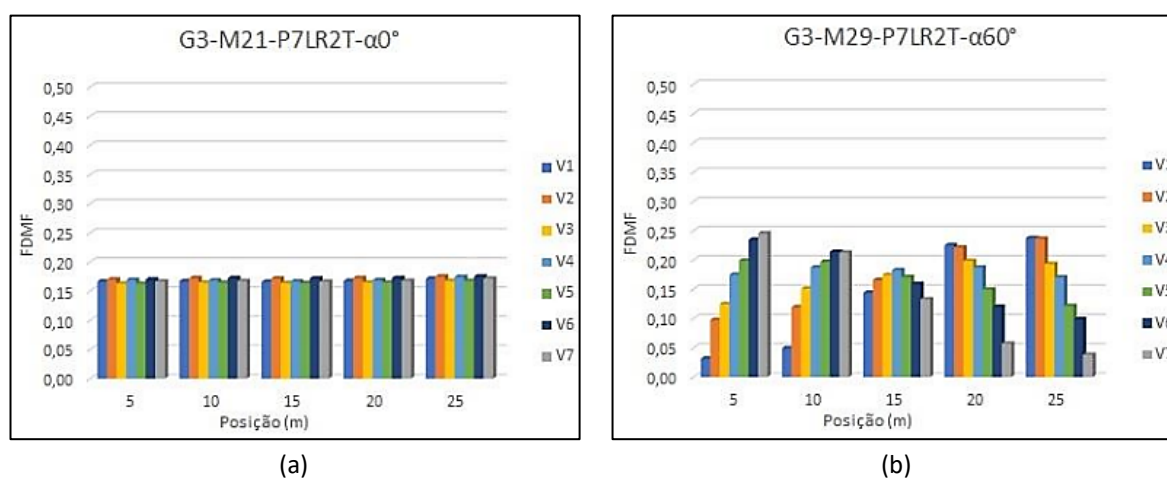
Essa variabilidade de resultados mostrou, com base nas respostas dos modelos propostos, que há a necessidade da ampliação dos fatores de distribuição propostos pela AASHTO (2017), a fim de considerar a mudança de rigidez do tabuleiro devido à presença das transversinas e, também, a presença da esconsidade.

4.2. EFEITO DA ESCONSIDADE NA DISTRIBUIÇÃO DO MOMENTO FLETOR DEVIDO DE CARGA MÓVEL

Nesta etapa, foram analisadas a distribuição e a variação dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMFs) devido à ação das cargas móveis, parametrizando a esconsidade. A análise foi realizada ao longo do comprimento das longarinas, sendo consideradas as cinco seções definidas anteriormente.

Os resultados mostraram, nas situações da ponte ortogonal, os fatores (FDMFs) igualmente distribuídos nas longarinas. Ao promover a variação da esconsidade da ponte, essa igualdade começou a ser afetada, principalmente, nas longarinas da extremidade, diminuindo nas seções localizadas próximas ao ângulo obtuso e aumentando no sentido do ângulo agudo (Figura 11).

FIGURA 11: FDMFs DAS PONTES DO G3 SEM TIS OBTIDOS ATRAVÉS DO CSI BRIDGE (2017): (A) G3-M21 E (B) G3-M29



Fonte: Autores.

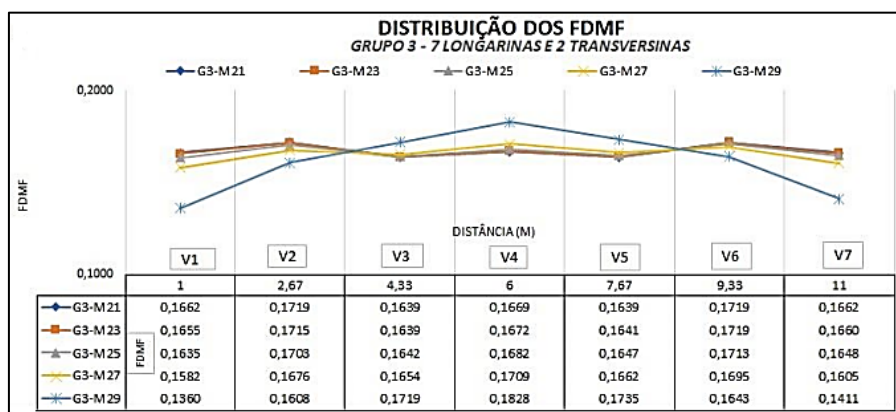
Em todas as situações estudadas, os resultados mostraram, nas situações de ponte ortogonal, a distribuição simétrica dos FDMFs devidos à carga móvel. Após a introdução da esconsidade, ocorreu a alteração da distribuição do momento fletor, afetando o comportamento simétrico, com uma tendência de decréscimo dos fatores em direção ao ângulo obtuso para todos os casos – tendência que se intensificou com aumento da esconsidade. Nos modelos com esconsidade, todas as longarinas apresentaram variações percentuais negativas. Esse resultado mostra que os FDMFs nas longarinas foram inferiores àqueles da longarina de referência, próximo ao ângulo agudo.

4.3. EFEITO DO NÚMERO DE TRANSVERSINAS NA DISTRIBUIÇÃO DO MOMENTO FLETOR DEVIDO À CARGA MÓVEL

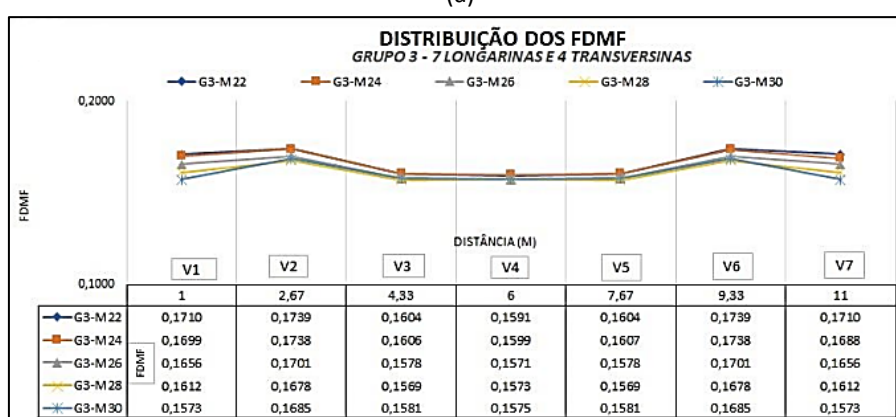
As transversinas têm um papel relevante na distribuição transversal dos esforços de pontes, pois são capazes de aumentar substancialmente a rigidez do tabuleiro. Portanto, foi avaliada a real influência da utilização das transversinas intermediárias (TIs) para pontes esconsas no plano horizontal, sob aplicação das cargas móveis, realizando a variação no número de transversinas aplicadas nos modelos propostos e verificando a distribuição e variação dos FDMFs.

Assim, foi realizada a análise local dos FDMFs para pontes retas e esconsas, para pontes com 0 TI e 2 TIs, mantendo padrão em todos os modelos as transversinas de apoio (TAs). Os fatores de distribuição de momento fletor devidos à carga móvel foram calculados em todos os modelos de estudo dos grupos, em situações com e sem transversinas intermediárias (0 TI e 2 TIs). A análise foi realizada no meio do vão da ponte esconsa. A Figura 12 apresenta o gráfico com o resultado dos modelos do G3 com e sem TIs, com sete longarinas.

FIGURA 12: FDMFs DAS PONTES DO G3 OBTIDOS ATRAVÉS DO CSiBRIDGE (2017): (A) SEM TIs E (B) COM 2 TIs



(a)



(b)

FONTE: AUTORES.

Ao se comparar os dois gráficos, observou-se, nos modelos sem TIs, que o aumento da esconsidade gerou um decréscimo dos FDMFs para as longarinas V1, V2, V6 e V7, sendo mais pronunciado para a esconsidade de 60°. Nas longarinas mais centrais, V3, V4 e V5, ocorreu um acréscimo dos fatores que também foi mais pronunciado para 60° de esconsidade. A análise dos modelos com 2 TIs mostra um comportamento distinto, em que ocorreu o decréscimo dos FDMFs para praticamente todas as longarinas com o aumento da esconsidade.

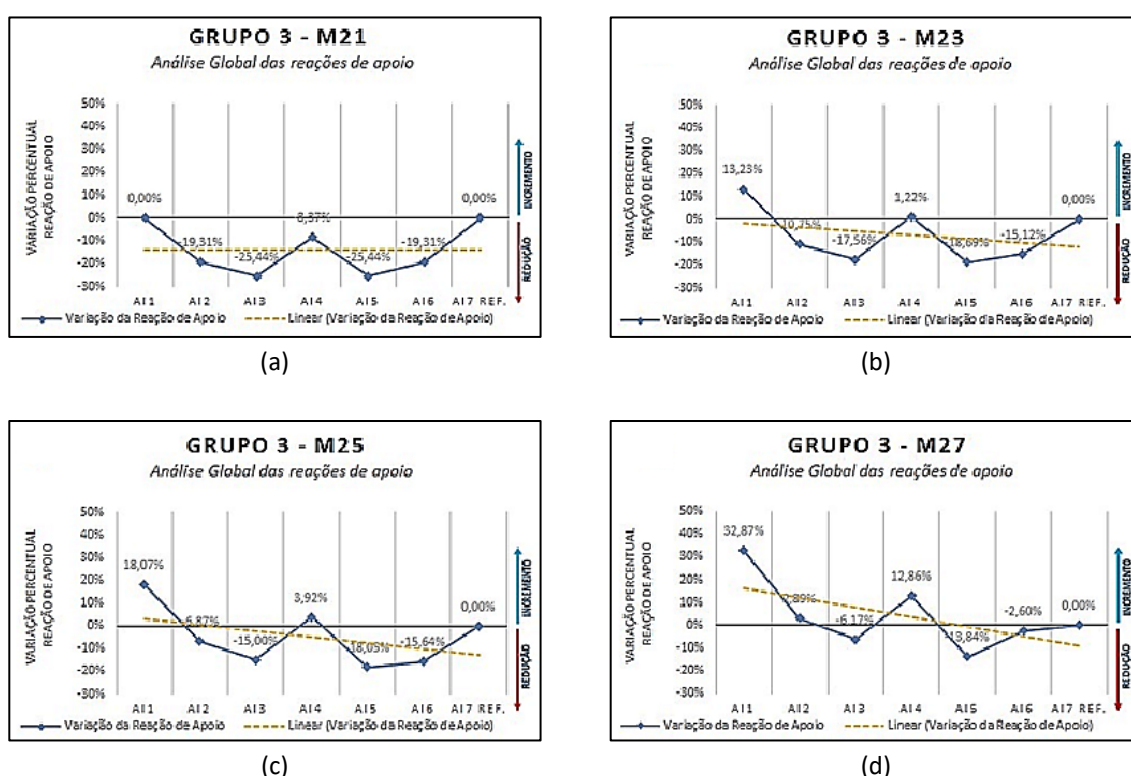
Os resultados mostraram, em todas as situações estudadas, que a variação do ângulo de esconsidade acarretou a alteração da distribuição do momento fletor. No geral, os maiores decréscimos tenderam a ocorrer nas longarinas externas e, os maiores acréscimos, nas longarinas centrais.

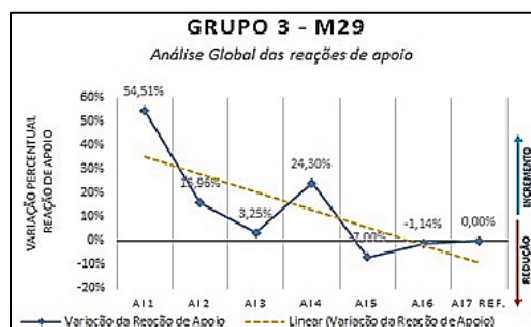
4.4. EFEITO DA ESCONSIDADE NAS REAÇÕES DE APOIO

Para a verificação do comportamento das reações de apoio devido à ação das cargas móveis, com a esconsidade, foram escolhidos, para a análise, os aparelhos de apoio localizados no início do tabuleiro (AIs), visto que as reações do final do tabuleiro se repetem, porém, de maneira inversa.

Analisando os resultados, apresentados graficamente na Figura 13, pode-se observar que, nos modelos de ponte ortogonal, as reações foram distribuídas de maneira uniforme. Assim, os apoios com mesma distância em relação ao eixo central apresentaram valores iguais. O incremento da esconsidade nos modelos gerou a alteração das reações que passaram a ser assimétricas e desiguais, ocorrendo uma tendência crescente em direção ao ângulo obtuso. Esse comportamento foi observado em todos os grupos estudados. Vale ressaltar que, quanto maior o ângulo de esconsidade, maiores foram os valores das variações percentuais.

FIGURA 13: REAÇÕES DE APOIO DAS PONTES DO G3 SEM TIs, TENDO COMO REFERÊNCIA O A17, ATRAVÉS DO CSIBRIDGE (2017): A) G3-M21; B) G3-M23; C) G3-M25; D) G3-M27; E E) G3-M29





(e)

FONTE: AUTORES.

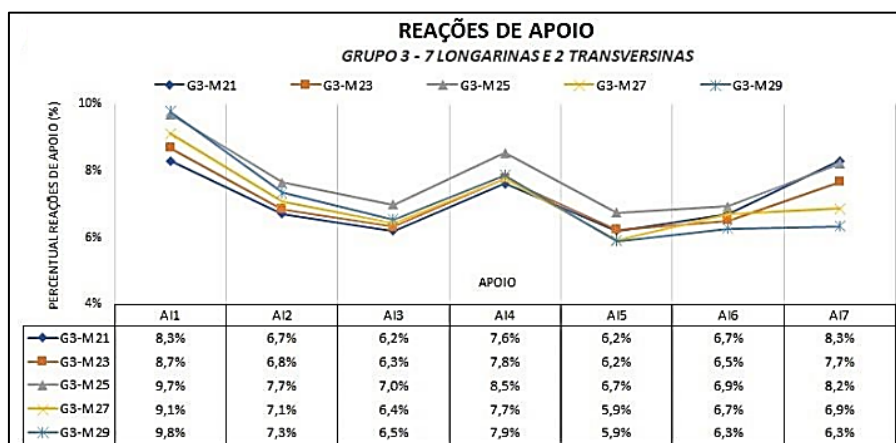
Nas análises realizadas para modelos com 2 transversinas de apoio e 2 transversinas intermediárias, o comportamento foi bem semelhante àquele dos modelos do mesmo grupo e que não apresentavam transversinas intermediárias, ou seja, o incremento da esconsidade, nos modelos, gerou a alteração das reações, que passaram a ser assimétricas e desiguais, ocorrendo uma tendência crescente em direção ao ângulo obtuso.

4.5. EFEITO DO NÚMERO DE TRANSVERSINAS NAS REAÇÕES DE APOIO

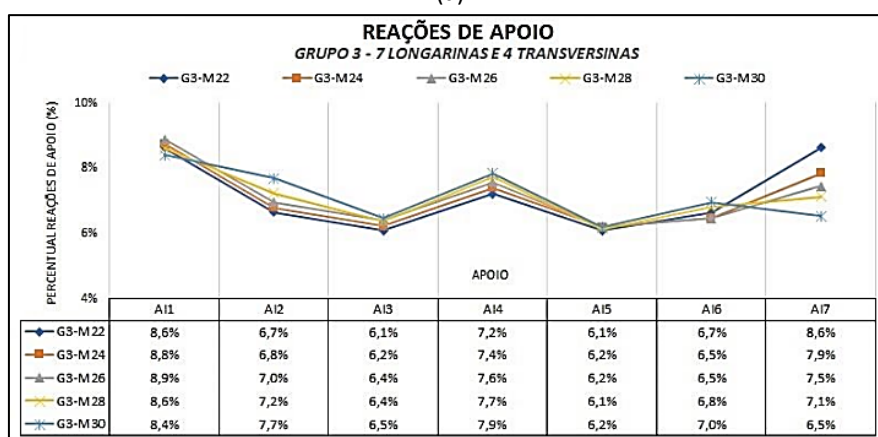
Nesta etapa, foi avaliada a influência da utilização das transversinas intermediárias em pontes esconsas no plano horizontal, sob aplicação das cargas móveis, variando o número de transversinas aplicadas nos modelos propostos e verificando os efeitos gerados nas reações de apoio.

Primeiramente, foi realizada a análise local das reações de apoio para pontes retas e esconsas (Figura 14). Ao se comparar os dois gráficos apresentados, observou-se que, em todos os modelos, as reações de apoio foram afetadas com o aumento da esconsidade. Nos apoios próximos ao ângulo agudo, A17, ocorreram reduções das reações. Nos apoios próximos ao ângulo obtuso, ocorreram aumentos. Porém, é notório que, para os casos com TIs, a diferença nos apoios A13 e A12 foram mais acentuadas.

FIGURA 14: REAÇÕES DE APOIO DAS PONTES DO G3 OBTIDAS ATRAVÉS DO CSI BRIDGE (2017): (A) SEM TIS E (B) COM 2 TIS



(a)



(b)

FORNTE: AUTORES.

5. CONCLUSÕES

Neste artigo, após a realização de uma análise comparativa entre o MEF e a proposta LRFD da AASHTO (2017), verificou-se que há a necessidade da ampliação dos fatores de distribuição propostos pela norma americana, a fim de considerar a mudança de rigidez do tabuleiro devida à presença das transversinas e, também, a presença da esconsidade e seus efeitos.

Com relação ao efeito da esconsidade na distribuição dos momentos fletores devidos à carga móvel, os resultados mostraram, nas situações da ponte ortogonal, uma distribuição simétrica dos FDMFs. Após a introdução da esconsidade, ocorreu a alteração da distribuição do momento fletor, afetando o comportamento simétrico, com tendência de decréscimo dos fatores em direção ao ângulo obtuso para todos os casos – tendência que se intensificou com aumento da esconsidade.

Para a análise do efeito do número de transversinas na distribuição dos momentos fletores devidos à carga móvel, os resultados mostraram, em todas as situações estudadas, que a adição de transversinas intermediárias tornou a distribuição de momento fletor mais equivalente entre as longarinas. Ou seja, de forma geral, houve uma redistribuição de momento fletor com o uso das transversinas intermediárias, visto que parte do esforço das longarinas mais solicitadas migrou para as menos solicitadas. Essa contribuição foi mais efetiva em pontes que apresentaram maiores graus de esconsidade, uma vez que seu aumento afetou de maneira mais significativa a distribuição do momento fletor.

O efeito da esconsidade nas reações de apoio devidas à carga móvel mostrou, nas análises globais, que, nos modelos de ponte ortogonal, as reações foram distribuídas uniformemente, apresentando valores iguais para os apoios posicionados à mesma distância do eixo central. A introdução da esconsidade gerou um comportamento desigual das reações, ocorrendo uma tendência crescente em direção ao ângulo obtuso. Em relação ao efeito do número de transversinas nas reações de apoio, pode-se observar um comportamento semelhante nos modelos com e sem transversinas intermediárias. Ambos apresentaram, com o aumento da esconsidade, uma tendência de acréscimo do valor da reação de apoio em direção aos apoios próximos ao ângulo obtuso e uma grande redução no apoio próximo ao ângulo agudo.

BIBLIOGRAFIA

AASHTO (2017), **Bridge Design Specifications**, 8 ed., American Association Of State Highway And Transportation Officials; Washington, D.C., EUA.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2023), **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, 3 ed., Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2024), **ABNT NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, 2 ed., Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

BARKER, R. M.; Puckett, J. A. (2014), **Design of Highway Bridges: an LRFD approach**, 3. ed., John Wiley & Sons, Hoboken, Nova Jersey, EUA.

CAVALCANTE, G. H. F. (2016), **“Contribuição ao estudo da influência de transversinas no comportamento de sistemas estruturais de pontes”**, Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Alagoas, Maceió, Brasil.

CHEN, W.; Duan, L. (2000), **Bridge Engineering handbook**, CRC Press, Boca Raton, Flórida, EUA.

CSI – **Computers & Structures**, Inc. CSiBridge® (2017). Versão 19.

FU, C. C.; Wang, S. (2015), **Computational Analysis and Design of Bridge Structures**, CRC Press, Boca Raton, Flórida, EUA.

HARRIS, D. K. (2007), **“Lateral load distribution and deck design recommendations for the sandwich plate system (SPS) in bridge applications”**, Thesis (Doctoral), Virginia Tech, Blacksburg, USA.

HUO, X. S.; Zhang, Q. (2008), **“Effect of skewness on the distribution of live load reaction at piers of skewed continuous bridges”**, Journal of Bridge Engineering, Volume 13, n. 1, 110-114.

LEONHARDT, F. (1979), **Construções de concreto – Volume VI: princípios básicos da construção de pontes de concreto**, Interciência, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

MEDINO, U. A.; Silva Filho, J. N.; Marques, S. O.; Pujatti, O. L. V.; Rebouças, A. S. (2017), **“Análise comparativa das taxas de armadura de flexão em pontes com longarinas retas com esforços obtidos a partir da repartição de cargas utilizando modelos analítico e numérico”**, Anais do XXXVIII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), Florianópolis, Santa Catarina, Brasil.

MENDES, L. C. (2017), **Pontes**, 2. ed., EdUFF, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

O’BRIEN, E.; Keogh, D. (1999), **Bridge deck analysis**, CRC Press, London, England.

TARDIVO, F. G. (2014), **“Estudo de esquemas estruturais e modelagem de tabuleiros de pontes esconsas”**, Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

6

Pontes retas alargadas em concreto armado: a influência da resistência do concreto na distribuição de momento fletor devido à carga móvel

COSTA, Fernanda Karen Melo da

Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

FILHO, José Neres da Silva

Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

BARROS, Rodrigo

Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

MACIEL, Daniel Nelson

Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

NETO, Joel Araújo do Nascimento

Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

Resumo: Esta pesquisa consiste na análise da distribuição de momento fletor, devido à carga móvel entre longarinas de pontes retas de concreto armado que passaram por um processo de alargamento da superestrutura. Sendo assim, foram desenvolvidos modelos analíticos de repartição de cargas em tabuleiros de pontes com base nos princípios do método de Leonhardt e modelos numéricos, via Método dos Elementos Finitos (MEF), com o auxílio do programa CSiBridge®, versão 21, a fim de analisar situações de pontes com diferentes números de longarinas e com concretos de diferentes resistências à compressão nas regiões de alargamento. Além disso, foi feita uma aplicação da proposta da AASHTO LRFD (2017) de repartição de cargas a fim de comparar seus resultados com os resultados dos modelos analíticos e numéricos. A partir dos modelos desenvolvidos, foi possível concluir que a distribuição de esforços entre longarinas de mesma geometria depende fundamentalmente da resistência do concreto na região de alargamento e que, quanto maior é a resistência do concreto no alargamento, mais esforços são absorvidos pelas longarinas de alargamento e menos pelas longarinas já existentes.

Palavras-chave: Análise Estrutural; Pontes em Concreto; Fator de distribuição de Cargas; MEF.

1. INTRODUÇÃO

As pontes e os viadutos são estruturas de significativa importância para o desenvolvimento econômico de um país ou região, uma vez que permitem fazer conexões entre localidades e transpor obstáculos naturais ou criados pelo homem. Além disso, essas estruturas exigem grande conhecimento científico para garantir a segurança no projeto, execução e também em casos de recuperação e/ou reforço e ampliações que visam atender às atuais condições de tráfego.

Com o passar dos anos, nota-se o aumento exponencial do tráfego rodoviário, ao mesmo tempo em que ocorrem alterações dos veículos que trafegam nas rodovias. Em consequência disso, muitas pontes antigas se tornaram ou podem se tornar estruturalmente inseguras e insuficientes para as demandas atuais, necessitando, portanto, de intervenções de recuperação, reforço e alargamento para se adequarem às cargas móveis atualmente exigidas em normas técnicas e aos novos gabaritos transversais das rodovias.

Entretanto, segundo Vitório & Barros (2012) e Vitório (2013), a literatura técnica sobre pontes aborda predominantemente o projeto e a construção de obras novas, de forma que a ampliação de pontes existentes ainda é pouco explorada. Acrescenta-se também que existem poucos estudos científicos envolvendo o comportamento estrutural e a distribuição de cargas móveis em tabuleiros de pontes e viadutos e, menos ainda, pesquisas referentes à distribuição de esforços internos em superestruturas com tabuleiros alargados e de rigidez variável.

Sendo assim, com o intuito de contribuir para o entendimento do comportamento estrutural de pontes alargadas, esta pesquisa se propôs a realizar um estudo de tabuleiros alargados de concreto armado e com múltiplas longarinas por meio da análise da distribuição de momentos fletores devido à carga móvel. Para tanto, foram desenvolvidos diversos modelos analíticos e numéricos de pontes retas com diferentes condições de alargamento, a fim de obter os esforços internos absorvidos pelas longarinas em cada situação e compreender como ocorrem as distribuições de cargas em tabuleiros alargados.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. ANÁLISE ESTRUTURAL DE PONTES

Na superestrutura de uma ponte em vigas, existem três elementos essenciais: as vigas longitudinais (vigas principais ou longarinas), as vigas transversais (vigas secundárias ou transversinas) e a laje (tabuleiro). De uma maneira geral, nas pontes em vigas, as longarinas se apoiam nos pilares, mas não transmitem momentos fletores, sendo comum a análise estrutural da superestrutura separadamente da mesoestrutura e considerando apoios indeformáveis.

A análise desse tipo de estrutura é bastante complexa, o que motivou o desenvolvimento de diversos métodos simplificados que analisam a superestrutura separadamente da mesoestrutura e infraestrutura. Como exemplo disso, têm-se os conhecidos “métodos dos coeficientes de repartição de cargas”, os quais quantificam a parcela de carga móvel que é atribuída a cada longarina e que, posteriormente, será combinada com as cargas permanentes obtidas por área de influência, possibilitando o seu dimensionamento separadamente dos demais elementos da ponte.

Fu & Wang (2015) afirmam que a análise estrutural de pontes pode considerar a superestrutura e a subestrutura (mesoestrutura e infraestrutura) acopladas em um só modelo. No entanto, quando os efeitos da subestrutura não são essenciais para toda a análise, como no caso de análises de terremotos ou elevados recalques de apoio, a superestrutura pode ser estudada separadamente.

A AASHTO LRFD (2017) categoriza a análise de superestruturas de pontes em métodos aproximados e métodos refinados de análise. Nesse contexto Fu & Wang (2015) dizem que uma superestrutura de uma ponte pode ser modelada e analisada por três formas distintas:

- a) Modelagem unidimensional (1D), determinada pela AASHTO LRFD (2017) como modelos de análise aproximada;
- b) Modelagem bidimensional (2D) em grelha ou utilizando métodos numéricos de disposição plana;
- c) Modelagem tridimensional (3D) utilizando métodos numéricos (geralmente o Método dos Elementos Finitos).

2.2. FATORES DE DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS EM PONTES COM MÚLTIPLAS LONGARINAS

De acordo com Cho *et al.* (2014), o conceito dos fatores de distribuição foi introduzido por Westergaard (1930) e por Newmark (1948), mas só foi incluído na AASHTO no início dos anos 90. Zokaie *et al.* (1991) desenvolveram formulações novas para diversos tipos de pontes retas, que são a essência dos fatores de distribuição de carga introduzidos na AASHTO LFRD (1994) e até hoje utilizados para projetos de pontes e viadutos. Os problemas observados com a metodologia excessivamente simplificada na especificação AASHTO LFRD levaram a um estudo do *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) 12-26, intitulado “Distribuição de Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias”, a fim de desenvolver melhores métodos de distribuição de carga lateral na superestrutura das pontes. As recomendações do estudo para os fatores de distribuição das cargas móveis foram incorporadas na especificação AASHTO LRFD com pequenos ajustes e estão vigentes atualmente na AASHTO LRFD (2017), onde poderão ser encontradas as equações analíticas simplificadas, bem como suas limitações de aplicação.

Segundo Harris (2007), o fator de distribuição das cargas móveis pode ser determinado de várias maneiras, no entanto, a definição geral para o método é a relação entre a máxima resposta em um sistema global captado por um método refinado e a resposta máxima de um único membro captado por um método simplificado, onde ambos estão sujeitos ao mesmo carregamento.

Seguindo essa linha, Barker & Puckett (2013), definem que, de modo geral, o fator de distribuição de esforços internos consiste na relação entre o esforço interno de um ponto específico da ponte, geralmente um ponto crítico, determinado através de uma análise refinada (2D ou 3D), e o mesmo esforço interno obtido a partir de uma análise unidimensional (1D), ambos os modelos submetidos ao mesmo conjunto de cargas. Isto é, em uma ponte com múltiplas longarinas, por exemplo, pode-se obter os fatores de distribuição de esforços internos em cada longarina (FD) dividindo-se os esforços obtidos a partir de um modelo refinado ($Sd_{refinado}$) pelo esforço obtido a partir de um modelo unidimensional (Sd_{1D}) (Equação (1)). Neste caso, os fatores de distribuição corresponderiam à parcela do esforço total que é transmitida para cada longarina.

$$FD = \frac{Sd_{refinado}}{Sd_{1D}} \quad (1)$$

Para se obter os esforços nos elementos da superestrutura de uma ponte, pode-se optar pela utilização de algum método analítico para avaliar a distribuição de cargas móveis nos elementos da superestrutura. Vale salientar que na literatura nacional e internacional de pontes existem diversos procedimentos de cálculo que avaliam a distribuição de cargas em tabuleiros, tais como: o método de *Engesser-Courbon*, o método de *Leonhardt*, o método de *Guyon-Massonet-Bares* e o processo de *Fauchart*.

3. MODELOS E METODOLOGIA DE ESTUDO

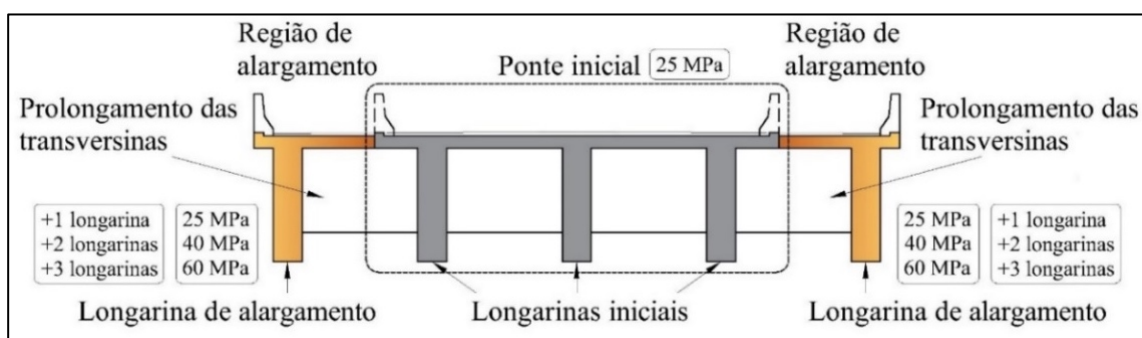
As pontes que serviram de base para esse estudo são pontes retas ortogonais isostáticas de concreto armado que passaram por um processo de alargamento. Tais pontes permitiram a obtenção de Fatores de Distribuição de Momentos Fletores (FDMF's) e a análise da influência da resistência à compressão do concreto da região de alargamento nesses fatores.

Dessa forma, para a obtenção dos dados, foram adotadas as seguintes situações hipotéticas (Figura 1):

1. Primeiramente, considerou-se que as pontes inicialmente construídas (antes do processo de alargamento) possuíam apenas três longarinas (V1, V2 e V3) e concreto de 25 MPa de resistência característica à compressão;
2. Em seguida, considerou-se que estas pontes sofreram um alargamento em ambas as extremidades da seção transversal, com o incremento de novas longarinas de mesma geometria das longarinas iniciais, aumento do comprimento das transversinas e sem qualquer tipo de reforço da estrutura já existente;
3. Para o número de longarinas, foram admitidas três situações distintas: (1) incremento de uma longarina em cada extremidade da seção transversal (denominadas “pontes com 5 longarinas”); (2) incremento de duas longarinas em cada extremidade da seção transversal (denominadas “pontes com 7 longarinas”) e (3) incremento de três longarinas em cada extremidade da seção transversal (denominadas “pontes com 9 longarinas”);

4. Para a resistência à compressão do concreto, foram adotados concretos na região de alargamento de 25 MPa, 40 MPa ou 60 MPa;
5. Considerou-se também que as pontes possuíam 9 transversinas intermediárias uniformemente espaçadas ao longo do vão da ponte.

FIGURA 1: ESQUEMA GERAL DOS MODELOS DE ESTUDO



Fonte: Autores.

A Tabela 1 exibe um resumo dos modelos desenvolvidos com a identificação de cada ponte analisada na pesquisa.

TABELA 1. RESUMO DOS MODELOS DESENVOLVIDOS

Grupo	Número de longarinas	Resistência à compressão do concreto na região de alargamento	Identificação da ponte*
G1	5	25 MPa	P5L9T25R
		40 MPa	P5L9T40R
		60 MPa	P5L9T60R
G2	7	25 MPa	P7L9T25R
		40 MPa	P7L9T40R
		60 MPa	P7L9T60R
G3	9	25 MPa	P9L9T25R
		40 MPa	P9L9T40R
		60 MPa	P9L9T60R

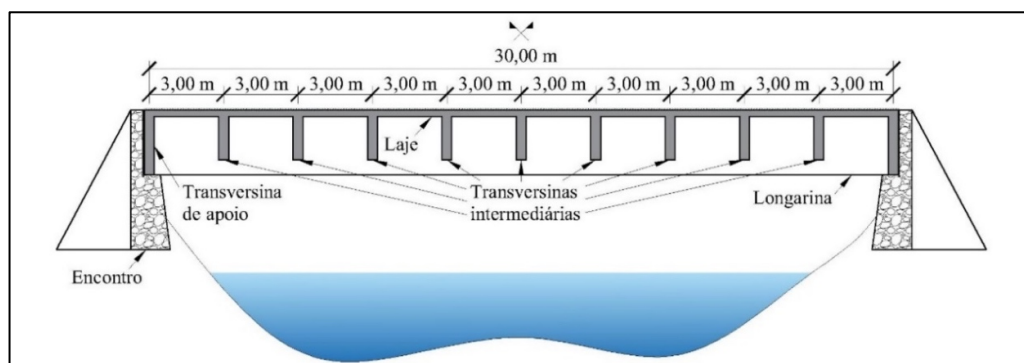
Fonte: Autores.

*A identificação de cada ponte especifica o número de longarinas, o número de transversinas intermediárias e a resistência à compressão do concreto da região de alargamento, nesta ordem. Exemplo: P5L9T25R: Ponte com 5 Longarinas, 9 Transversinas intermediárias e concreto de 25 MPa de Resistência na região de alargamento.

3.1. GEOMETRIA

A superestrutura das pontes desse estudo é composta por um tabuleiro sobre vigas retas de alma cheia apoiadas em encontros de extremidade, com um vão total de 30,00 m entre os eixos das transversinas de apoio e 9 transversinas intermediárias (Figura 2).

FIGURA 2: SEÇÃO LONGITUDINAL DAS PONTES



Fonte: Autores.

Quanto à geometria transversal, foi definido um espaçamento uniforme de 3,00 m entre os eixos das longarinas (Tabela 2). Para as longarinas foram determinadas uma largura de 0,60 m e altura de 2,60 m e as lajes do tabuleiro possuem espessura de 25 cm. As transversinas intermediárias foram solidarizadas com a laje do tabuleiro e possuem 0,40 m de largura e 2,00 m altura.

TABELA 2. GEOMETRIA DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DAS PONTES COM 5, 7 E 9 LONGARINAS

Pontes	Seção transversal	Distância entre eixos das longarinas (A)	Distância do balanço lateral (B)	Comprimento total (L)
P5L9T25R P5L9T40R P5L9T60R		3,00 m	0,70 m	13,40 m
P7L9T25R P7L9T40R P7L9T60R		3,00 m	1,70 m	21,40 m
P9L9T25R P9L9T40R P9L9T60R		3,00 m	1,30 m	26,60 m

Fonte: Autores.

3.2. MATERIAIS

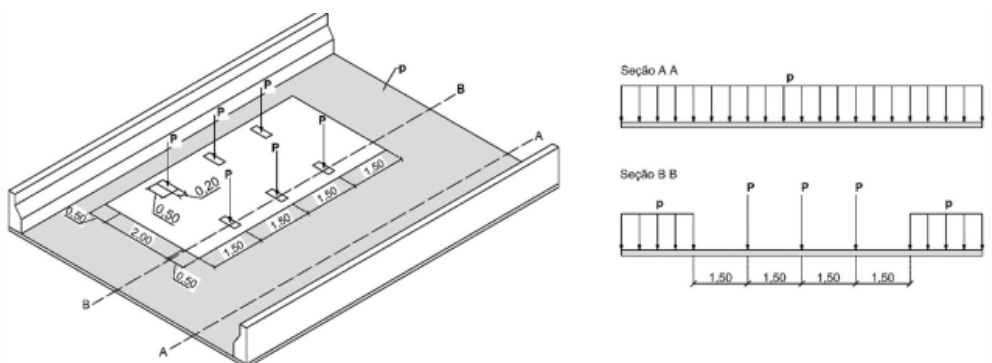
Todas as pontes-modelo deste estudo são de concreto armado moldado no local, com resistência à compressão de 25 MPa na região da ponte, inicialmente construída e 25MPa, 40 MPa ou 60 MPa na região de alargamento. Conforme recomendações da Norma Brasileira vigente, a NBR 6118 (ABNT, 2023), (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento), os módulos de elasticidade longitudinais secantes para os concretos de 25 MPa, 40 MPa e 60 MPa são 24 GPa, 32 GPa e 40 GPa, respectivamente, o coeficiente de Poisson é igual a 0,2 e a massa específica, 2.500 kg/m^3 .

As análises feitas nesse estudo foram realizadas em regime elástico linear, sendo válida a hipótese de pequenos deslocamentos. Desse modo, os modelos desenvolvidos, principalmente os modelos numéricos, não levaram em consideração a não-linearidade física do material e da fissuração, nem os efeitos da não-linearidade geométrica.

3.3. AÇÕES

Nesta pesquisa, considerou-se a atuação do veículo-tipo padrão TB-450 definido pela Norma Brasileira NBR 7188 (ABNT, 2024), (Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas). As características deste veículo são: peso total de 450 kN com seis rodas ($P = 75 \text{ kN}$) e três eixos de carga afastadas entre si em 1,50 m, com área de ocupação de $18,00 \text{ m}^2$ e circundada por uma carga uniforme distribuída constante de $p = 5,00 \text{ kN/m}^2$ (Figura 3).

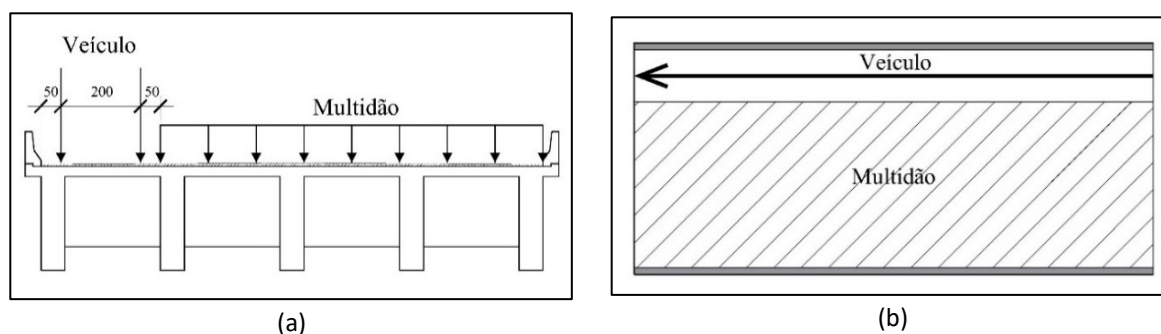
Figura 3: Disposição das cargas do veículo-tipo brasileiro NBR 7188 (Fonte: ABNT, 2024)



Fonte: Autores.

Para o cálculo dos Fatores de Distribuição de Momento Fletor (FDMF's), o carregamento móvel foi considerado com o veículo-tipo, representado pelas cargas pontuais "P", atravessando a ponte longitudinalmente em uma trajetória retilínea paralela ao seu eixo. O veículo foi posicionado na extremidade esquerda da seção transversal. Esta posição se justifica pelo fato da maioria das vezes concentrar maiores esforços em uma única longarina, a qual, nesses casos, é a longarina de extremidade V4, e, por isso, ser de grande importância para o projeto de pontes (Figura 4).

FIGURA 4: DISPOSIÇÃO DAS CARGAS DO VEÍCULO-TIPO BRASILEIRO: (A) VISTA FRONTAL E (B) VISTA SUPERIOR



Fonte: Autores.

3.4. OBTENÇÃO DOS RESULTADOS

A avaliação do alargamento de pontes de concreto armado foi feita por meio de dados de Fatores de Distribuição de Momento Fletor (FDMF's), os quais foram calculados apenas para as cargas móveis atuantes nos tabuleiros das pontes. Esses fatores de distribuição foram obtidos a partir dos modelos analíticos, utilizando o método de Leonhardt adaptado e a proposta da AASHTO LRFD (2017), e modelos numéricos, com o auxílio do *software* CSiBridge®, versão 21.

À exceção da proposta da AASHTO LRFD (2017), os cálculos dos FDMF's envolveram a relação entre o momento fletor no meio do vão de cada longarina ($M_{longarina}$) e o momento fletor total para toda a ponte (M_{total}^{1D}), também no meio do vão (Equação (2)).

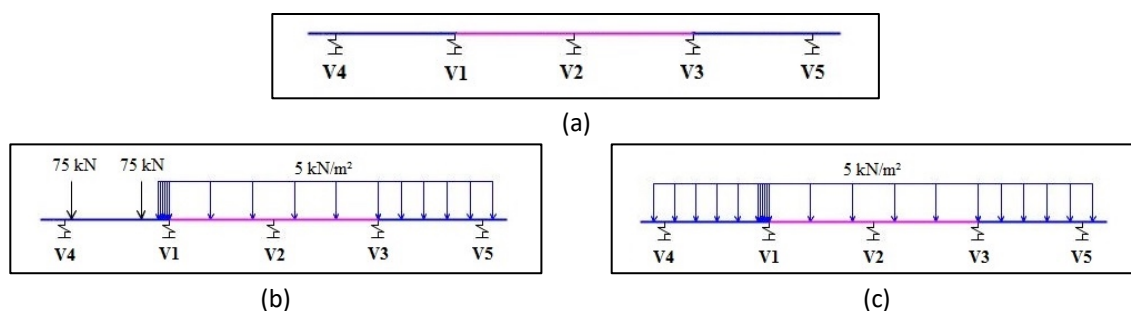
$$FDMF = \frac{M_{longarina}}{M_{total}^{1D}} \quad (2)$$

3.5. MODELOS ANALÍTICOS

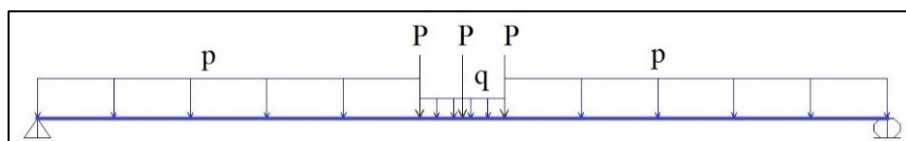
Os resultados analíticos de FDMF's foram obtidos por meio de uma adaptação do método analítico de Leonhardt desenvolvido entre 1938 e 1940 (Leonhardt & Andrä, 1950). O método de Leonhardt calcula os coeficientes de repartição de cargas a partir da aplicação de uma carga unitária sobre uma transversina fictícia (representando o conjunto de transversinas que fazem parte da ponte) que está apoiada no meio do vão das longarinas. Logo, para reproduzir esta situação, foram desenvolvidos modelos no software SAP2000®, versão 20, de elementos de barra sobre apoios elásticos com o objetivo de obter a repartição de cargas tomando como base os princípios do método de Leonhardt (Figura 5(a)). Nesses modelos, o elemento de barra representa a transversina fictícia, tendo sua rigidez equivalente à seção transversal das transversinas, à resistência à compressão do concreto e majorada por um fator igual a 2 para considerar a presença simultânea de 9 transversinas intermediárias nas pontes (San Martin, 1981). Por outro lado, os apoios elásticos representam as longarinas, sendo a constante de mola equivalente ao inverso da deformação elástica no meio do vão de uma viga biapoiada.

Com estes modelos, foram aplicados carregamentos correspondentes à uma seção transversal dentro (Figura 5(b)) e fora (Figura 5(c)) do veículo-tipo TB-450 a fim de se obter a parcela de carregamento absorvida por cada longarina (apoios elásticos). De posse das cargas absorvidas dentro e fora do veículo-tipo, foi possível montar o trem-tipo longitudinal de cada longarina individualmente (Figura 6), o qual permitiu a obtenção das envoltórias de momento fletor. Os modelos unidimensionais para o cálculo dos fatores de distribuição consideraram o carregamento móvel integralmente aplicado a uma barra longitudinal biapoiada.

FIGURA 5: APLICAÇÃO DOS PRINCÍPIOS DO MÉTODO DE LEONHARDT: (A) MODELO DE BARRA SOBRE APOIOS ELÁSTICOS, (B) CARREGAMENTO DENTRO DO VEÍCULO-TIPO E (C) CARREGAMENTO FORA DO VEÍCULO-TIPO



Fonte: Autores.

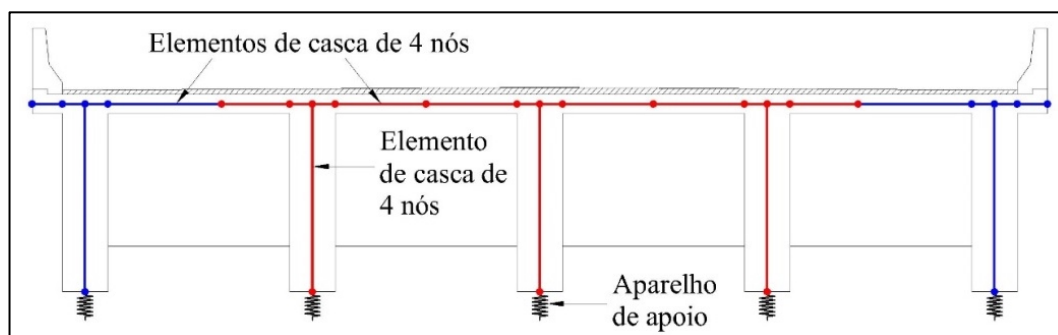
FIGURA 6: TREM-TIPO GENÉRICO LONGITUDINAL DE CADA LONGARINA

Fonte: Autores.

3.6. MODELOS NUMÉRICOS

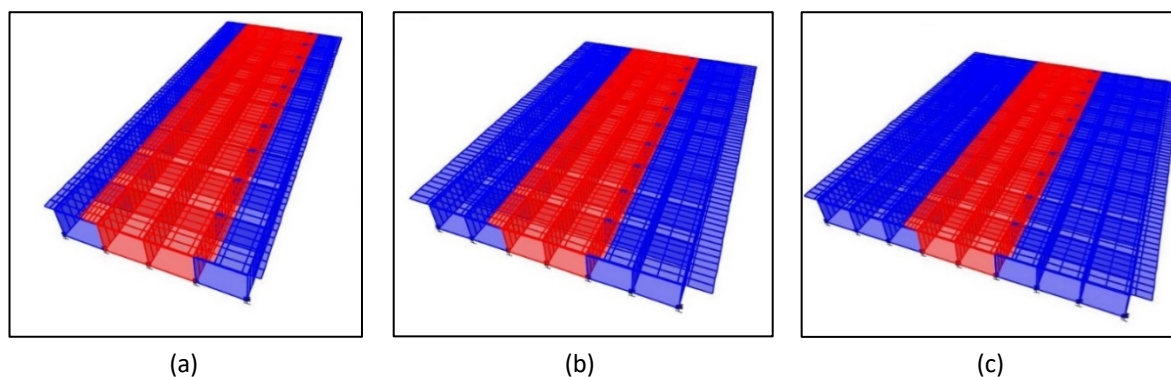
Os modelos numéricos foram desenvolvidos no programa computacional CSiBridge®, versão 21. Conforme Fu & Wang (2015), o nível de precisão da modelagem de pontes depende dos resultados que se deseja obter, sendo recomendada a criação de modelos tridimensionais com elementos bidimensionais. Desse modo, optou-se pela modelagem tridimensional via Método dos Elementos Finitos (MEF) com o uso de elementos bidimensionais, uma vez que esta forma permite uma boa precisão dos resultados e o *software* utilizado favorece esse tipo de modelagem. Além disso, diversos estudos mostram que essa metodologia fornece resultados bastante satisfatórios e próximos de valores medidos em campo (Nevling *et al.*, 2006; Kim *et al.*, 2007).

Os modelos desenvolvidos são constituídos por elementos de casca (*shell*) de 4 nós, os quais são elementos bidimensionais de área utilizados para a modelagem de placas e membranas em estruturas planas e tridimensionais (Figura 7 e Figura 8).

Figura 7:Esquema transversal da discretização da superestrutura das pontes

Fonte: Autores.

FIGURA 8: MODELOS NUMÉRICOS DESENVOLVIDOS NO CSIBRIDGE®, VERSÃO 21: (A) PONTE COM 5 LONGARINAS, (B) PONTE COM 7 LONGARINAS E (C) PONTE COM 9 LONGARINAS



Fonte: Autores.

O CSiBridge®, versão 21 realiza a discretização da malha de elementos finitos de forma que haja compatibilização entre as posições dos nós de cada casca e a transmissão de tensões através deles. Durante o desenvolvimento dos modelos, foram avaliadas as condições de contorno e a análise dos elementos finitos, optando-se por manter ao longo do comprimento das pontes uma malha com dimensão fixa de elementos finitos de 0,50 m, enquanto, na direção transversal, a máxima dimensão definida foi de 1,20 m.

A determinação dos fatores de distribuição de esforços a partir dos modelos numéricos desenvolvidos no CSiBridge®, versão 21 foi feita pela relação entre o momento fletor máximo das envoltórias de cada longarina e o momento fletor total atuante na ponte. O esforço total foi obtido a partir de uma modelagem da ponte como uma viga equivalente biapoiada, também denominado *spine model*, que suporta o conjunto de carregamentos aplicados à superestrutura.

3.7. PROPOSTA DA AASHTO LRFD (2017)

As formulações obtidas pela NCHRP 12-26 são funções do tipo de ponte, da posição da longarina (interna ou externa), do número de faixas carregadas e do esforço a ser analisado (esforço cortante ou momento fletor). A AASHTO LRFD (2017) traz 12 tipos diferentes de pontes representativas, das quais foi utilizada nesta pesquisa a ponte com longarinas e laje com uma faixa carregada.

Para o cálculo do LLDF's (*Live Load Distribution Factors*) dos momentos fletores das longarinas internas, a AASHTO LRFD (2017) considera a seguinte formulação (Equação (3)):

$$LLDF = 0,06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0,1} \quad (3)$$

Nas longarinas externas, os fatores obtidos para as longarinas internas são corrigidos por um fator que depende da distância horizontal entre o centro de gravidade da longarina externa e a face interna no guarda-corpo (d_e), em ft. Para o caso de uma faixa carregada, utiliza-se a “regra da alavanca”, a qual consiste em somar os momentos em torno de uma longarina para encontrar a reação em outra longarina, assumindo que a laje é articulada nos suportes internos.

A AASHTO LRFD (2017) também especifica a utilização de fatores de múltipla presença para considerar a improbabilidade de que todas as faixas da ponte estejam totalmente carregadas com caminhões simultaneamente. No caso de uma faixa carregada, este fator deve ser igual a 1,20 e deve ser aplicado apenas no cálculo dos LLDF’s das longarinas externas, uma vez que este fator já está incluído na formulação dos LLDF’s das longarinas internas.

É importante destacar que a proposta da AASHTO LRFD (2017) não prevê a presença ou não de transversinas intermediárias nas pontes. Além disso, esse método não permite avaliar os efeitos do alargamento das pontes com o concreto de resistência distinta do concreto da ponte original. Assim, diante destas limitações, os cálculos realizados foram aplicáveis apenas para os modelos P5L9T25R, P7L9T25R e P9L9T25R, uma vez que nestes modelos o concreto de alargamento é igual ao concreto da ponte inicial com 3 longarinas (sem alargamento).

Após a realização dos cálculos necessários, obteve-se, então, os seguintes valores de LLDF’s (Tabela 3):

TABELA 3. LLDF’S CALCULADOS PARA AS PONTES COM 5, 7 E 9 LONGARINAS

Ponte	LLDF longarinas internas	LLDF longarinas externas
P5L9T25R	0,585	1,115
P7L9T25R	0,585	1,515
P9L9T25R	0,585	1,355

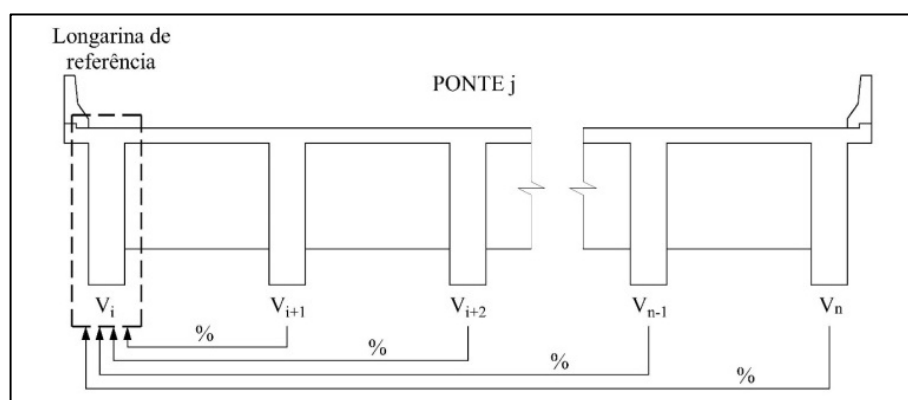
Fonte: Autores.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Esta pesquisa compreende análises da influência da resistência do concreto da região de alargamento na distribuição do momento fletor devido à carga móvel. Para isso, foram calculadas diferenças percentuais entre os FDMF's dos modelos produzidos de duas formas distintas: (1) para a **análise global** e (2) para a **análise local**.

Na **análise global** o valor percentual de acréscimo ou decréscimo de esforço devido à carga móvel é captado pelas longarinas $V_{i+1}^j, V_{i+2}^j, \dots, V_{n-1}^j, V_n^j$ quando comparadas com a longarina V_i^j (longarina de referência i da ponte j) (Figura 9), em que i é o índice que representa cada longarina, j é o índice que representa cada ponte e n é o número de longarinas de cada ponte. Portanto, é calculada a diferença percentual entre o Fator de Distribuição de cada longarina de uma determinada ponte e o Fator de Distribuição da longarina da extremidade esquerda da mesma ponte (longarina de referência). Neste caso, a longarina de referência de todos os modelos sempre é a da extremidade esquerda, denominada "V4".

FIGURA 9: METODOLOGIA DA ANÁLISE GLOBAL

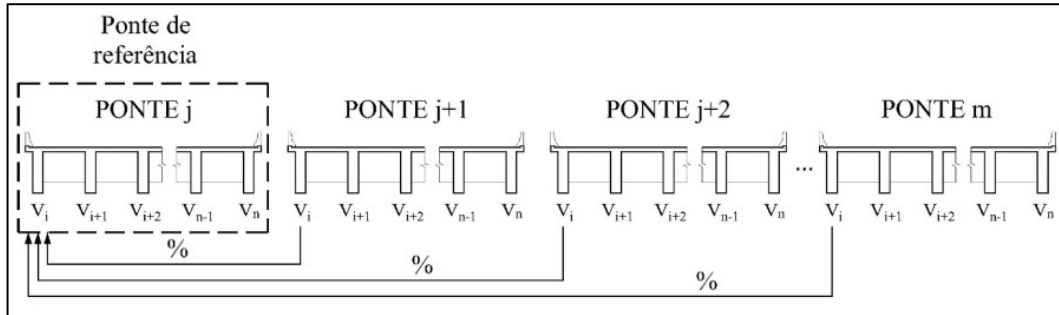


Fonte: Autores.

Na análise local o valor percentual de acréscimo ou decréscimo de esforço devido à carga móvel é captado pelas longarinas $V_i^{j+1}, V_i^{j+2}, \dots, V_i^m$ quando comparadas com a longarina V_i^j (longarina i da ponte de referência j) (Figura 10), em que i é o índice que representa cada longarina, j é o índice que representa cada ponte e m é o número de pontes que fazem parte da análise local. Portanto é calculada a diferença percentual entre o Fator de Distribuição de cada longarina de uma determinada ponte e o Fator de Distribuição da mesma longarina de

uma ponte distinta (ponte de referência), a qual sempre é a ponte que foi alargada com concreto de 25 MPa de resistência à compressão.

FIGURA 10: METODOLOGIA DA ANÁLISE LOCAL



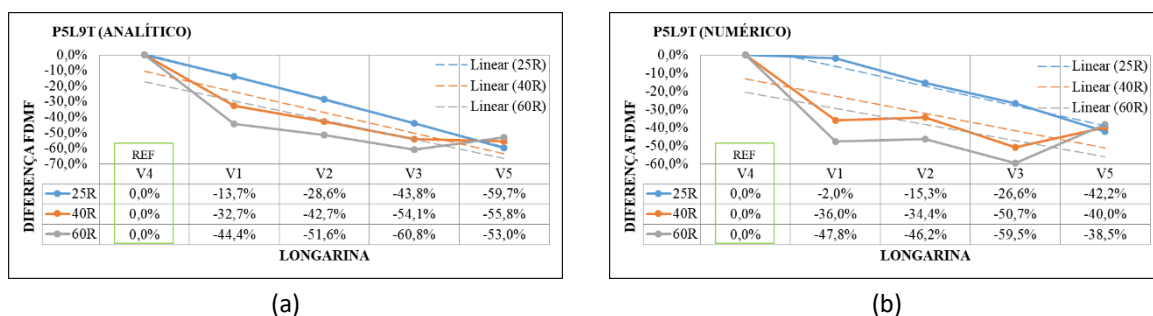
Fonte: Autores.

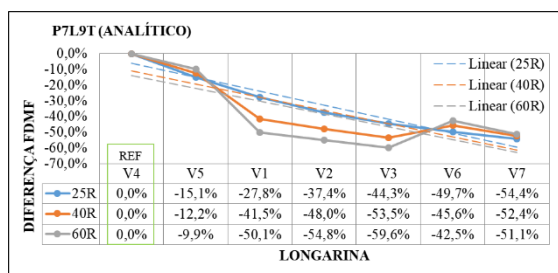
Quanto às diferenças percentuais calculadas, quando estas resultam em um valor positivo, significa dizer que houve acréscimo do Fator de Distribuição do esforço de uma determinada longarina em relação à longarina de referência. Já quando essa diferença percentual é negativa, significa que houve decréscimo do Fator de Distribuição de uma determinada longarina em relação à longarina de referência.

4.1. ANÁLISE GLOBAL DOS FATORES DE DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS FLETORES

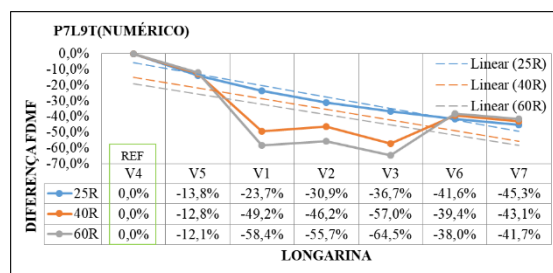
A Figura 11 mostra os resultados da análise global dos FDMF's em gráficos de linha e as linhas de tendência lineares correspondentes aos dados obtidos para cada ponte.

FIGURA 11: GRÁFICOS DE ANÁLISE GLOBAL DOS FDMF'S

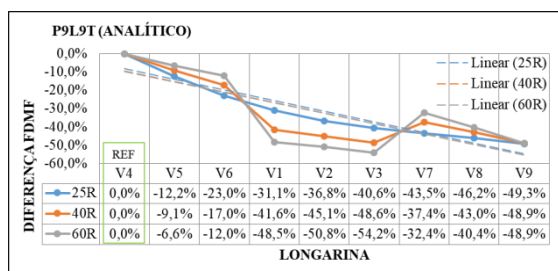




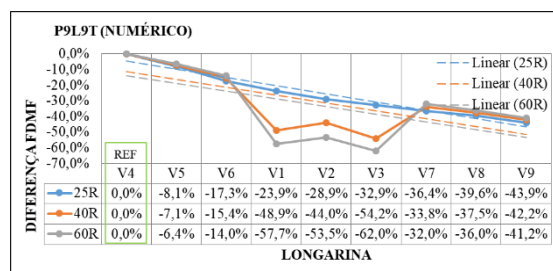
(c)



(d)



(e)



(f)

Fonte: Autores.

Em geral, observa-se que todas as longarinas das pontes apresentaram diferenças percentuais negativas em relação à longarina de referência V4. Isso significa que para a condição de carregamento imposta, a longarina V4 foi responsável por absorver maiores momentos fletores do que as demais, o que muitas vezes a torna importante para o dimensionamento e projeto de pontes.

Nas pontes com 5 longarinas (Figura 11(a) e 11(b)), constata-se que quando o alargamento da ponte é feito com o concreto de 25 MPa, isto é, com a mesma resistência à compressão do concreto da ponte inicial, as diferenças percentuais globais dos FDMF's tendem a variar linearmente ao longo da seção transversal dos modelos analíticos. Isso pode ser notado pela quase sobreposição do gráfico de diferença percentual para os modelos "25R" e a linha de tendência linear obtida a partir dos resultados. Verifica-se, portanto, que os momentos fletores em cada longarina são cada vez menores à medida que são mais distantes da longarina de referência (V4). Nos modelos numéricos (Figura 11(b)), essa variação linear é menos precisa do que nos modelos analíticos (Figura 11(a)), mas, ainda assim, ocorre com boa aproximação.

Já nas pontes com 7 e 9 longarinas (Figura 11(c), 11(d), 11(e) e 11(f)), os dados mostram que, diferentemente do que ocorre nos modelos de pontes com 5 longarinas, o alargamento com concreto de resistência à compressão de 25 MPa provoca diferenças percentuais globais de

FDMF's que não tendem a seguir uma variação linear ao longo da seção transversal. Nesses casos, observa-se que os resultados seguem uma trajetória similar a uma parábola, tanto para os modelos analíticos como para os modelos numéricos.

Nos modelos de alargamento com concreto de 40 MPa e 60 MPa, observa-se, de modo geral, que as longarinas iniciais (V1, V2 e V3) sofrem maiores decréscimos de FDMF's do que as mesmas longarinas das pontes de alargamento com concreto de 25 MPa. Em contrapartida, nas longarinas de alargamento (V5, V6, V7, V8 e V9), os decréscimos são menores nas pontes com concreto de 40 MPa e 60 MPa na região de alargamento. Isto é, percebe-se que quanto maior é a resistência do concreto na região de alargamento, menores são as diferenças percentuais globais, em módulo, nas longarinas de alargamento e maiores são essas diferenças, em módulo, nas longarinas iniciais.

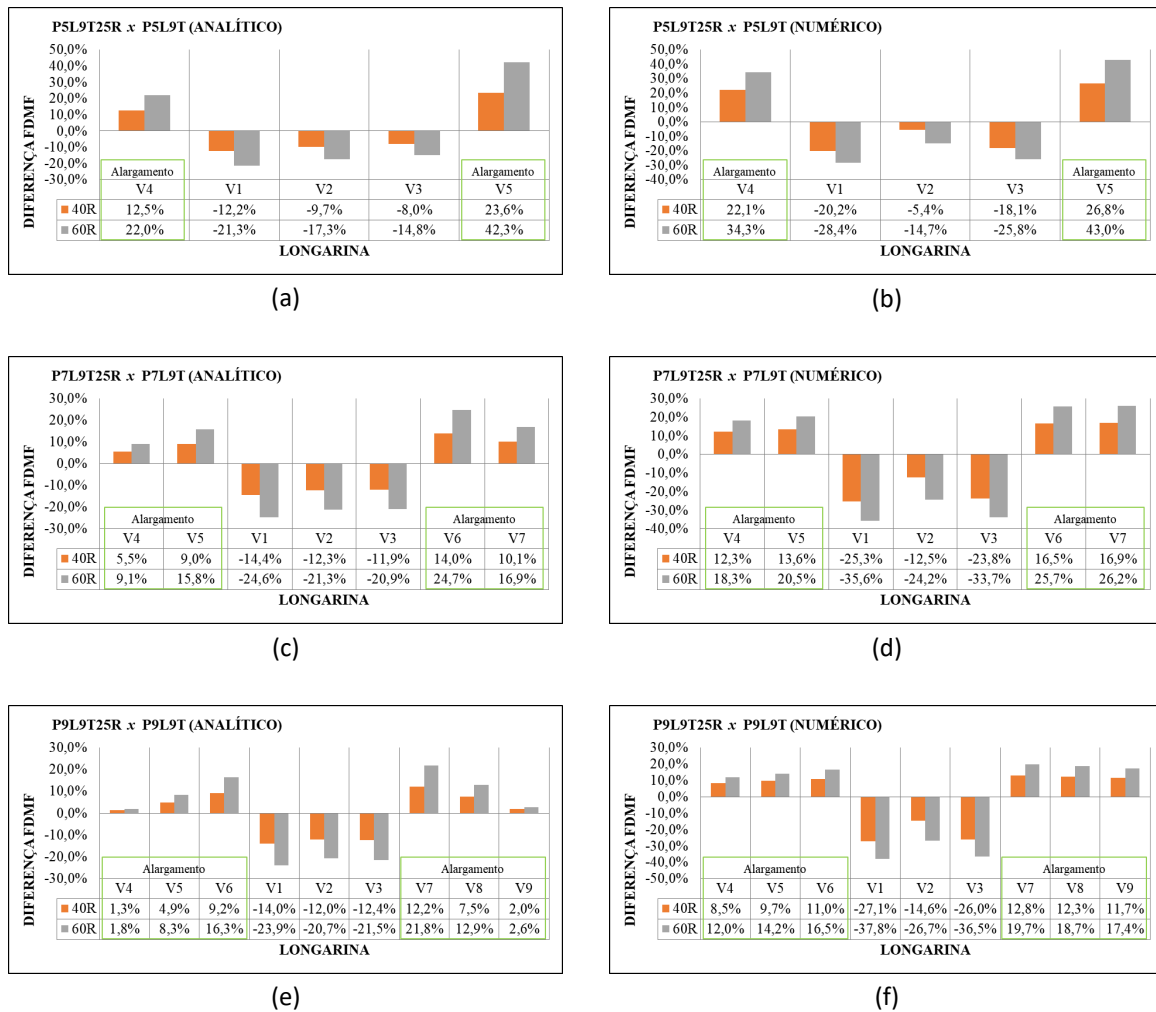
Apesar dessas distinções, nota-se que as diferenças percentuais globais em cada longarina de alargamento são bastante similares para diferentes resistências do concreto. Essa similaridade é mais notória nas longarinas de extremidade, em que as diferenças percentuais encontradas foram de -59,7% a -53,0% (analítico, Figura 11(a)) e de -42,2% a -38,5% (numérico, Figura 11(b)) na longarina V5 das pontes com 5 longarinas, de -54,4% a -51,1% (analítico, Figura 11(c)) e de -45,3% a -41,7% (numérico, Figura 11(d)) na longarina V7 das pontes com 7 longarinas e de -49,3% a -48,9% (analítico, Figura 11(e)) e de -43,9% a -41,2% (numérico, Figura 11(f)) na longarina V9 das pontes com 9 longarinas.

Por fim, as linhas de tendência lineares traçadas para cada gráfico mostram que, para um alargamento com concreto de 40 MPa e 60 MPa, as diferenças percentuais das longarinas iniciais (V1, V2 e V3) ficam sempre abaixo das respectivas linhas de tendência, enquanto nas longarinas de alargamento (V4 a V9), as diferenças percentuais globais estão sempre acima. Isto pode ser considerado como um dos indícios de que quando as longarinas de alargamento são executadas com um concreto de resistência superior à resistência do concreto da ponte inicial, a capacidade de absorção de momento fletor tende a ser maior, uma vez que as rigidezes das novas longarinas são superiores às rigidezes das longarinas iniciais.

4.2. ANÁLISE LOCAL DOS FATORES DE DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS FLETORES

A Figura 12 mostra os resultados da análise local dos FDMF's em gráficos de coluna. Cada gráfico mostra o percentual de acréscimo ou decréscimo de FDMF's de uma determinada longarina em relação à mesma longarina da ponte de alargamento com concreto de 25 MPa.

FIGURA 12. GRÁFICOS DE ANÁLISE LOCAL DOS FDMF'S



Fonte: Autores.

Nota-se, que as longarinas iniciais (V1, V2 e V3) de todos os modelos apresentam decréscimos de FDMF's para as pontes de alargamento com concreto de 40 MPa e 60 MPa em relação à ponte com alargamento de 25 MPa. Ao mesmo tempo, observa-se que nas longarinas de alargamento (V4 a V9) ocorrem acréscimos de FDMF's nessas mesmas condições. Diante deste fenômeno, verifica-se, portanto, que há uma redistribuição de esforços com a mudança de resistência à compressão do concreto na região de alargamento, fazendo com que as longarinas de alargamento captem maiores esforços à medida que ocorrem perdas nas

longarinas iniciais. Esses resultados corroboram com os obtidos por Vitório & Barros (2012) que observaram, a partir de modelos numéricos em pontes em concreto protendido, que o alargamento das pontes com o incremento de novas longarinas resultou em redução de momentos fletores nas longarinas já existentes.

Os valores de diferenças percentuais locais obtidos e os gráficos de análise local dos FDMF's mostram que, quando o alargamento da ponte é feito com um concreto de resistência de 60 MPa, os acréscimos de FDMF's nas longarinas de alargamento (V4 a V9) são sempre maiores que os acréscimos nessas mesmas longarinas para um alargamento com concreto de 40 MPa. Enquanto isso, nas longarinas já existentes (V1, V2 e V3), os decréscimos são sempre maiores quando o alargamento é feito com um concreto de 60 MPa em comparação ao alargamento com concreto de 40 MPa.

Observa-se que nas longarinas de alargamento (V4 a V9) das pontes com 7 e 9 longarinas (Fig. 12(c), 12(d), 12(e) e 12(f)) há uma tendência de que, quanto mais próxima a longarina estiver das longarinas iniciais (V1, V2 e V3), maiores são os acréscimos do FDMF's.

Outro fato pouco perceptível, mas que também pode ser destacado é o comportamento das longarinas iniciais (V1, V2 e V3). Nessas longarinas, observa-se que a longarina central (V2) apresenta menores decréscimos de FDMF do que as longarinas vizinhas (V1 e V3) na maioria dos modelos. Os casos particulares em que isso não ocorre são os modelos analíticos das pontes com 5 longarinas (Figura 11(a)) e 7 longarinas (Figura 11(c)), em que a longarina V2 resultou em decréscimos maiores do que a longarina V3 e menores do que a longarina V1.

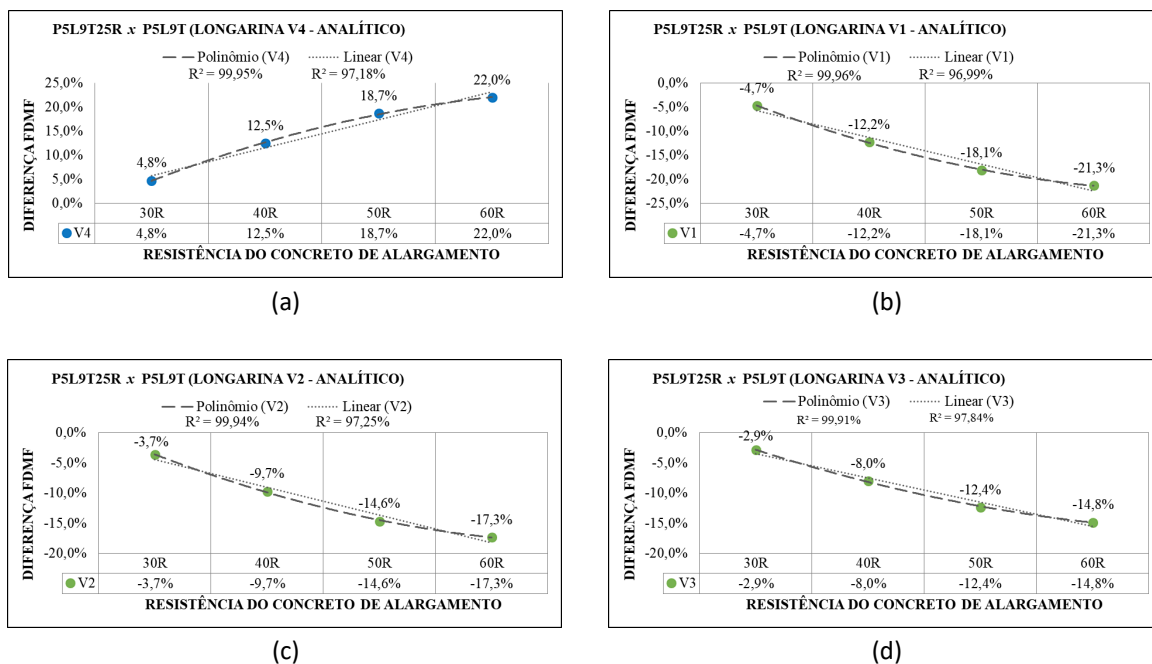
Esses dois comportamentos típicos apresentados anteriormente (maiores acréscimos de FDMF's nas longarinas próximas às longarinas iniciais e maiores decréscimos de FDMF's nas longarinas V1 e V3), mostram que as variações de FDMF's em relação à ponte com alargamento de 25 MPa ocorrem com maior intensidade nas longarinas que estão mais próximas à região de encontro de concretos com resistência à compressão distintas. Isto é, esses resultados sugerem que as parcelas de momentos fletores que deixaram de ser absorvidas pelas longarinas iniciais (em função de um alargamento com concreto de 25 MPa) e passaram a ser captadas pelas longarinas de alargamento com maior resistência (40 MPa ou 60 MPa) são mais absorvidas pelas longarinas que estão mais próximas às longarinas iniciais e menos pelas longarinas mais afastadas. Por outro lado, as longarinas iniciais que

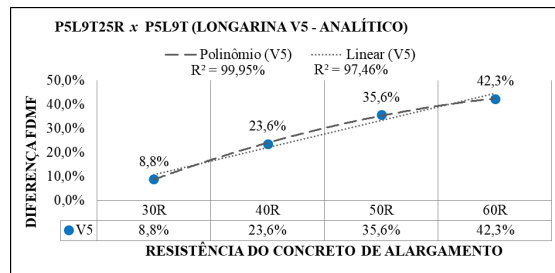
estão mais próximas à região de alargamento (V1 e V3) perdem mais momentos fletores do que a longarina central (V2).

A fim de investigar e entender o comportamento de acréscimos de FDMF's nas longarinas de alargamento e decréscimos de FDMF's nas longarinas iniciais, foram elaborados novos modelos analíticos e numéricos para as pontes com 5 longarinas e com concreto de alargamento de 30 MPa e 50 MPa. Para esses modelos, também foram calculados os FDMF's para o caso de carregamento mostrado na Figura 4 e obtidas as respectivas diferenças percentuais em relação à ponte de referência com alargamento com concreto de 25 MPa. Os módulos de elasticidade longitudinal calculados para os concretos de 30 MPa e 50 MPa foram, respectivamente, 27 GPa e 37 GPa.

As Figura 13 e 14 mostram em gráficos o conjunto de resultados de diferenças percentuais calculadas para as pontes com 5 longarinas com alargamento de 30 MPa, 40 MPa, 50 MPa e 60 MPa em relação aos modelos de pontes com alargamento de 25 MPa, respectivamente para os modelos analíticos (Figura 13) e numéricos (Figura 14). Cada gráfico exibe os resultados para cada longarina individualmente.

FIGURA 12: GRÁFICOS DE ANÁLISE LOCAL DOS FDMF'S DOS MODELOS ANALÍTICOS DE PONTES COM 5 LONGARINAS PARA ALARGAMENTO COM CONCRETO DE 30 MPa, 40 MPa, 50 MPa E 60 MPa

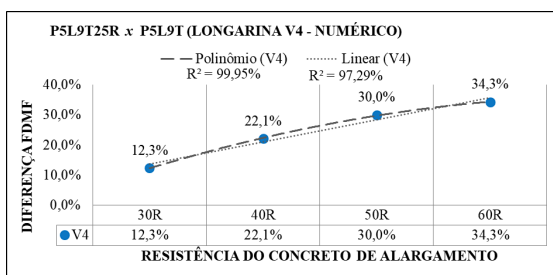




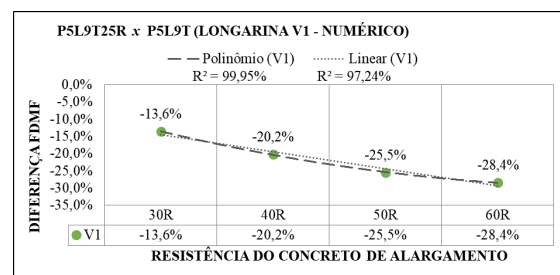
(e)

Fonte: Autores.

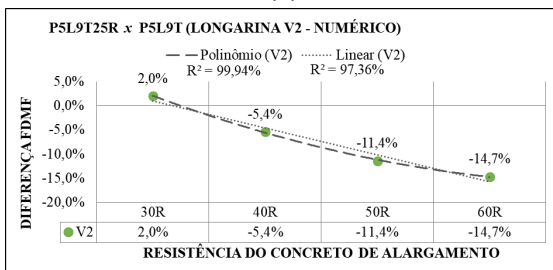
FIGURA 13: GRÁFICOS DE ANÁLISE LOCAL DOS FDMF'S DOS MODELOS NUMÉRICOS DE PONTES COM 5 LONGARINAS PARA ALARGAMENTO COM CONCRETO DE 30 MPA, 40 MPA, 50 MPA E 60 MPA



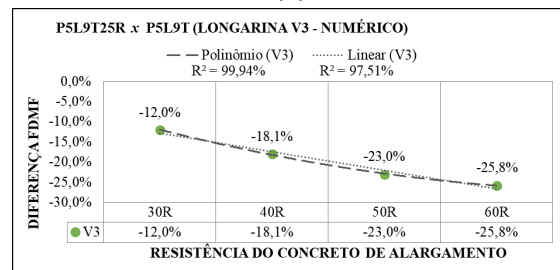
(a)



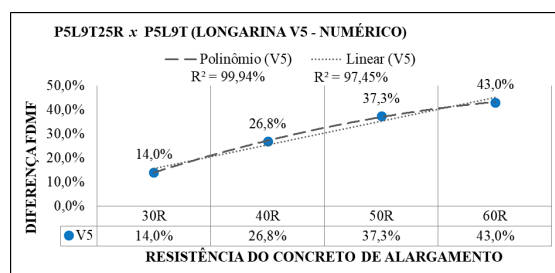
(b)



(c)



(d)



(e)

Fonte: Autores.

Nota-se que, tanto nos modelos analíticos como nos modelos numéricos, nas longarinas de alargamento (V4 e V5), quanto maior é a resistência do concreto de alargamento, maior é o acréscimo do FDMF em relação à ponte de referência (ponte com alargamento de 25 MPa). Por outro lado, nas longarinas iniciais (V1, V2 e V3), quanto maior é a resistência do concreto de alargamento, maiores são os decréscimos de FDMF's em comparação com a ponte de referência.

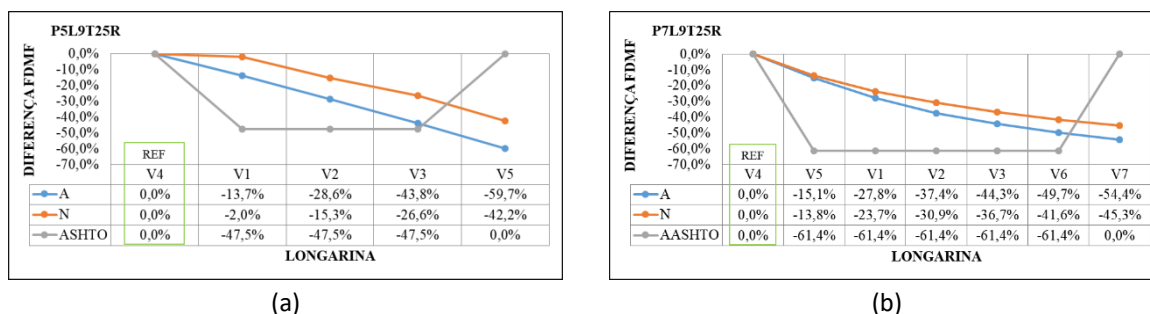
Em cada gráfico é possível observar que, a partir dos dados obtidos, foi possível traçar linhas de tendência do tipo polinomial de 2ª ordem e linear para os acréscimos ou decréscimos de diferença percentual de cada longarina individualmente. Constata-se, então, que para o concreto de alargamento de 30 MPa, 40 MPa, 50 MPa e 60 MPa os acréscimos e decréscimos de FDMF's para cada longarina seguem com boa aproximação tanto uma função do tipo linear como uma função do tipo polinomial de 2ª ordem. Os resultados apresentam de 97% a 98% de aproximação para uma função linear, enquanto que para uma função polinomial, os resultados obtidos apresentam uma aproximação de mais de 99%.

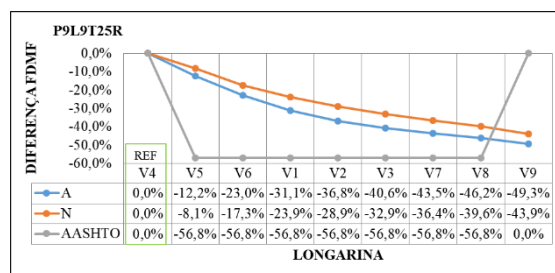
Em particular para a longarina V2 dos modelos numéricos (Figura 14(c)), nota-se que para um alargamento com concreto de 30 MPa, houve um acréscimo de 2,0% do FDMF em relação à ponte com alargamento de 25 MPa. Ainda assim, verifica-se que o padrão de comportamento das longarinas iniciais se mantém: redução do FDMF à medida que o concreto da região de alargamento aumenta.

4.3. COMPARATIVO DAS ANÁLISES GLOBAIS DOS MODELOS ANALÍTICOS, DA PROPOSTA DA AASHTO E DOS MODELOS NUMÉRICOS

A Figura 15 mostra os resultados das diferenças percentuais globais das pontes com 5, 7 e 9 longarinas e com alargamento de 25 MPa. Em cada gráfico, os dados de cada método de análise (analítico, numérico e proposta da AASHTO LRFD (2017)) estão agrupados conforme o número de longarinas.

FIGURA 14. GRÁFICOS DE ANÁLISE GLOBAL PARA A COMPARAÇÃO DOS MODELOS ANALÍTICOS, DA PROPOSTA DA AASHTO LRFD (2017) E DOS MODELOS NUMÉRICOS





(c)

Fonte: Autores.

Observa-se que, apesar de algumas distinções, os gráficos de diferenças percentuais globais para os modelos analíticos e o modelo numérico apresentam tendência de comportamento similar, considerando a mesma resistência à compressão do concreto na região de alargamento e o mesmo número de transversinas intermediárias.

No entanto, para os resultados obtidos a partir da proposta da AASHTO LRFD (2017), nota-se que as diferenças percentuais são sempre as mesmas para as longarinas V1, V2 e V3 e iguais a 0,0% para a longarina externas. Esses resultados já eram esperados, uma vez que a metodologia da AASHTO LRFD (2017) diferencia apenas o cálculo de longarinas internas e longarinas externas, resultando em um fator único para as longarinas internas e outro fator distinto para as externas.

Ainda assim, percebe-se que a proposta da AASHTO LRFD (2017) considera que as longarinas externas são de maior importância para a superestrutura das pontes e são responsáveis por absorver mais momentos fletores, pois seus LLDF's foram maiores do que das longarinas internas. Este fato se correlaciona com os resultados dos modelos analíticos e dos modelos numéricos, uma vez que, nestes casos, a longarina mais externa da ponte (V4) apresentou FDMF maior do que as demais.

Comparando os modelos analíticos e numéricos entre si, nota-se que as maiores variações entre as diferenças percentuais foram de 17,5% (longarina V5), 9,0% (longarina V7) e 7,9% (longarina V2) das pontes com 5, 7 e 9 longarinas, respectivamente.

5. CONCLUSÕES

Considerando as situações analisadas nesta pesquisa, os dados e as análises apresentados neste estudo permitiram concluir que, quando o alargamento das pontes foi feito com um concreto de mesma resistência à compressão do concreto da ponte inicial, os fatores de

distribuição de momentos fletores geraram diferenças percentuais globais que variaram continuamente ao longo da seção transversal das pontes, seguindo uma trajetória linear ou similar a uma parábola. Por outro lado, quando a resistência do concreto na região de alargamento foi maior do que da ponte inicial, as diferenças percentuais dos FDMF's geraram gráficos de linha com descontinuidades na região entre as longarinas de alargamento e as longarinas iniciais. Isso indica que pontes que são alargadas com concreto de resistência distinta da resistência da ponte inicial provocam distribuição de momentos com pouca regularidade entre as longarinas, uma vez que a estrutura apresenta diferenças de rigidez ao longo de sua extensão.

Essa distribuição de esforços ocorreu em função da resistência à compressão do concreto na região de alargamento. Quando as pontes constituídas de concretos de diferentes resistências foram comparadas com as pontes que possuíam a mesma resistência à compressão em toda a sua extensão, observou-se que as longarinas iniciais (de menor resistência) captaram menos momentos fletores, enquanto as longarinas de alargamento (de maior resistência) passaram a absorver esforços maiores. Logo, pode-se concluir que os momentos foram redistribuídos entre as longarinas em decorrência das diferentes resistências à compressão dos concretos. Além disso, destaca-se que as longarinas que mais arcaram com os efeitos dessa redistribuição foram as longarinas mais próximas à região de encontro da ponte inicial e o alargamento. Isto é, quanto mais próxima a longarina de alargamento estava das longarinas iniciais, mais esforços eram absorvidos por ela, ao mesmo tempo em que as longarinas iniciais mais próximas das longarinas de alargamento sofriam com maiores decréscimos de esforços.

Constatou-se também que quanto maior é a resistência à compressão do concreto na região de alargamento, maiores são os acréscimos de esforços nas longarinas de alargamento e maiores são os decréscimos nas longarinas iniciais. A partir dos estudos feitos para as pontes com alargamento com concreto de 30 MPa, 40 MPa, 50 MPa e 60 MPa em comparação com as pontes de 25 MPa, observou-se que esses acréscimos e decréscimos seguem com bastante aproximação funções do tipo lineares e, principalmente, funções do tipo polinomial de 2ª ordem, com valores de aproximação dos dados de mais de 97% para a maioria dos casos.

Por fim, quanto aos resultados obtidos a partir da proposta da AASHTO LRFD (2017), destaca-se que as limitações desta metodologia não permitiram avaliar os casos de pontes com alargamento de 40 MPa e 60 MPa, uma vez que a norma americana não considera a variação da rigidez ao longo da seção transversal das pontes. Ainda assim, observou-se que a proposta da AASHTO LRFD (2017) considera que as longarinas das extremidades da seção transversal são responsáveis pela maior absorção de momentos fletores e, portanto, tornam-se fundamentais para o dimensionamento estrutural das longarinas. Este fato se correlacionou com os resultados dos modelos analítico e numérico, uma vez que, nestes casos, a longarina mais externa na ponte (V4) apresentou fatores de distribuição de esforços maiores do que as demais longarinas.

BIBLIOGRAFIA

AASHTO (2017), **Bridge Design Specifications, 8 ed., American Association Of State Highway And Transportation Officials**; Washington, D.C., EUA.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2023), **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, 3 ed., Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2024), **ABNT NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, 2 ed., Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

Barker, R. M.; Puckett, J. A. (2013), **Design of Highway Bridges: an LRFD approach**, 3. ed., John Wiley & Sons, Hoboken, Nova Jersey, EUA.

Cho, D.; Park, S.; Hong, S. (2014), **“Evaluation of Girder Distribution Factor in PSC Girder Bridge with Curved Concrete Slab Based on AASHTO Specifications”**, Arab Journal of Science Engineering, Volume 39, 7635-7646.

Fu, C. C.; Wang, S. (2015), **Computational Analysis and Design of Bridge Structures**, CRC Press, Boca Raton, Flórida, EUA.

Harris, D. K. (2007), **“Lateral Load Distribution and Deck Design Recommendations for the Sandwich Plate System (SPS) in Bridge Applications”**, Doctoral Dissertation, Virginia Tech, Blacksburg, EUA.

Kim, W.S.; Laman, J.A.; Linzell, D.G. (2007), **“Live Load Radial Moment Distribution for Horizontally Curved Bridges”**, Journal of Bridge Engineering, Volume 12, n. 6, 727-736.

Leonhardt, F. (1950), **Die Vereinfachte Trägerrostberechnung, Julius Hoffmann**, Stuttgart, Germany.

Nevling, D.; Linzell, D.; Laman, J. (2006), “**Examination of Level of Analysis Accuracy for Curved I-Girder Bridges through Comparisons to Field Data**”, Journal of Bridge Engineering, Volume 11, n. 2, 160-168.

San Martin, F. J. (1981), **Cálculo de tabuleiros de pontes**, Livraria Ciência e Tecnologia, São Paulo, São Paulo, Brasil.

Vitório, J. A. P.; Barros. R. M. M. C. (2012), “**Análise paramétrica de projetos de alargamento e reforço de pontes rodoviárias de concreto armado**”, XXXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Rio de Janeiro, Setembro.

Vitório, J. A. P. (2013), “**Um Estudo Comparativo sobre Métodos de Alargamento de Pontes Rodoviárias de Concreto Armado: com a utilização das normas brasileiras e Eurocódigos**”, Tese (Doutorado), Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Zokaie, T.; Osterkamp, T.A.; Imbsen, R.A. (1991), “**Distribution of Wheel Loads on Highway Bridges**”, National Cooperative Highway Research Program, Report 12-26.

SÍMBOLOS

A	Área da viga isolada (in ²);
E_B	Módulo de elasticidade longitudinal do material da viga (ksi);
E_D	Módulo de elasticidade longitudinal do material do tabuleiro (ksi);
e_g	Distância vertical entre os centros de gravidade da viga e do tabuleiro (in).
I	Momento de inércia da viga isolada (in ⁴);
$K_g = n(I + Ae_g^2)$	Parâmetro de rigidez longitudinal (in ⁴);
L	Comprimento do vão (ft);
N_b	Número de vigas;
$n = E_B/E_D$	
S	Espaçamento entre as longarinas (ft);
t_s	Espessura do tabuleiro (in).

7 Avaliação das condições estruturais da Ponte "Fazenda Modelo"

TRAUTWEIN, Leandro Mouta

Universidade Estadual de Campinas.

ALMEIDA, Luiz Carlos de

Universidade Estadual de Campinas.

Resumo: Este artigo descreve os estudos realizados para a Ponte "Fazenda Modelo". A ponte foi construída em 1911 e é a segunda ponte de concreto armado construída no estado de São Paulo, Brasil. A estrutura da ponte consiste em cinco arcos ao longo do vão de 15,0m, cada um com uma altura de 1,75m e espaçados entre si por 1,1m. Foi desenvolvido um estudo da patologia desta estrutura, que faz parte da história da engenharia brasileira. Ao longo dos anos, a estrutura suportou cargas superiores às que foi projetada para suportar, tornando-se um claro exemplo da longevidade e resistência do concreto. Para realizar uma melhor análise do comportamento estrutural da ponte, foi criado um modelo utilizando o *software Ansys*. Os resultados explicam a longevidade da estrutura.

Palavras-chave: Ponte de concreto armado; Ponte Fazenda Modelo; Patologia das Estruturas.

1. INTRODUÇÃO

1.1. HISTÓRICO DA PONTE

A informação disponível sobre a ponte Fazenda Modelo é limitada e incerta. Ninguém sabe ao certo para qual finalidade a estrutura foi construída. O projeto foi desenvolvido pelo engenheiro de 1ª classe, A. Martins Barboza e datado entre junho e novembro de 1911, o que sugere que sua construção tenha se prolongado até o ano seguinte. Acredita-se que esta seja a segunda ponte de concreto armado no estado de São Paulo.

1.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

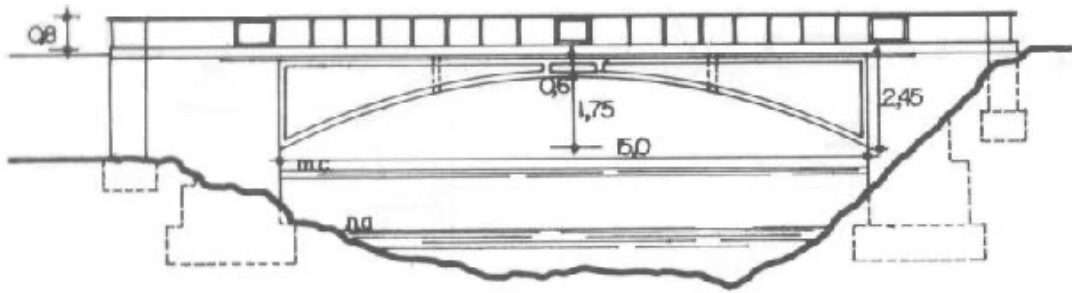
A estrutura da ponte consiste em cinco arcos com um vão de 15,00 metros, aproximadamente 1,75 metros de altura e espaçados a 1,10 metros. Três vigas transversais conectam os arcos e distribuem as cargas entre eles. O tabuleiro da ponte foi construído em concreto armado.

Alguns exemplares dos desenhos encontrados no projeto original, datados de 1911, são apresentados nas Figuras 1, 2 e 3. Esses desenhos ilustram esta descrição e outras dimensões relevantes.

Devido ao fato de os arcos trabalharem predominantemente em compressão, foi possível construí-los em concreto não armado. Nas superfícies inferiores dos arcos e vigas transversais existe um perfil de aço em forma de U, que deveria atuar como reforço à tração.

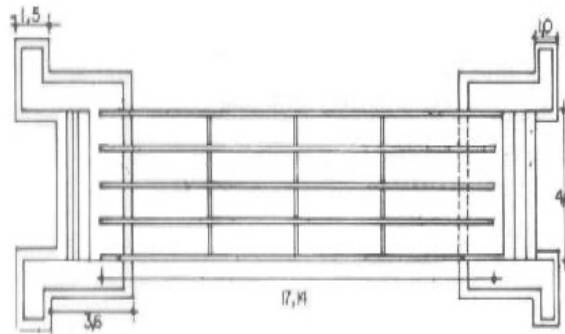
O tabuleiro e o guarda-corpo foram as únicas partes da estrutura construídas com concreto armado. A fundação consistia em blocos sólidos de concreto apoiados diretamente no solo, conforme mostrado na Figura 1.

FIGURA 1: VISTA EM FRENTE A PONTE (DIMENSÕES EM METROS)



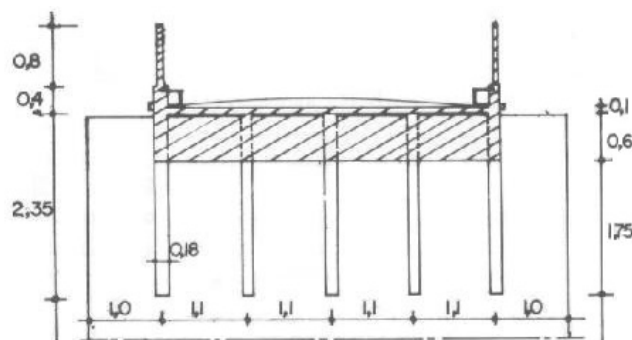
Fonte: Autores.

FIGURA 2. PLANTA BAIXA DA PONTE (DIMENSÕES EM METROS)



Fonte: Autores.

FIGURA 3. CORTE DA PONTE (DIMENSÕES EM METROS)



Fonte: Autores.

1.3. O PROBLEMA

A Prefeitura de Amparo/SP, solicitou à nossa universidade a elaboração de um relatório técnico para avaliar as condições estruturais da Ponte "Fazenda Modelo". O tráfego de veículos foi proibido na ponte desde setembro de 2002, devido às inúmeras fissuras na estrutura. Inspeções foram realizadas na estrutura da ponte para verificar suas condições. Também foram feitos estudos de projetos e uma análise numérica usando o *software Ansys*.

Como a ponte foi projetada e construída no início do Século XX, as cargas que ela suportava eram de baixa intensidade. No entanto, após as vistorias, foram encontrados sobrecargas maiores, causadas por uma camada de solo no tabuleiro da ponte e pelo tráfego intenso durante a vida útil da estrutura. Além disso, as vigas apresentavam fissuras horizontais e inclinadas, e um dos blocos de fundação apresentou recalque diferencial.

2. ANÁLISE DE PROBLEMAS

Durante as inspeções, descobriu-se que o tabuleiro da ponte havia recebido uma camada de aproximadamente 50 cm de solo e asfalto. O objetivo disso era nivelar o tabuleiro com as ruas, para facilitar o acesso para ela e cobrir dois aquedutos que abastecem os bairros próximos, conforme as figuras 4 e 5.

O volume total de solo no tabuleiro da ponte era de 34,5 m³, de acordo com a equação 1. Considerou-se um vão de 15 metros, 4,6 metros de largura e 0,5 metros de altura do solo. O peso específico assumido para o solo foi de 1600 kg/m³. Assim, a camada de solo no tabuleiro da ponte representa um aumento de carga de aproximadamente 550 kN. Veja a equação 2 abaixo.

$$V_{solo} = 15 \times 4.6 \times 0.5 = 34.5 \text{ m}^3 \quad (1)$$

$$P_{aumento} = 34.5 \times 1600 = 55200 \text{ Kg} = 552 \text{ kN} \quad (2)$$

FIGURA 4: ESCAVAÇÃO PARA VERIFICAR A CAMADA DE SOLO NO TABULEIRO DA PONTE

Fonte: Autores.

FIGURA 5. MEDIÇÃO DA CAMADA NO TABULEIRO DA PONTE

Fonte: Autores.

Esta carga poderia ser maior caso o solo ficasse encharcado, resultando em uma sobrecarga de 890 kN. O asfalto garante uma certa impermeabilidade, mas havia grande possibilidade dessa situação ocorrer. Em primeiro lugar, havia um adutor de água dentro da camada de solo e sua ruptura poderia formar uma poça no tabuleiro. Em segundo lugar, o fluxo de água da chuva das ruas próximas era direcionado para a ponte e através de passagens na mureta lateral (Figura 6). A água da chuva era drenada em direção à ponte, aumentando o risco de inundação do tabuleiro.

FIGURA 6: Esvaziamento de água da chuva no tabuleiro da ponte

Fonte: Autores.

Através de entrevistas com moradores locais, descobriu-se que o desenvolvimento do bairro em um dos lados da ponte causou grande fluxo de caminhões carregados. Caminhões transportando entre $8,0 \text{ m}^3$ a $12,0 \text{ m}^3$ de cascalho foram vistos transitando pela ponte, o que representa uma sobrecarga de 160 kN a 240 kN.

A razão para o aparecimento de fissuras pode ser devido a uma combinação de cargas excessivas e ao recalque diferencial no bloco de fundação.

Ao longo dos anos, a correnteza forte do rio causou erosão no solo onde o bloco de fundação estava apoiado. Devido à falta de suporte, o bloco sofreu um recalque diferencial de cerca de 20 cm em um de seus lados. A Figura 7 mostra o bloco com recalque diferencial e a parte submersa.

FIGURA 7: Recalque diferencial do bloco de fundação

Fonte: Autores.

O recalque mencionado gerou uma torção global na estrutura da ponte, causando o aparecimento de grandes fissuras e aberturas nos arcos externos e nas vigas transversais. Pequenas fissuras apareceram no arco central. As Figuras 8, 9 e 10 mostram os problemas descritos.

FIGURA. VISTA DA PONTE NO LADO DO RECALQUE



Fonte: Autores.

FIGURA 8. VISTA DA PONTE NO OUTRO LADO DO RECALQUE



Fonte: Autores.

FIGURA 9: VISTA INFERIOR DO ARCO PRÓXIMO AO RECALQUE DO BLOCO DE FUNDAÇÃO

FONTE: AUTORES.

As vigas transversais, responsáveis por conectar os arcos e garantir a rigidez estrutural, foram sobrecarregadas pela torção global e pelo aumento de carga que a ponte sofreu. O resultado dessa sobrecarga cau-sou o esmagamento da viga transversal, conforme mostrado nas Figuras 11 e 12.

FIGURA 10: VISTA INFERIOR DAS VIGAS TRANSVERSAIS CONECTANDO AOS ARCOS

Fonte: Autores.

FIGURA 11: COMPRESSÃO NAS VIGAS TRANSVERSAIS



Fonte: Autores.

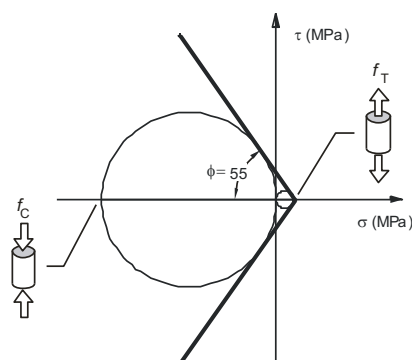
3. ANÁLISE NUMÉRICA

Para avaliar o comportamento estrutural da ponte, foi realizada uma análise numérica utilizando o *Ansys, software* de elementos finitos. Aproveitando a simetria da geometria, a ponte foi modelada em estado plano de tensão.

O critério de Drucker-Prager foi o modelo considerado para o concreto. O concreto é caracterizado por ser um material não tracionável. Segundo este critério, a superfície de ruptura do concreto é definida por dois parâmetros: a coesão e o ângulo de atrito interno, obtidos a partir das resistências à tração e à compressão do concreto.

No caso do concreto, que mantém a relação entre resistência à compressão e resistência à tração de cerca de 10, o ângulo de atrito interno vale cerca de 55 graus, como mostrado na figura 13.

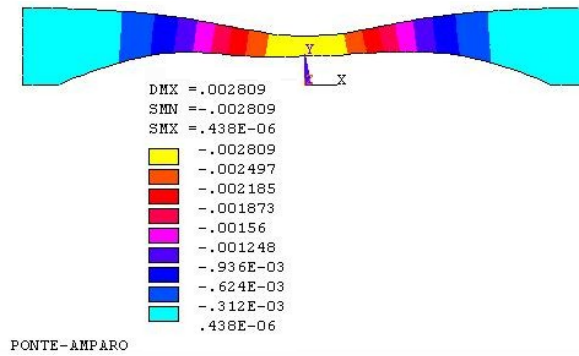
Figura 12: Critério de Drucker-Prager



Fonte: Autores.

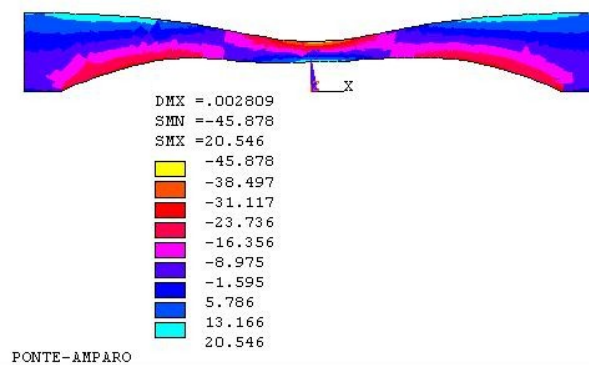
As Figuras 14, 15 e 16 mostram os resultados obtidos na análise numérica. O deslocamento vertical máximo no meio do vão foi de aproximadamente 3 mm.

FIGURA 13: DESLOCAMENTOS VERTICAIS (UNIDADE - M)



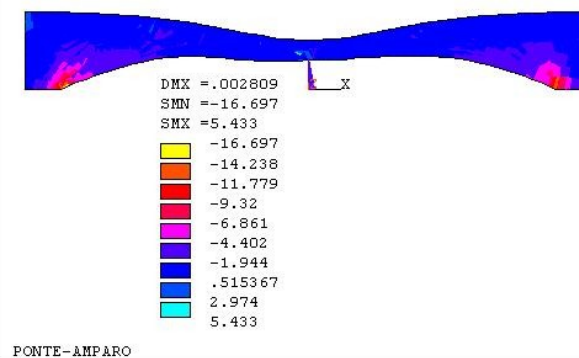
Fonte: Autores.

FIGURA 14: TENSÃO NORMAL - X (UNIDADE - TF/M²)



Fonte: Autores.

FIGURA 15: TENSÃO NORMAL - Y (UNIDADE - TF/M²)



Fonte: Autores.

A tensão normal na direção X mostra uma compressão no centro do arco. A tensão máxima de compressão é de 0,45 MPa, no topo do arco. A tensão de tração é de aproximadamente 0,20 MPa. Os resultados da tensão de tração são muito inferiores à resistência e à tração do concreto.

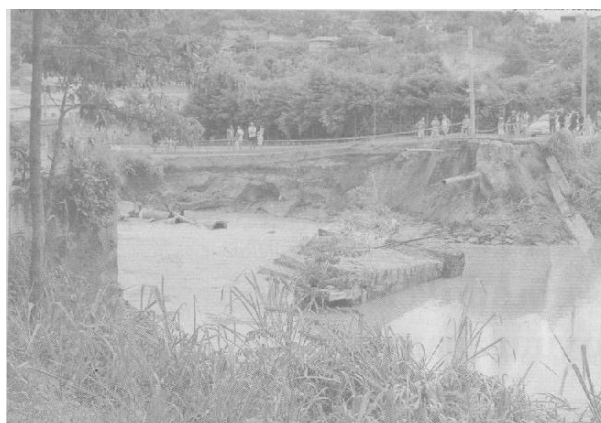
Os resultados numéricos explicam a longevidade da vida útil da ponte, mesmo com a sobrecarga descrita anteriormente. A estrutura da ponte apresenta tensões relativamente pequenas, especialmente em tração, o que confirma o bom desempenho dos arcos, como visto nos resultados apresentados.

4. CONCLUSÃO

Em vista dos problemas descritos, foi ordenada a remoção de toda a camada de solo sobre o tabuleiro da ponte. Após a investigação, foi solicitado um estudo do solo que sustentava o bloco de fundação. Com os resultados das sondagens, pôde-se desenvolver um projeto para reforçar a fundação.

Infelizmente, durante a sondagem, as fortes chuvas que atingiram a região de Campinas, Brasil, sobrecarregaram o rio e a água passou por cima do tabuleiro da ponte, resultando no colapso da ponte. A Figura 17 mostra a ponte após o colapso.

FIGURA 16: VISTA DA PONTE APÓS O COLAPSO



FONTE: AUTORES.

O objetivo deste artigo foi mostrar as patologias que podem ser encontradas na ponte "Fazenda Modelo", antes da ruptura, e a investigação conduzida com o propósito de proteger o que é considerado parte da história da engenharia brasileira.

BIBLIOGRAFIA

VASCONCELOS, A. C. Brazilian Bridges - **Viaducts and footbridges outstanding**. Ed. Pini, São Paulo, 1993.Brazil.

THOMAZ, E. **Cracks in buildings** - Causes, Prevention and Recovery. Ed. Pini, São Paulo, 2001.Brazil.

CUNHA, A. J. P.; Lima, N. A.; Souza, V.C.M.. **Structural accidents in construction** - Volume I and II. Ed. Pini, São Paulo, 1998.Brazil.

ANSYS Inc., 275 **Technology Drive**, Canonsburg, PA.

REFORÇO

EM

PONTES



EIXO 3

8

Reforço de Pontes de Concreto Armado por Protensão Externa

PINHEIRO, Luis Henrique Bueno

Universidade Estadual de Campinas.

TRAUTWEIN, Leandro Mouta

Universidade Estadual de Campinas.

ALMEIDA, Luiz Carlos de

Universidade Estadual de Campinas.

Resumo: A falta de manutenção aliada ao aumento do peso dos veículos rodoviários no Brasil, exigem o reforço das pontes no país. Técnicas de reabilitação e reforço estrutural podem tornar este reforço viável técnica e financeiramente. Porém, como não existem regras específicas sobre como realizar esse tipo de análise em pontes brasileiras, nem procedimentos para o cálculo de armaduras específicas, diversos métodos não são considerados na escolha do tipo de armadura estrutural, nem os esforços adequados. São levados para uma avaliação adequada. Este trabalho estuda o reforço à flexão de estruturas em concreto armado por protensão externa, expondo vantagens e desvantagens de sua utilização e as características deste método de reforço. Por fim, é proposta uma metodologia de cálculo empregando um exemplo teórico de reforço estrutural de uma antiga ponte brasileira por protensão externa com uso de cabos de aço lubrificados, desviadores de concreto armado e blocos de ancoragem. Para basear o cálculo foram utilizadas as regras do projeto da ponte para encontrar os esforços de projeto e a área metálica existente. Com base nas normas vigentes e no projeto de ampliação da ponte, foram determinados novos esforços nas vigas principais. Considerando estes novos esforços e a área de aço existente, foi determinada a área de aço de protensão necessária para que juntamente com as armaduras de aço passivas existentes a ponte possa suportar as novas condições de tráfego.

Palavras-chave: Ponte de concreto armado; Protensão; Reforço Estrutural; Técnicas de Reabilitação.

1. INTRODUÇÃO

Devido às demandas de mercado, os veículos de carga transportam frequentemente um peso muito alto, antes tomado como raro ou impossível em um só caminhão. As pontes, sobre as quais trafegam estes veículos, podem estar expostas a esforços superiores àqueles considerados em seu projeto, calculados com base nas normas vigentes em sua época de construção.

As pontes muito antigas passaram por solicitações danosas de diversas naturezas, ficaram expostas a intempéries que, sem a devida manutenção das obras, favorecem a instalação de patologias, podem corroer as armaduras, desgastar o concreto e causar diversas anomalias, diminuindo a resistência da ponte, bem como sua vida útil.

O aumento do volume de tráfego rodoviário demanda a ampliação das estradas e das pontes que fazem parte destas estradas.

A ampliação das vias, o aumento de peso dos veículos e diminuição da resistência original das pontes, demandam técnicas de reforço da sua estrutura para que aumente a capacidade resistente das obras e assim suportem com segurança, as novas condições de trabalho.

Dentre as várias técnicas existentes de reforço estrutural, a protensão das vigas principais por meio de cabos externamente ancorados a elas, surge como uma alternativa competitiva em relação à rapidez de implantação com a obra em uso, economia de material (formas e escoras) e eficiência no aumento de resistência.

2. OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho será a exemplificação de uma metodologia para a análise do reforço estrutural por protensão externa de uma ponte brasileira fictícia, projetada sob a validade de normas antigas em que haverá a necessidade de ampliação, além de adequação da resistência para as cargas de projeto sugeridas nas normas atuais.

3. VANTAGENS E DESVANTAGENS

Um único sistema de cabos externos pode ser usado para o reforço a vários esforços simultaneamente, como momentos fletores positivos, negativos e esforços cortantes, devido

a inclinação dos cabos e ao efeito de compressão provocado. Outras vantagens podem ser citadas:

- menor consumo de concreto ao eliminar a necessidade de engrossamento de todo o elemento;
- economia em formas e escoramento;
- baixo peso acrescido à estrutura existente;
- menos perdas de protensão por atrito devido à utilização de cabos sem aderência;
- possibilidade de determinação da excentricidade dos cabos com a fixação de desviadores e ancoragens em alturas determinadas da viga;
- as vigas principais de pontes podem ser reforçadas com a obra em tráfego;
- não é necessário corrigir deformações antes de reforçar a obra;
- possibilidade de manutenção e troca das armaduras não aderentes;
- melhor distribuição de esforços na aplicação em vigas contínuas (Souza & Ripper 1998 [1]);
- redução de deformações;
- dependendo dos esforços acrescidos em uma possível ampliação da obra, este reforço pode isentar a necessidade de vigas adicionais;
- equipamentos de protensão leves facilitam a utilização em grandes alturas, principalmente ao se escolher o sistema em mono cordoalhas (Almeida 2001 [2]);

Mesmo com tantas propriedades vantajosas, alguns aspectos devem ser observados ao se pensar em adotar este tipo de reforço estrutural. Dentre eles, podem ser citados:

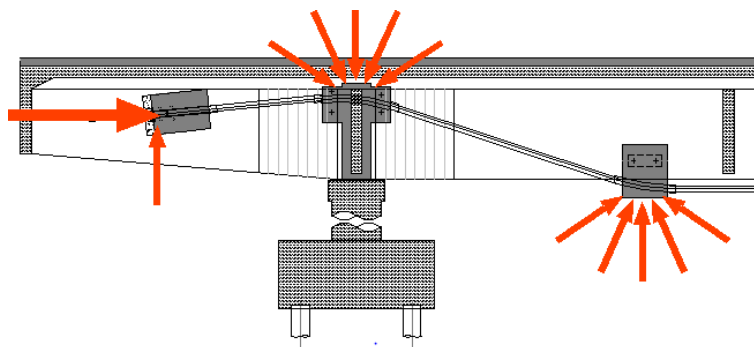
- equipamentos e técnicas não convencionais requerem mão de obra especializada;
- demanda alta proteção à corrosão principalmente em ancoragens e desvios;
- o reforço fica exposto externamente, possibilitando impactos ou ação de incêndios;
- a destruição em um só ponto acaba por inutilizar todo o cabo do reforço;
- a dificuldade na execução de blocos de ancoragem e desviadores em concreto pode inviabilizar o uso deste tipo de reforço;
- o peso dos blocos desviadores e de ancoragem em concreto, devem ser considerados no cálculo estrutural;

- pode haver efeito de segunda ordem devido à diferença entre os deslocamentos sofridos entre a estrutura e o cabo de protensão não aderente;
- a introdução da força de protensão pode ser danosa para concretos de baixo fck, principalmente em pontos de concentração de tensões (desviadores e ancoragem);
- possibilidade de surgimento de esforços hiperestáticos de protensão;
- dificuldades na furação de vigas transversinas ou demais elementos para a passagem dos cabos de pro-tensão e fixação das ancoragens e desviadores;

4. PRINCIPAIS COMPONENTES DO SISTEMA

Esta técnica consiste em ancorar cabos externamente à estrutura por suas extremidades e então protendê-los, podendo haver desvios em sua trajetória por meio de blocos desviadores. O cabo retilíneo com desvios é denominado poligonal, muito usado no caso de protensão exterior, em que os cabos ficam livres de contato com a estrutura, exceto pelos pontos de ancoragem e desvios, onde acabam por introduzir forças contrárias às solicitações, conforme ilustra a Figura 1.

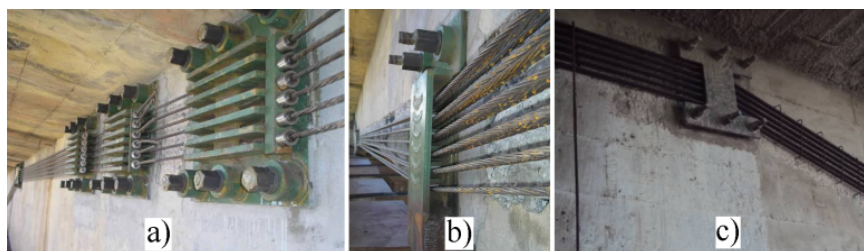
Figura 1: Forças da protensão externa



FONTE: AUTORES.

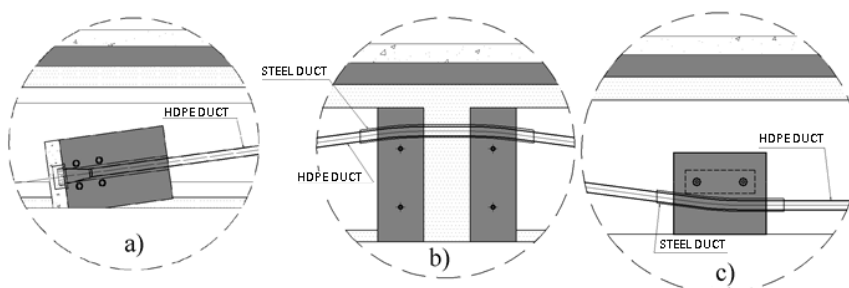
Primeiramente são instalados elementos sobre os quais os cabos podem ser ancorados e desviados. Estas ancoragens e desviadores podem ser metálicos, como na Figura 2 ou em concreto armado conforme o esquematizado na Figura 3, mas até mesmo vigas transversinas e outros elementos da estrutura podem ser usados para este fim.

FIGURA 2: BLOCOS DE ANCORAGEM METÁLICOS (A) E BLOCOS DESVIADORES METÁLICOS (B) E (C).



FONTE: AUTORES.

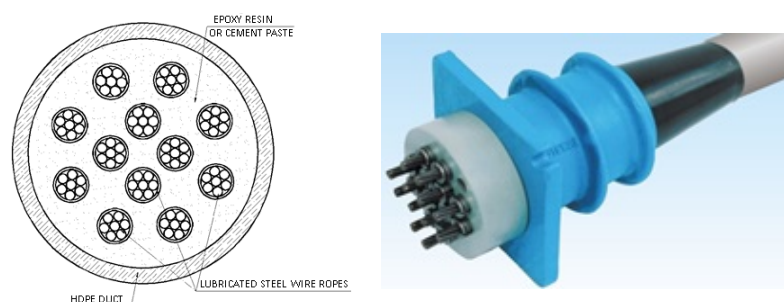
FIGURA 3: BLOCOS DE ANCORAGEM DE CONCRETO ARMADO (A) E BLOCOS DESVIADORES (B) E (C)



FONTE: AUTORES.

Os cabos da protensão não aderente são constituídos de cordoalhas engraxadas e revestidas com polietileno de alta densidade (HDPE). Para o aumento da força de protensão da peça, vários destes podem ser unidos dentro de um duto, como o da Figura 4, o qual é preenchido internamente com resina epóxi ou nata de cimento.

FIGURA 4: SISTEMA DE DUTOS E ANCORAGENS DE CABOS DE AÇO



FONTE: AUTORES.

Este sistema, muito utilizado em reforços por pro-tensão externa, possui várias vantagens, como proteção contra os raios ultravioleta, em virtude do HDPE, contra a corrosão, em virtude da graxa, possibilidade de substituição dos cabos internos, maior controle e manutenção da protensão ao longo da vida útil da obra.

5. EXEMPLO TEÓRICO

Para exemplificar esta técnica de reforço à flexão de vigas longarinas, esta etapa trata da análise de uma situação típica em que uma ponte construída no fim da década de 70, deve ser ampliada, porém não se possui seu projeto original. Após o um típico levantamento de campo obtém-se a resistência do concreto existente bem como a geometria da obra.

A análise estrutural é feita com estas informações, com base nas normas vigentes na época de projeto, sendo calculados os esforços para os quais a ponte foi dimensionada originalmente, então calcula-se o reforço, garantindo-se que resista aos esforços da obra ampliada e verificada pelas normas atuais.

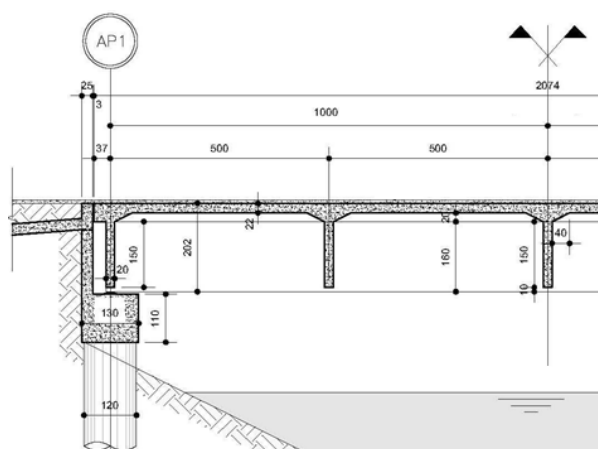
5.1. CARACTERÍSTICAS DO MODELO

A obra fictícia analisada possui 20 m de vão teórico, e vigas longarinas simplesmente apoiadas na mesoestrutura. Sistema estrutural típico desta época (DNIT 2004 [3]) em duas vigas longarinas contraventadas por 5 vigas transversinas.

A largura total da seção transversal é de 10 m, com 830 cm de pista. Não há proteção entre a pista e os passeios, apenas guarda-corpos protegem as extremidades da obra. Esta ponte foi dimensionada para o veículo de 360 kN de peso da antiga NB-6 de 1960 [4].

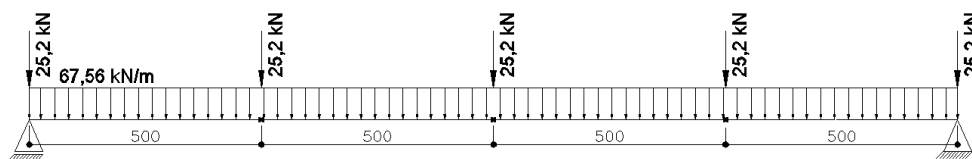
Nas Figuras 5 e 6 encontra-se o projeto da obra original.

FIGURA 5: MEIO CORTE LONGITUDINAL DA OBRA



FONTE: AUTORES.

Figura :Esquema estático para cargas permanentes – obra original (medidas em cm)

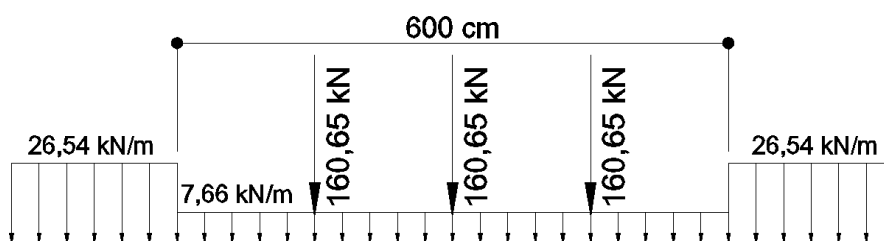


FONTE: AUTORES.

Para as cargas móveis de projeto, foram utilizadas a Norma de Pontes, NB-2 de 1961 e a de Cargas Móveis NB-6 de 1960. Esta norma considera o trem-tipo de 360 kN de peso total.

Este veículo em conjunto com a carga distribuída, na posição mais desfavorável para uma das vigas, por linha de influência (na seção transversal) resulta no esquema estático de cargas da Figura 9 para a viga mais solicitada.

FIGURA 8: ESQUEMA ESTÁTICO PARA CARGAS MÓVEIS – OBRA ORIGINAL



FONTE: AUTORES.

Os carregamentos anteriormente detalhados resultaram nos seguintes momentos fletores:

TABELA 1. MOMENTOS FLETORES DO PROJETO ORIGINAL DA PONTE (M_0 , UNITS IN $kN \cdot m$)

Cargas	Valores parciais (S_k)	Valor final (S_d)
M_{0G} (carga permanente)	3630,0	9262,4
M_{0Q} (carga acidental veículo)	2986,0	

FONTE: AUTORES.

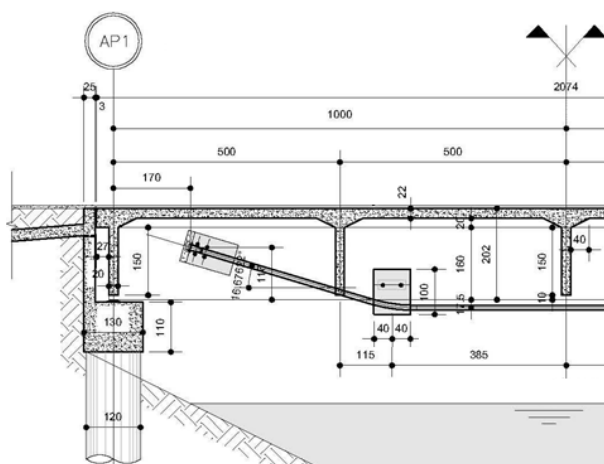
Com os valores da Tabela 1, e características da obra existente, de acordo com a Norma Brasileira de Concreto vigente na época de projeto, ou seja, NB-1 de 1978 [6], determinou-se a armadura existente, resultando em 118 cm² de aço CA-50.

5.3. ANÁLISE ESTRUTURAL NAS NOVAS CONDIÇÕES DA PONTE

Para as novas condições da ponte, com maior largura e maior comprimento de pista, espera-se aumento considerável de esforços nas vigas longarinas.

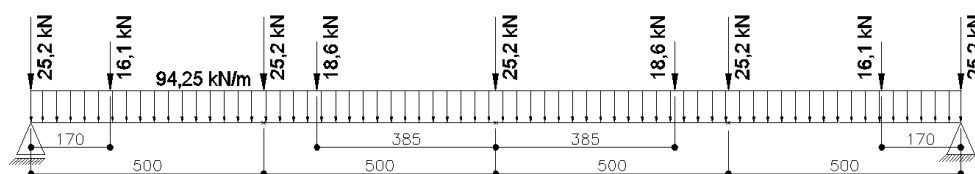
Considerando a solução de reforço por protensão externa com blocos desviadores e de ancoragem em concreto armado, estes elementos foram dispostos conforme a Figura 10 e seus pesos levados em conta nas cargas permanentes, juntamente com o peso dos demais elementos, conforme a Figura 11.

FIGURA 9: MEIA SEÇÃO LONGITUDINAL



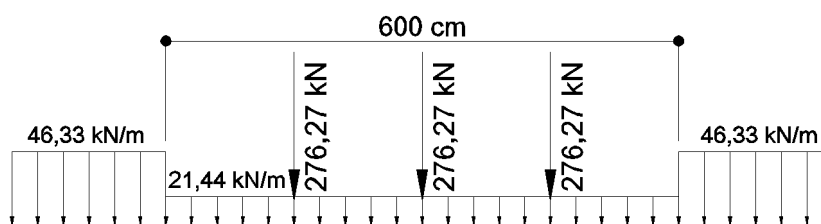
FONTE: AUTORES.

Figura 10: Esquema estático para cargas permanentes – obra final (medidas em cm)



FONTE: AUTORES.

Para as cargas móveis finais, foi utilizada a Norma Brasileira atual correspondente, NBR 7188 de 2013 [5], resultando para cada viga longarina, por linha de influência, as cargas da Figura 12.

FIGURA 11: CARGAS ACIDENTAIS PARA VEÍCULO - OBRA FINAL

FONTE: AUTORES.

Para o cálculo dos esforços foram utilizados coeficientes brasileiros de majoração, de 1,35 para cargas permanentes e 1,5 para cargas móveis, resultando nos valores da Tabela 2.

TABELA 2. MOMENTOS FLETORES DA OBRA FINAL DA PONTE (M_F , UNITS IN $kN \cdot m$)

Cargas	Valores parciais (S_k)	Valor final (S_d)
M_{FG} (carga permanente)	5106,25	14953,79
M_{FQ} (carga acidental veículo)	5373,5	

FONTE: AUTORES.

5.4. RESUMO DOS ESFORÇOS

Observa-se na Tabela 3, um aumento de cerca de 60 % dos esforços, aumento que deve ser resistido pelo sistema de protensão externa.

TABELA 3. COMPARAÇÃO DE MOMENTOS FLETORES (M , UNITS IN $kN \cdot m$)

Forças	S_k	S_d	ΔS_d
M_{0G}	3630,00	9262,40	5691,39
M_{0Q}	2986,00		
M_{FG}	5106,25	14953,79	(61,4%)
M_{FQ}	5373,50		

FONTE: AUTORES.

5.5. CÁLCULO DO REFORÇO

Com a mudança de normas, alguns parâmetros sofreram alteração, como no caso da seção resistente considerada, a qual sofreu alterações em relação às flanges.

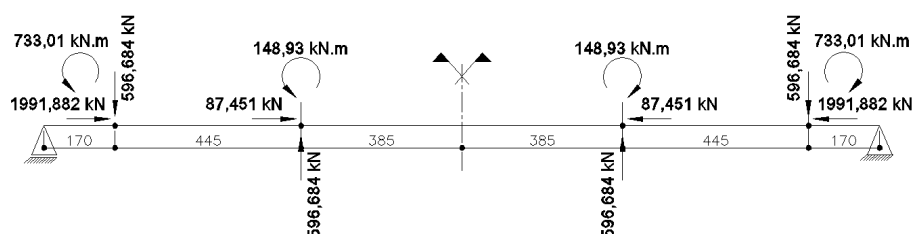
É adotada uma área de aço de protensão para resistir ao esforço acrescido. Esta área de aço, tracionada ao seu limite (determinado pela norma brasileira de concreto armado [6]),

ancorada de forma excêntrica e com geometria inclinada, gera esforços concentrados nos pontos de desvio e ancoragem.

Para o presente caso, a área de aço de protensão foi adotada com base em um cálculo de armadura necessária de protensão para o valor total de sollicitação de momentos fletores. Da área de aço total de protensão calculada, foi descontado a parcela de armadura passiva existente e este valor arredondado para áreas de aço comerciais, resultando em dois cabos com 7 cordoalhas de 12,7 mm (área de protensão efetiva = 13,82 cm²).

As forças concentradas, conferidas por esta armadura inicialmente adotada, estão representadas na Figura 13.

FIGURA 12: CARGAS EQUIVALENTES POR PROTENSÃO EXTERNA



FONTE: AUTORES.

As cargas explicitadas na figura anterior geram esforços de momentos fletores de sentido contrário ao das sollicitações dos veículos e das cargas permanentes, conforme a Figura 14.

FIGURA 13: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES DEVIDO À PROTENSÃO EXTERNA



FONTE: AUTORES.

Uma combinação destes esforços com os das cargas permanentes e cargas acidentais dos veículos, configuram o novo esforço sollicitante. Por conter também o esforço aplicado pelo reforço, seu valor pode ser menor que o esforço atuante inicialmente.

Dado os valores de momentos sollicitantes são:

$$M_{\text{cargas permanentes}} = 5106,25 \text{ kN.m};$$

$$M_{carga\ acidental\ ve\acute{i}culo} = 5373,5\ kN.m;$$

$$M_{protens\~{a}o\ externa} = -3537,18\ kN.m;$$

Com estes valores, aplicados os coeficientes das normas brasileiras, determina-se o valor de momento fletor atuante final M_{df} , que neste caso, resultou em:

$$M_{df} = 11770,23\ kN.m.$$

Para a seção considerada com as armaduras previamente calculadas, ativa e passiva existente, com seus respectivos braços de alavanca, chega-se ao momento resistente $M_{rd} = 13616\ kN.m$, portanto maior que o momento solicitante final M_{df} .

Confirmando-se esta condição, armadura anteriormente adotada é suficiente para resistir ao aumento de esforços, sendo esta armadura constituída de dois cabos com 7 cordoalhas de 12,7 mm por viga longarina.

Caso M_{rd} fosse menor que M_{sd} , seria necessário considerar maior área de aço de protensão, recalculas as forças concentradas aplicadas (cargas equivalentes), recalculas os esforços por ela gerados, determinando-se o novo esforço solicitante de cálculo, então calcular o momento resistente da seção com a nova área de aço, até que a condição $M_{rd} > M_{sd}$ seja satisfeita.

6. CONCLUSÃO

Para este caso teórico, 2 Cabos por viga, com 7 cordoalhas de 12,7 mm de aço CP-190SR são suficientes para absorver este aumento de momentos solicitantes de 61%.

Este reforço pode ser feito sem a interrupção de tráfego na obra, provavelmente com menores transtornos que uma situação convencional de reforço por envelopamento ou por chapas metálicas.

BIBLIOGRAFIA

- [1] SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo, Pini, 1998.

- [2] ALMEIDA T. G. M. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de cabos externos protendidos**. University of São Paulo. São Carlos, 2001.
- [3] DNIT - **Brazil's national transport infrastructure department**. Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias. Road Research Institute. 2nd Ed. Rio de Janeiro, 2004.
- [4] ABNT - Brazilian Association of Technical Norms. **NB-6 Carga Móvel em Pontes Rodoviárias**. Rio de Janeiro: ABNT, 1960.
- [5] ABNT - Brazilian Association of Technical Norms. **NBR-7188, Road and pedestrian live load on bridges, viaducts, footbridges and other structures**, 2013.
- [6] ABNT - Brazilian Association of Technical Norms. **NBR-6118, Design of concrete structures – Procedure**, 2014.

9

Aplicação de protensão no reforço da ponte metálica do Rio Pardo

ALVES, Ricardo Valeriano

Universidade Federal do Rio de Janeiro.

PERLINGEIRO, Mayra Soares Pereira Lima

Universidade Federal Fluminense.

ALVES, Eduardo Valeriano

Universidade Federal Fluminense.

Resumo: O significativo aumento das cargas rodoviárias tem gerado uma crescente demanda por reforço nas estruturas das pontes em geral. As conhecidas vantagens de aplicação da protensão em estruturas de concreto motivam a busca de soluções semelhantes aplicadas às estruturas metálicas. O uso da protensão externa permite o reforço sem a interrupção do tráfego nas pontes, com pequenas intervenções nos elementos estruturais. São apresentadas as soluções de recuperação e reforço estrutural, empregando-se protensão em mono-cordoalhas engraxadas, aplicadas ao caso prático de readequação com aumento da capacidade portante da ponte em treliça sobre o Rio Pardo, com 62,4m de extensão. Os fundamentos da análise estrutural dos efeitos da protensão no comportamento estrutural são apresentados.

Palavras-chave: Recuperação e reforço estrutural; Protensão externa; Treliças metálicas.

1. INTRODUÇÃO

No ano de 2008 os autores participaram do desenvolvimento de alternativa, proposta e aceita, para projeto de recuperação e reforço da Ponte sobre o Rio Pardo. A ponte localiza-se na Rodovia Vicinal SRV046 (km 9), trecho Santa Rosa de Viterbo – Cajuru, no Estado de São Paulo, conforme ilustrado na Figura 1. Observa-se na foto aérea da Figura 1, parte de vastas extensões de plantio de cana de açúcar, típicas da região que conta com as maiores refinarias de álcool do Brasil. Esta atividade agroindustrial foi o principal motivo do rápido crescimento do tráfego, não só em quantidade de veículos, mas, principalmente, em aumento significativo das cargas.

FIGURA 1: LOCALIZAÇÃO PONTE SOBRE O RIO PARDO



FONTE: AUTORES.

A estrutura foi construída no início do Século XX, em 1912. Trata-se originariamente de ponte ferroviária, com superestrutura em aço, tipo ASTM-36, constituída por duas treliças com banzos paralelos de altura de 6,80m. A estrutura possui um vão de 62,4m de comprimento, subdivididos em 12 trechos de 5,20m cada – correspondentes à distância entre montantes. A largura da seção é de 4,52m entre eixos das treliças. A Figura 2 ilustra a ponte logo após sua inauguração. Pode-se observar a presença dos trilhos sobre dormentes de madeira.

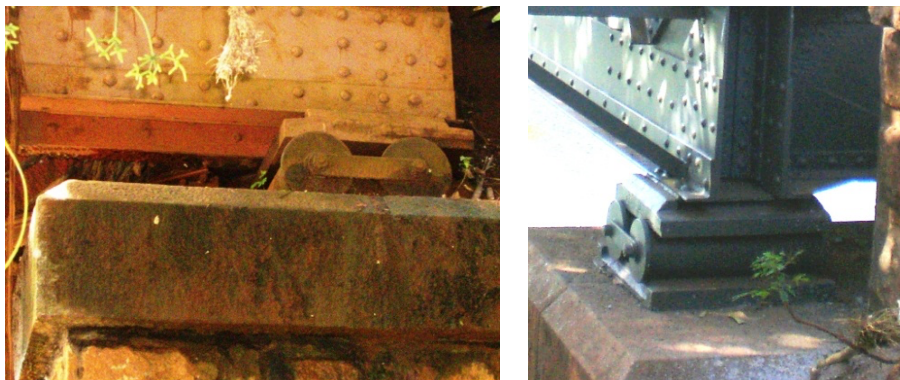
FIGURA 2: PONTE AO TÉRMINO DA SUA CONSTRUÇÃO (FONTE: REVISTA STA ROSA DE VITERBO – 81 ANOS. TEXTO: “A ESTRADA DE FERRO, ANO 1991”, P. 11.)



FONTE: AUTORES.

Na extremidade mostrada na foto anterior, pode-se ainda notar o apoio rotulado fixo. No outro extremo deu-se liberdade para os deslocamentos longitudinais por meio de aparelho de apoio com rolo metálico entre chapas grossas, conforme fotos mostradas na Figura 3.

FIGURA 3. APARELHO DE APOIO METÁLICO DESLIZANTE (ANTES E APÓS RECUPERAÇÃO)



FONTE: AUTORES.

O tráfego de trens foi interrompido em 1966. Com a remoção dos trilhos, a estrutura recebeu complementação do estrado em dormentes de madeira para receber tráfego rodoviário. A foto da Figura 4, tomada imediatamente antes de recente recuperação, ilustra o aspecto da ponte em uso rodoviário.

FIGURA 4: ESTADO DA PONTE ANTES DA RECUPERAÇÃO**FONTE:** AUTORES.

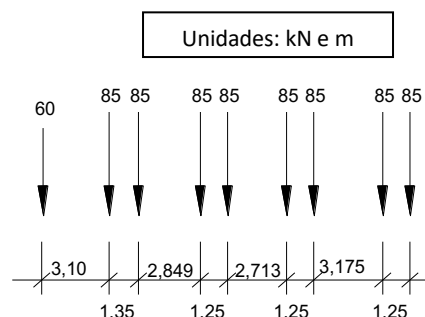
Por ocasião da melhoria da rodovia vicinal, sob responsabilidade do DER do Estado de São Paulo, observou-se que os perfis metálicos apresentavam corrosão generalizada, principalmente nos elementos imediatamente abaixo do estrado. Isto se deu em virtude da constante infiltração de agentes corrosivos da seiva da cana, constantemente deixada pela passagem da colheita. A insuficiente dimensão dos guarda corpos metálicos (em não conformidade com a norma vigente) resultava em diversos perfis danificados por impacto de veículos. Um montante apresentava expressiva deformação devido a estes impactos, conforme ilustrado na Figura 5.

FIGURA 5: ELEMENTOS DANIFICADOS POR IMPACTO (ANTES E APÓS RECUPERAÇÃO)**FONTE:** AUTORES.

Em virtude da extensiva exploração da cana de açúcar, a região já contava com o tráfego constante de rodotrens, como ilustrado na Figura 6. Além disso, a presença de pedestres indicava a necessidade de passeio. Por todos estes motivos o DER concluiu que era

imprescindível a recuperação e reforço visando atender às reais necessidades, juntamente com a incorporação de passarela lateral para pedestres.

FIGURA 6: TÍPICO VEÍCULO RODOTREM USADO NO TRANSPORTE DE CANA

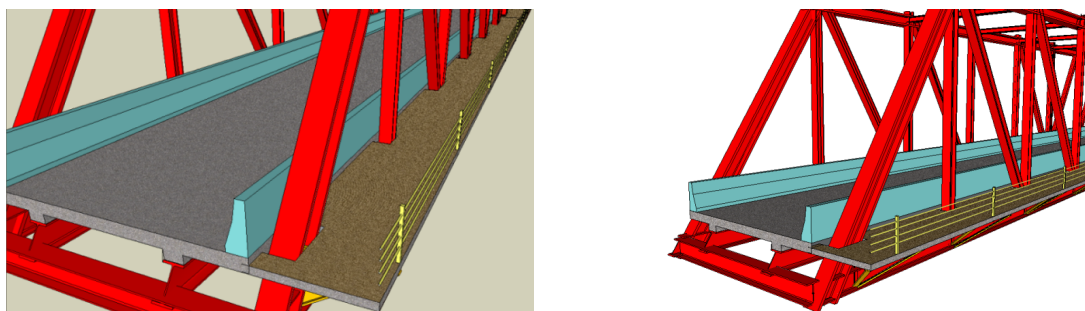


FONTE: AUTORES.

2. CONCEPÇÃO DA READEQUAÇÃO E ALARGAMENTO

Conceitualmente o projeto de reforço original previa a substituição do estrado em madeira por laje em concreto armado, incorporada à estrutura metálica do banzo inferior da superestrutura treliçada. O tabuleiro assim formado apresentaria comportamento de superestrutura mista, uma vez que a laje fosse solidarizada às vigas metálicas por meio de conectores tipo “stud bolt”. Visando atender a necessidade de incorporação de passarela para pedestres, optou-se originalmente por uma estrutura metálica com piso em chapa de aço. A passarela em aço tem como vantagens a leveza e relativa simplicidade e rapidez de execução. Posteriormente, porém concluiu-se que a opção da solução da passarela de pedestres em concreto armado, ilustrada na Figura 7, seria mais interessante, por trazer as seguintes vantagens:

- Maior conforto e sensação de segurança devido ao ganho de rigidez;
- Resistência à corrosão dos agentes agressivos;
- Redução do nível de vibração e ruído (típicos da estrutura metálica esbelta);

FIGURA 7: MAQUETE DIGITAL DA PROPOSTA DE PASSARELA EM CONCRETO ARMADO

FORTE: AUTORES.

Porém, ao se considerar a carga adicional da laje em concreto e as cargas móveis atuais, restava pouca capacidade resistente da superestrutura para receber as cargas correspondentes ao passeio (peso próprio estrutural e multidão). Para a solução, relativamente leve da passarela metálica, a estrutura treliçada original, trabalhando em conjunto com a laje em concreto armado, ainda teria capacidade portante, porém esta poderia não ser suficiente para as cargas da passarela em concreto.

3. SOLICITAÇÕES

A Tabela 1 apresenta o resumo dos resultados do projeto original de reforço com os carregamentos de peso próprio e carga móvel do veículo tipo CVC 74, correspondente ao rodotrem com 74 t de massa, ou aproximadamente 740 kN de peso no total. São mostradas, para cada carregamento, a distribuição das cargas atuantes nas longarinas, as reações de apoio e as respectivas solicitações principais, representadas pelas solicitações normais nos banzos superior e inferior da treliça metálica. Não são consideradas as solicitações de peso próprio da passarela metálica.

TABELA 1: RESUMOS DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NA LONGARINAS

CARREGAMENTO	Carga distrib. (kN/m)	Reações de apoio (kN)	NORMAL Banzo Sup. (kN)	NORMAL Banzo Inf. (kN)
Peso próprio:				
Treliça metálica	20,4	1 272	761	-741
Laje de concreto	20,5	1 280	715	-693
Guarda-rodas	11,5	716	401	-389
Pavimento	5,4	336	18,7	-181
Repavimento	6,6	412	230	-223
Carga móvel (CVC74)	31,0	1 934	1 020	-984
TOTAL	95,4	5 950	3 314	-3 211

FORTE: AUTORES.

Além da passarela em estrutura metálica, a concepção original do reforço foi idealizada com a laje concretada sobre escoramento provisório, apoiando-se nos elementos do banzo inferior. Visando dar agilidade ao processo construtivo foram propostas pré-lajes de cinco centímetros de espessura abaixo da laje a ser concretada “*in loco*”, cuja espessura de 18cm foi mantida acima da pré-laje. A carga adicional total, correspondente à pré-laje sobre 4,06m de largura ao longo de 62,4m de extensão é, portanto:

$$4,06\text{m} \times 0,05\text{m} \times 62,4\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 317\text{kN} \quad (1)$$

Considerando-se ainda o acréscimo da passarela de concreto armado em uma das laterais com largura de 1,40m e 0,10m de espessura, a carga adicional correspondente pode ser estimada por:

$$1,40\text{m} \times 0,10\text{m} \times 62,4\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 218\text{kN} \quad (2)$$

A Tabela 2 apresenta o resumo das solicitações devidas às cargas adicionais de pré-lajes e passarela em concreto.

TABELA 2. RESUMOS DOS ESFORÇOS SOLICITANTES ADICIONAIS

CARREGAMENTO ADICIONAL	Carga distrib. (kN/m)	Reações de apoio (kN)	NORMAL Banzo Sup. (kN)	NORMAL Banzo Inf. (kN)
Pré-laje	3,5	218	122	-118
Passarela de concreto	5,1	317	177	-172
TOTAL	8,6	535	299	-290

FONTE: AUTORES.

Comparando-se a soma das resultantes das principais cargas atuantes (5950kN), com a resultante das cargas acrescidas (535kN), observa-se que ocorre uma majoração de quase 10%, o que corresponde a um acréscimo de aproximadamente 300kN de solicitação normal em cada banzo da treliça metálica.

O estudo inicial indicava, após a consideração das sobrecargas da Tabela 1, coeficientes de utilização (esforço solicitante /esforço resistente) com folga da ordem de apenas 20%. Embora o acréscimo de 10% nas solicitações ainda seria tecnicamente aceitável, o fato de reduzir à metade a margem de segurança já estreita, em uma estrutura com idade de cerca de um século, não parecia adequado. Mesmo que a avaliação das solicitações e resistências

tenha obedecido aos critérios atuais de norma e de forma bastante minuciosa, decidiu-se manter a margem de segurança inicialmente obtida. Desta forma, tornou-se necessário reforçar o sistema estrutural visando ganhar cerca de 10% de resistência.

4. PROJETO DE REFORÇO

4.1. EMBASAMENTO TÉCNICO-CIENTÍFICO PARA A OPÇÃO PELA PROTENSÃO

Como forma de se evitar um reforço convencional na estrutura metálica, visando suportar as cargas da passarela em concreto, foi então proposto que se utilizasse o artifício da protensão. No caso das estruturas em concreto, a protensão elimina (ou reduz significativamente) as tensões trativas ao impor um sistema de forças autoequilibradas, em oposição à ação das cargas preponderantes. No caso das estruturas metálicas a redução de tensões de tração pode não parecer um benefício, já que o material resiste tão bem à tração quanto à compressão. Além disso, uma seção plenamente comprimida pode induzir alguma forma de instabilidade estrutural (flambagem local ou mesmo global). Porém, a vantagem da imposição de forças opostas ao carregamento atuante certamente é interessante, justificando a aplicação da protensão. Pode-se assim concluir que a protensão, bem calibrada, aplicada às estruturas metálicas pode contribuir para se atenuar os efeitos da flexão. No caso em questão, em que a laje em concreto torna-se parte de uma estrutura mista, situada na região do banzo tracionado, a protensão é ainda mais interessante, pois atua no sentido de impor compressão nesta região.

Existem relativamente poucas publicações sobre protensão em estruturas metálicas. Podem-se destacar alguns trabalhos tais como Mukhanov (1968), onde se indica que os desviadores devem ser colocados ao longo da viga espaçados entre si de 1,5 a 2,0 metros, visando limitar o comprimento de flambagem do flange, concluindo que as vigas metálicas protendidas podem apresentar economia do aço entre 10% e 18%. Sampaio Junior (1976) apresenta estudos de “otimização” em vigas metálicas de seção I, com o traçado reto dos cabos abaixo do flange inferior, avaliando potencial economia em peso da ordem 15% a 30% com a protensão. Há cerca de uma década, Nunziata (1999) e Masullo e Nunziata (2003) apresentam uma série de estudos sobre vigas metálicas protendidas, apresentando um método

simplificado de cálculo, bem como de execução da protensão neste tipo de viga, indicando economia em torno de 15% no material no caso de viga isolada.

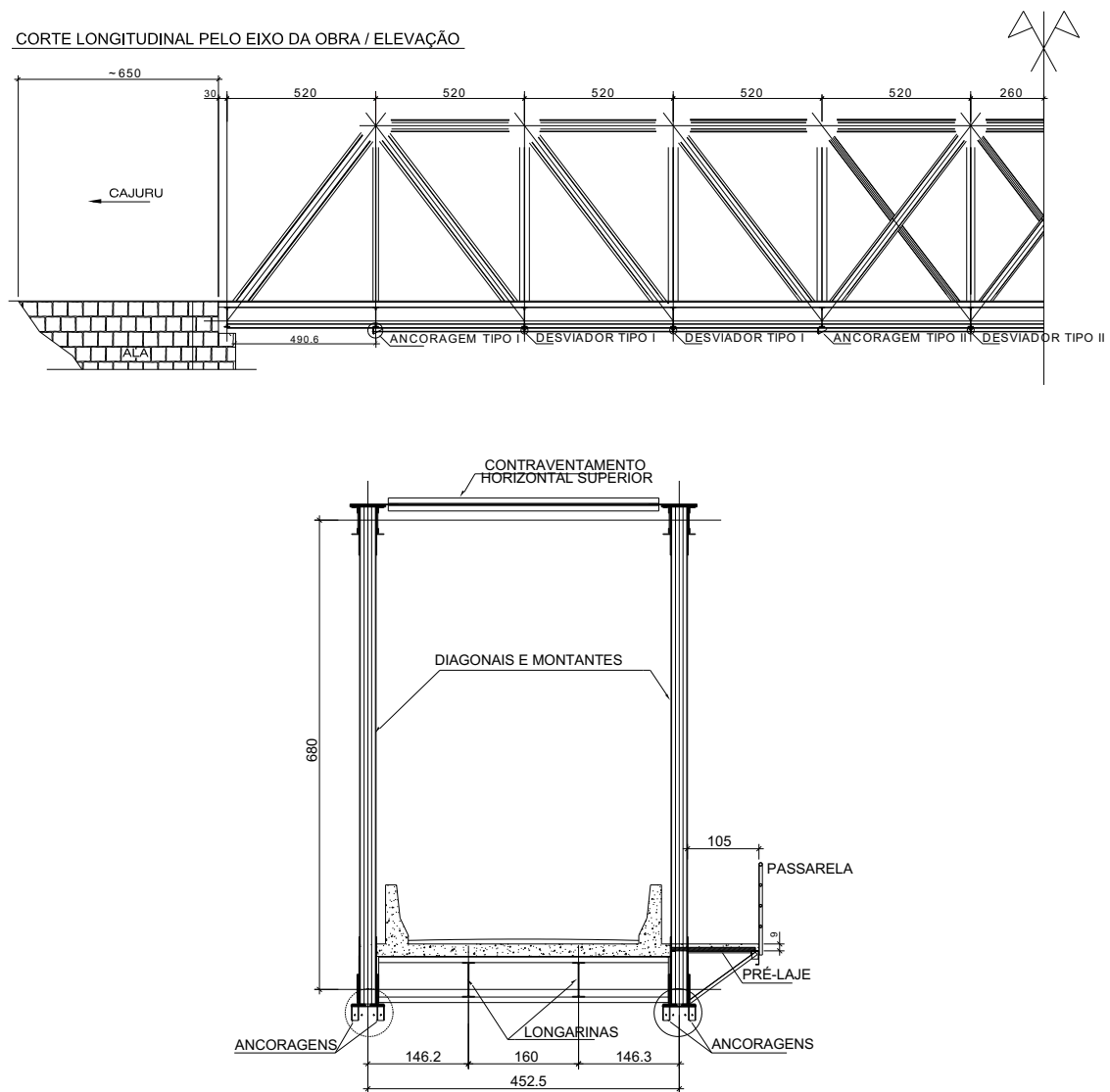
Mais recentemente, novos trabalhos foram publicados: Ferreira (2007) desenvolveu modelos numéricos de duas vigas de seção I, com traçados poligonal e retilíneo abaixo do flange inferior. Ambas demonstraram aumento na capacidade resistente, entretanto, travamentos tornaram-se necessários para evitar a instabilidade lateral. Além disso, foram desenvolvidas formulações matemáticas para obtenção de resposta dinâmica das vigas após o rompimento brusco dos cabos. Rezende (2007) estudou vigas biapoiadas com traçado retilíneo e concluiu que houve redução das flechas nas vigas, possibilitando um aumento da esbeltez. Constatou-se também a necessidade de travamento lateral para evitar instabilidade lateral por torção.

Jia e Liang (2010) desenvolveram equações através de método variacional para determinação do aumento das tensões e deformações resultantes da protensão das vigas metálicas. Belletti e Gasperi (2010) analisaram vigas metálicas protendidas com vãos entre 35m e 45m, variando o número de desviadores e a intensidade da força de protensão, até a ruptura. Foram consideradas as não linearidades física e geométrica. Verificou-se a instabilidade lateral das vigas, bem como o aumento da capacidade resistente pelo efeito da protensão.

4.2. DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE PROTENSÃO

Em face das características da estrutura, foram empregados cabos constituídos por monocordoalhas engraxadas e protegidas em bainhas plásticas de PEAD (polietileno de alta densidade), posicionados imediatamente abaixo do banzo inferior, com ancoragens e desviadores posicionados nos nós da treliça. Desta forma, cada viga foi reforçada com quatro cordoalhas de 15,2mm de diâmetro em aço CP190RB, com 36m de extensão e 20m de transpasse. As cordoalhas foram ancoradas aos pares, no alinhamento do 1º e do 4º montantes, contados a partir das extremidades das treliças, conforme mostra o meio corte longitudinal da Figura 8.

FIGURA 8: VISTA ESQUEMÁTICA DA ESTRUTURA EM MEIO CORTE LONGITUDINAL E SEÇÃO TRANSVERSAL



FONTE: AUTORES.

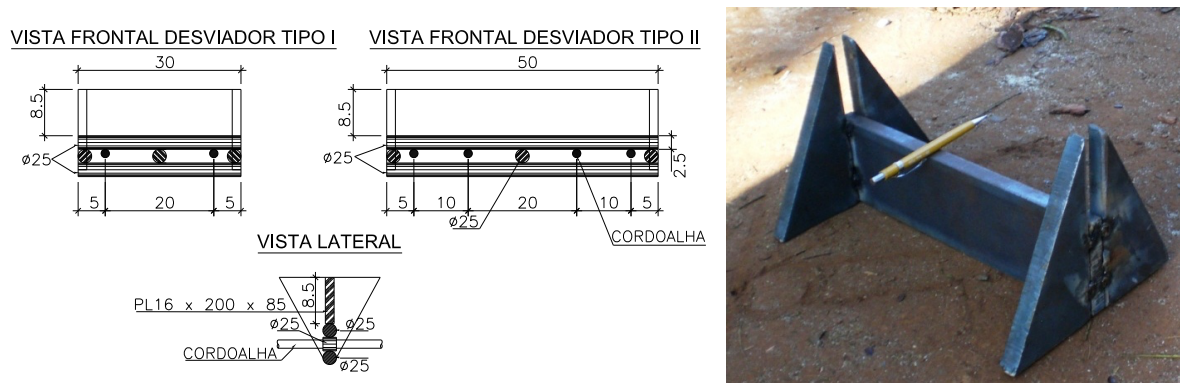
As Figuras 9 e 10 ilustram, respectivamente, os desenhos de projeto das ancoragens e dos desviadores, juntamente com fotos dos elementos metálicos em conclusão de fabricação. Todos os elementos metálicos foram fabricados com o aço A-36 e, posteriormente, soldados na estrutura conforme projeto executivo.

FIGURA 9: DESENHOS DE PROJETO DAS ANCORAGENS E FOTO DE UM ELEMENTO FABRICADO



FONTE: AUTORES.

FIGURA 10: DESENHOS DE PROJETO DOS DESVIADORES E FOTO DE UM ELEMENTO FABRICADO



FONTE: AUTORES.

A análise dos efeitos da protensão e respectiva verificação seguem procedimentos relativamente simples, obedecendo-se as prescrições da NBR 6118:2007, conforme apresentado a seguir:

- Área da seção da cordoalha de diâmetro 15,2mm: $A_p = 1,40\text{cm}^2$;
- Tensão de puxada $0,74 f_{ptk}$ (NBR 6118 - item 9.6.1.2.1)

$$0,74 \times 190 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 141 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \tag{3}$$

- Força de protensão para uma cordoalha:

$$141 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 1,40\text{cm}^2 = 197\text{kN} \tag{4}$$

- Perda por recuo da ancoragem = 6mm

- Alongamento total do cabo com 36,0m (considerando $E = 195GPa = 19.500kN/cm^2$)

$$\Delta L = \varepsilon \cdot L = \frac{\sigma}{E} \cdot L = \frac{141 \text{ kN/cm}^2}{19.500 \text{ kN/cm}^2} \times 36.000 \text{ mm} = 260 \text{ mm} \quad (5)$$

- Percentual de perda por ancoragem:

$$\frac{6 \text{ mm}}{260 \text{ mm}} \times 100 = 2,31\% \quad (6)$$

- Perda por relaxação em tempo 1.000h CP-190-RB (8.4.8 NBR6118) = 3,0%
- Perda para tempo infinito (9.6.3.4.5 NBR6118), $t = (10 \text{ anos}) = 10 \times 365 \times 24 = 87.600h$

$$\psi = 3,0 \left(\frac{87.600}{41,67} \right)^{0,15} = 9,5\% \quad (7)$$

- Perda Total = 2,3% + 9,5% = 11,8%
- Força de protensão em uma cordoalha após as perdas = $(1 - 11,8\%) \times 197 \text{ kN} = 174 \text{ kN}$

Logo, com a adoção de dois pares de cordoalhas em cada banzo inferior, transpassados em 20,8m introduz-se uma força de compressão por protensão máxima na seção central de $4 \times 174 = 696kN \sim 700kN$.

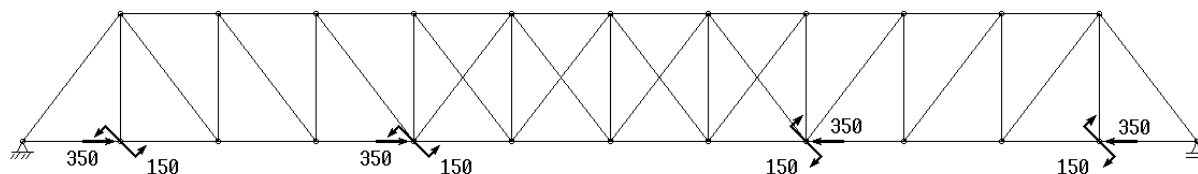
4.3. ANÁLISE DOS EFEITOS DA PROTENSÃO

Para determinação do efetivo alívio de solicitação normal no banzo inferior por efeito da protensão, deve-se analisar o comportamento conjunto da estrutura. Para isto considerou-se um modelo estrutural do tipo pórtico plano com os elementos das treliças originais acrescentando-se a contribuição da laje de 18cm de espessura solidária às vigas longarinas do estrado. No modelo, os elementos de seção mista (laje em concreto + perfil metálico da longarina) foram definidos independentes dos elementos (apenas metálicos) do banzo inferior, visando determinar isoladamente as solicitações neste último.

A Figura 11 apresenta o modelo correspondente ao modelo de um painel de treliça com a atuação das forças de protensão em cada par de cordoalhas (350kN) nos pontos de

ancoragem. Os momentos aplicados de 150kN.m resultam da excentricidade entre o alinhamento do cabo e o centroide do banzo inferior.

FIGURA 11: MODELO DE UM PAINEL DE TRELIÇA COM ATUAÇÃO DAS FORÇAS DE PROTENSÃO (kN, kN.M)



FONTE: AUTORES.

Os resultados da análise estrutural indicaram que o banzo inferior sofreu um alívio de 290kN (compressão por ação da protensão), em sua seção mais solicitada, cujas solicitações foram apresentadas nas tabelas 1 e 2. O valor coincide exatamente com o acréscimo de solicitação advinda da solução alternativa de passarela em concreto e pré-lajes. O elemento de seção mista (longarina + laje) absorveu 450kN, que representou um acréscimo de compressão longitudinal de 1,0kN/cm² (1,0MPa) na laje do tabuleiro. O banzo superior recebeu 50kN de solicitação normal de tração por ação da protensão. Desta forma todos os elementos estruturais foram favorecidos, dentre os quais o banzo inferior mais significativamente por ter retornado à condição inicial (em termos de margem de segurança), antes da adoção da passarela em concreto.

4.4. SOLICITAÇÕES NAS LAJES

Quanto à laje, esta foi executada com o auxílio de pré-lajes de concreto armado, que são consideradas funcionando juntamente com o concreto moldado no local na região de momentos negativos, sobre a viga principal. Conforme já descrito a espessura da laje concretada “*in loco*” foi mantida em 18cm conforme projeto original. Para a laje do passeio, foi suficiente a espessura total de 10cm, sendo 5cm de pré-laje e 5cm do capeamento complementar.

Para a obtenção das solicitações de cálculo na configuração estrutural da laje em concreto foram considerados os seguintes carregamentos:

- Cargas permanentes (peso próprio estrutural e sobrecargas);

- Carga móvel na pista (CVC 74);
- Multidão sobre o passeio (3,0kN/m²).

Considerou-se ainda para as o coeficiente de impacto (ϕ), dado por:

$$\phi = 1,4 - 0,007 \cdot L \geq 1,0 \quad (8)$$

4.5. VERIFICAÇÃO DA INFRAESTRUTURA

Quanto à infraestrutura, os encontros de pedra têm altura aproximada de sete metros, com faces externas verticais, com duas abas laterais também em pedra, com extensão de seis metros cada. Foi verificado após vistoria que os encontros apresentavam-se em boas condições, não havendo sinais de recalque ou danos que indicassem problemas estruturais.

Como houve o aumento das cargas permanentes e móveis, foi feita uma verificação das reações de apoio da obra e, posteriormente, comparação com a estimativa das reações do projeto original. Entretanto, por se tratar de um projeto do início do século passado, onde não se tem registros da memória de cálculo, adotaram-se como parâmetro de comparação as cargas móveis de trem-tipo ferroviário de bitola métrica TB-16, referente à NB7 do ano de 1943. Os valores indicaram que as fundações apresentavam reservas plenamente suficientes para o aumento das cargas.

4.6. ETAPAS CONSTRUTIVAS

A sequência de fotos a seguir visa complementar a ilustração das diversas etapas das obras de recuperação, reforço e alargamento da ponte.

Figura 12: Detalhe da remoção do estrado original e das pré-lajes entre longarinas



FONTE: AUTORES.

FIGURA 13: VISTA TRANSVERSAL EM TRÊS FASES DA RECUPERAÇÃO – NOTAR PRÉ-LAJES E PASSEIO



FONTE: AUTORES.

FIGURA 14: CONECTORES DE ARGOLA NA TRANSVERSINA E NA LONGARINA



FONTE: AUTORES.

Figura 15: Vista inferior durante a recuperação – notar estrutura metálica do passeio



FONTE: AUTORES.

FIGURA 16. DETALHE DO POSICIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS DE PROTENSÃO (EM AMARELO)



FONTE: AUTORES.

FIGURA 17: VISTA LATERAL - FASE FINAL DA RECUPERAÇÃO – DESVIADORES E ANCORAGENS EM AMARELO



FONTE: AUTORES.

FIGURA 18: VISTA INFERIOR NA CONCLUSÃO DAS OBRAS— NOTAR PASSEIO E DISPOSITIVOS DE PROTENSÃO

FONTE: AUTORES.

5. CONCLUSÕES

Existe uma carência em termos normas e publicações técnicas a respeito da aplicação de protensão às estruturas metálicas. Assim, não se dispõe de procedimentos de análise e dimensionamento bem estabelecidos para uso na prática de projeto e construção. Este fato indica que o tema ainda não foi tratado de forma suficiente em estudos teóricos e experimentais, dificultando (ou ao menos inibindo) a difusão desta técnica em aplicações práticas. Embora apresente benefícios menos expressivos do que no caso do material concreto, a protensão de estruturas metálicas traz vantagens, sendo particularmente interessante ao caso de reforço estrutural para pequeno ganho de capacidade portante. A técnica pode ser executada na estrutura em serviço, adicionando peso desprezível e com custo relativamente baixo. No exemplo prático apresentado, do reforço da Ponte do Rio Pardo, demonstrou-se que a protensão permitiu absorver na totalidade as solicitações normais (290kN) produzidas por cargas adicionais, favorecendo ainda a laje com uma solicitação normal de compressão longitudinal de 1,0MPa, e o banzo superior, com uma solicitação normal de tração de 50kN. Espera-se que este trabalho contribua para despertar o interesse em estudos e aplicações semelhantes no Brasil.

BIBLIOGRAFIA

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), (2007), **NBR-6118**. "Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento". Rio de Janeiro, Brasil.

Belleti, B. and Gasperi, A. (2010). **Behavior of prestressed steel beams**. J. Struct. Engrg. Vol. 136, n. 9, pp. 1131-1139.

Ferreira, Aline Caires (2007). **Vigas metálicas protendidas: análise estática, modal e ruptura do cabo de protensão e aplicativo computacional para projetos**. Mestrado, UNB, Brasília, DF.

Jia, Y. M. and Liang, D.W. (2010). **Numerical analysis of prestressed steel box beams**. Advanced Materials Research v.163-167, p.862-865.

Masullo, A. & Nunziata, V. (2003). - **Prestressed Steel Structures: Historical and Technological Analysis** - Second International Structural Engineering and Construction Conference Roma 23-26 settembre.

Mukhanov, K.K. **Design of Metal Structures**. Moscow: Mir Publishers, 1968.

Nunziata, V. (1999). "**Prestressed Steel Structures**" XVII Congresso C.T.A. Collegio dei Tecnici dell'Acciaio - Napoli 3 -4 - 30 ottobre.

Rezende, Carina da Ross (2007). **Análise estrutural de vigas metálicas protendidas**. Mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES.

Sampaio Jr., Cassio Ferraz (1976). **Dimensionamento econômico de vigas protendidas de aço**. Mestrado, USP-EESC, São Carlos, 100 p.

10 Restauração Estrutural e Reforço da Ponte do Desengano

ALVES, Ricardo Valeriano

Universidade Federal do Rio de Janeiro.

PERLINGEIRO, Mayra Soares Pereira Lima

Universidade Federal Fluminense.

JUDICE, Flávia Moll de Souza

Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Resumo: A ponte do Desengano, com 11 vãos e 171,5 metros de comprimento, atravessa o Rio Paraíba do Sul, que fica entre as cidades de Vassouras e Valença, no estado do Rio de Janeiro, e fazia parte da Estrada de Ferro Dom Pedro II (EFDPII). A ponte possui um valor histórico excepcional por ser uma das primeiras estruturas metálicas construídas no Brasil, inaugurada em 1865 pelo próprio Imperador D. Pedro II. Originalmente composta por três linhas de longarinas, a ponte suporta uma ferrovia e uma via de tráfego. Neste século, uma das linhas de longarinas foi removida para dar lugar à ponte ferroviária moderna apoiada nos pilares originais. As duas linhas de longarinas restantes, com uma laje de concreto armado, foram destinadas ao tráfego rodoviário. O objetivo deste trabalho é apresentar os detalhes da restauração e reforço estrutural concluídos em 2017 na via rodoviária. Uma análise físico-química revelou que a estrutura metálica é composta por ferro forjado, cuja natureza frágil impede o uso de conexões soldadas. A laje de concreto armado, com problemas de carbonatação e corrosão, foi submetida a um processo de alcalinização. Toda a superestrutura foi suspensa para nivelamento e instalação de apoios elastoméricos. A remoção cuidadosa de rebites específicos possibilitou a realização de conexões por parafusos para o reforço estrutural. Os nove vãos em arco foram reforçados com um novo sistema de contraventamento, barras *Dywidag*, dispostas paralelamente às hastes originais e tensionadas por pré-esforço indireto. Os dois vãos de treliça foram reforçados com tendões monofilamentares pré-tensionados logo abaixo do flange inferior. A recuperação das áreas de aço, perdidas pela corrosão, foi realizada por aderência de concreto. Os elementos estruturais reforçados foram projetados de forma a não afetar a arquitetura do patrimônio histórico.

Palavras-chave: Restauração estrutural; Reforço de pontes; Patrimônio histórico.

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho tem como objetivo descrever as particularidades da restauração e reforço da ponte do Desengano sobre o rio Paraíba do Sul. Localizada entre as cidades de Vassouras e Valença, no estado do Rio de Janeiro, a ponte foi inaugurada pelo imperador D. Pedro II, em 17 de dezembro de 1865 e apresenta um valor histórico significativo, sendo parte do inventário de bens culturais do INEPAC (Instituto Estadual do Patrimônio Cultural).

Esta construção é uma das primeiras estruturas de ponte metálica executadas no Brasil, em uma época em que a siderurgia ainda não possuía técnicas consolidadas para a produção de aço em grande escala. Conforme indicado pela análise metalográfica, a ponte foi construída com ferro forjado, um precursor do aço moderno. A principal dificuldade se deve ao fato de que o ferro forjado não pode ser soldado, sob pena de ocorrer fratura frágil. Assim, as inevitáveis conexões necessárias para os serviços de recuperação e reforço não puderam ser soldadas.

Após cerca de 150 anos em serviço, a superestrutura apresentou necessidades de recuperação e reforço devido ao desgaste inevitável e à possibilidade de fadiga. Além disso, a laje de concreto armado estava fragilizada devido à alta carbonatação, que reduz o pH do meio, causando corrosão das armaduras.

A construção da Estrada de Ferro D. Pedro II, iniciada em meados da década de 1850, tinha como objetivo conectar o Rio de Janeiro aos estados de Minas Gerais e São Paulo, como mostrado na Figura 1. O principal objetivo era atender às necessidades dos produtores de café. Além das pontes, 13 túneis foram construídos para a transposição da Serra do Mar.

FIGURA 1: ESTRADA DE FERRO DOM PEDRO II ADAPTADA DE [3]

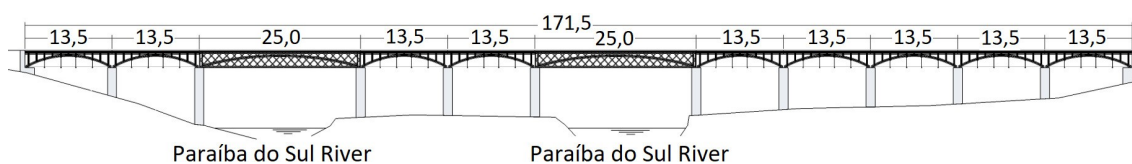


FONTE: AUTORES.

2. ESTRUTURA DA PONTE

A ponte do Desengano foi concebida como uma sequência de vãos simples apoiados de dois tipos: arcos com vão de 13,5 m e vigas de treliça com vão de 25,0 m, como mostrado na Figura 2. Os desenhos originais digitalizados podem ser encontrados na Internet, conforme ilustrado na Figura 3.

FIGURA 2: ESQUEMA LONGITUDINAL DA PONTE DO DESENGANO SOBRE O RIO PARAÍBA DO SUL



FONTE: AUTORES.

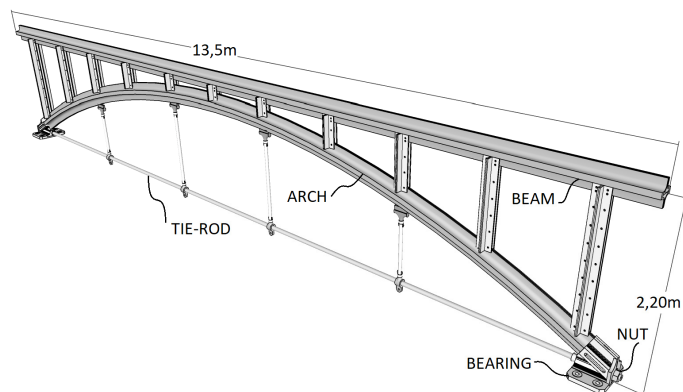
FIGURA 3; DESENHO ORIGINAL - VISTA LONGITUDINAL [4]



FONTE: AUTORES.

Os arcos foram projetados a partir da união de dois perfis arqueados laminados, fixados à barra de amarração no dispositivo de apoio, conforme mostrado na Figura 4.

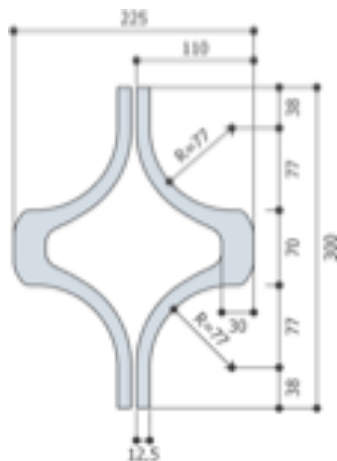
FIGURA 4: ARCO COM 13.5M



FONTE: AUTORES.

O arco e a viga são compostos pela união de dois perfis laminados, cujas seções transversais são mostradas na figura 5.

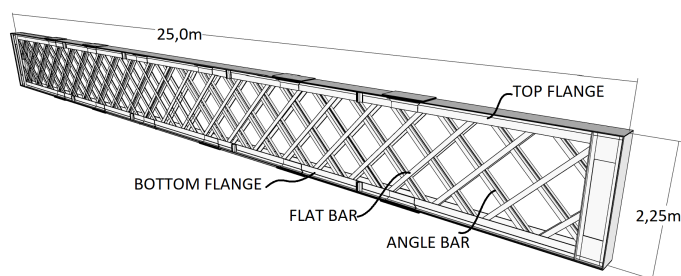
FIGURA 5: SEÇÃO TRANSVERSAL DO ARCO



FONTE: AUTORES.

As vigas treliçadas são formadas por diagonais com barras anguladas (comprimidas) ou barras planas (tracionadas) com conexões rebatidas. Os flanges superior e inferior são compostos por placas longas e barras de ângulo unidas por conexões rebatidas. A Figura 6 mostra uma treliça típica.

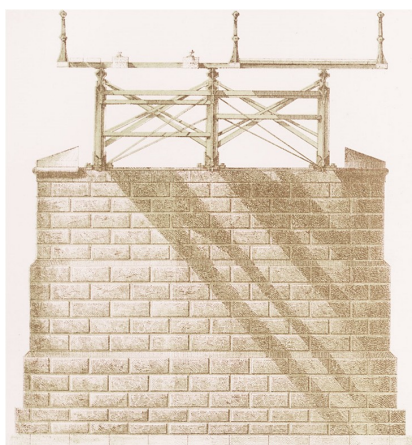
FIGURA 6: VIGA DE TRELIÇA COM 25.0M



FONTE: AUTORES.

A ponte foi construída com três linhas de longarinas (arco ou viga de treliça), como visto na vista em corte do projeto original, reproduzido na Figura 7. No lado esquerdo, a linha ferroviária e a estrada à direita.

FIGURA 7: CORTE DO PROJETO ORIGINAL [4]



FONTE: AUTORES.

O registro de imagem mais antiga da ponte como construída é reproduzido na Figura 8. É uma pintura do artista Carlos Linde, datada de 1873. A primeira fotografia, datada de 1881, de Marc Ferrez é reproduzida na Figura 9.

FIGURA 8: PINTURA DE CARLOS LINDE (1873) [4]



FONTE: AUTORES.

FIGURA 9: FOTOGRAFIA POR MARC FERREZ (1881) [5]



FONTE: AUTORES.

2.1. FERRO FORJADO

A análise das amostras extraídas indicou que a estrutura metálica da ponte é composta de ferro forjado, um antigo processo de refinação, patenteado em 1783 [6]. Os testes realizados indicaram limites de escoamento e de ruptura semelhantes aos da estrutura da Ponte Eiffel em Portugal [7], também em ferro forjado, cujas ordens de magnitude se aproximam do aço atual A36, conforme indicado na Tabela 1.

TABELA 1: TENSÕES DE ESCOAMENTO E RUPTURA

	σ_y [Mpa]	σ_u [Mpa]
Ponte do Desengano (1865)	270	360
Ponte Eiffel (1878) [7]	292	342
ASTM A36	250	400

FONTE: AUTORES.

As seguintes características do ferro forjado assumem grande importância no caso de recuperação estrutural [8]: Devido às limitações da técnica de refinação, o ferro forjado é inadequado para soldagem por causa de sua natureza frágil. Em comparação com o aço moderno, o ferro forjado também é muito sensível à fadiga.

2.2. ADAPTAÇÃO NA DÉCADA DE 1970

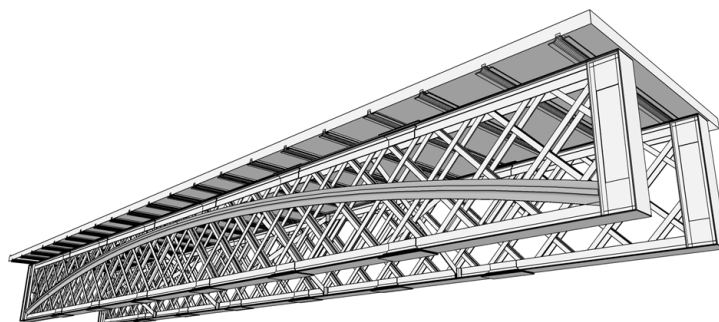
Na década de 1970, uma das três linhas de longarinas originais foi completamente removida, dando lugar a uma nova ponte ferroviária, apoiada nos mesmos pilares. A estrutura remanescente foi dedicada exclusivamente ao tráfego rodoviário, sendo composta por duas linhas de longarinas, como mostrado nas Figuras 10 e 11.

FIGURA 10: VÃO EM ARCO COM 13.5M



FONTE: AUTORES.

FIGURA 11: VÃO EM TRELIÇA DE 25.0M



FONTE: AUTORES.

3. RESTAURAÇÃO DE 2017

Os serviços de restauração realizados em 2017 são descritos brevemente a seguir:

3.1. LIMPEZA DA SUPERFÍCIE

Toda a superfície da estrutura metálica foi submetida a um processo de limpeza com pistola pneumática de agulhas, mostrado na Figura 12.

FIGURA 12: LIMPEZA DA PISTOLA DE AGULHAS



FONTE: AUTORES.

Todas as camadas de corrosão intercaladas com tinta foram completamente removidas, como mostrado na Figura 13.

FIGURA 13: RESULTADO DA LIMPEZA

FONTE: AUTORES.

3.2. RECUPERAÇÃO DA LAJE

O concreto da laje estava frágil devido ao processo generalizado de carbonatação. A superfície inferior apresentava trechos com armadura exposta, como mostrado na Figura 14.

FIGURA 14: SUPERFÍCIE INFERIOR DA LAJE

FONTE: AUTORES.

Essa situação foi tratada de maneira convencional, removendo o material afetado, protegendo, recompondo a armadura e aplicando a camada de revestimento em argamassa estrutural, como mostrado na Figura 15.

FIGURA 15: RECUPERAÇÃO DA PARTE INFERIOR DA LAJE

FONTE: AUTORES.

Devido à fragilidade da laje, a face superior frequentemente apresentava seções rompidas, como mostrado na Figura 16.

FIGURA 16: SUPERFÍCIE SUPERIOR DA LAJE

FONTE: AUTORES.

O pavimento asfáltico foi fresado, resultando em uma superfície de concreto porosa, permitindo a absorção de eletrólitos alcalinos, em várias aplicações, até alcançar a realcalinização completa. Com a correção do pH, a passividade e a proteção das armaduras foram recuperadas.

Uma camada de argamassa reforçada, aplicada com régua vibratória, foi utilizada para fortalecer a laje (Figura 17).

FIGURA 17: REFORÇO DA LAJE

FONTE: AUTORES.

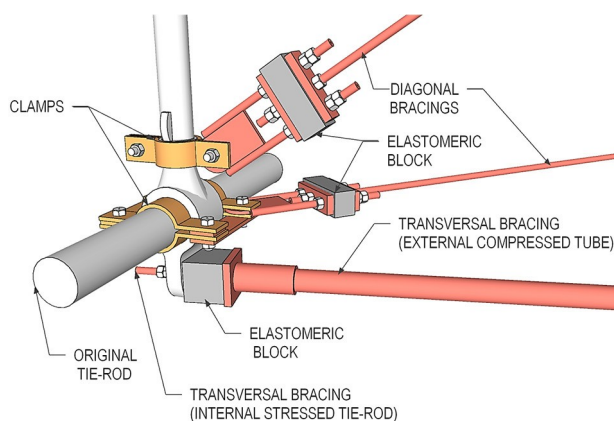
3.3. REFORÇO DOS CONTRAVENTAMENTOS

Os elementos de contraventamento nos vãos em arco, estavam deformados ou soltos. Para substituir o sistema original, baseado em conexões com diagonais simples, foi adotado um sistema com diagonais cruzadas (Figura 18).

FIGURA 18: CONTRAVENTAMENTO COM DIAGONAIS CRUZADAS

Fonte: Autores.

Conexões aparafusadas e abraçadeiras foram usadas para fixar as barras de contraventamento. Além disso, as extremidades foram equipadas com pequenos blocos de elastômero (Figura 19) capazes de manter a tensão das barras, permitindo certa flexibilidade e ajudando na absorção de algumas vibrações.

FIGURA 19: DETALHES DO CONTRAVENTAMENTO**FONTE: AUTORES.**

3.4. RECUPERAÇÃO DO FLANGE INFERIOR

Devido ao acúmulo de água ao longo de décadas, as treliças inferiores das vigas treliçadas apresentavam seções com corrosão e perda significativa de seção transversal, conforme mostrado na Figura 20.

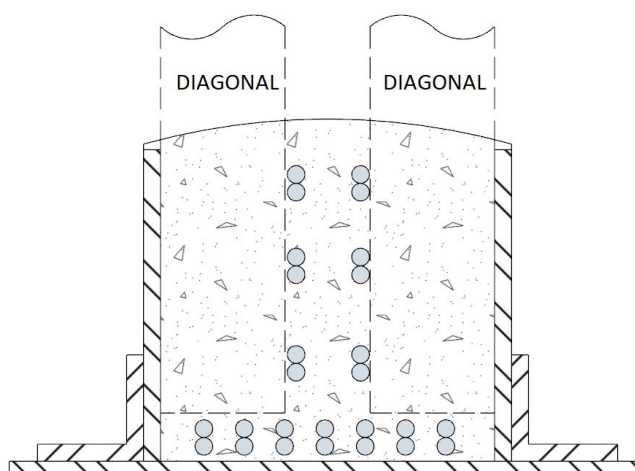
Além de resultar em maiores tensões de tração na seção remanescente, essa situação comprometia a conexão das diagonais com a flange inferior. Para recompor a conexão entre as barras inferiores e diagonais, placas de aço foram sobrepostas em seções com conexão aparafusada, conforme mostrado na Figura 21.

FIGURA 20: FLANGE INFERIOR ENFERRUJADA DA VIGA TRELIÇADA**FONTE: AUTORES.**

FIGURA 21: RECUPERAÇÃO DAS CONEXÕES DAS DIAGONAIS

FONTE: AUTORES.

Para recompor a área perdida de forma contínua, vergalhões de aço foram adicionados dentro da seção, unidos por concreto (Figura 22).

FIGURA 22: INCORPORAÇÃO DE VERGALHÕES

FONTE: AUTORES.

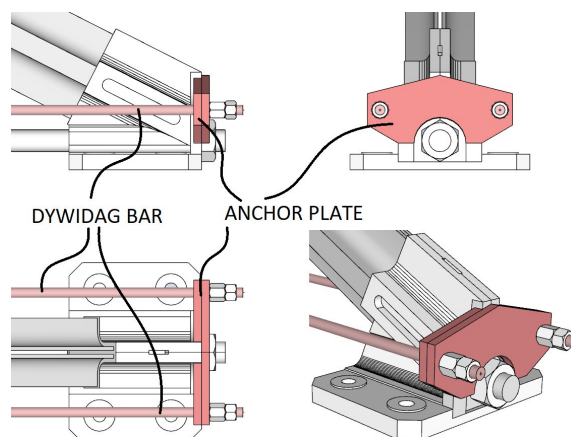
3.5. PROTENSÃO

Para mitigar o risco de fadiga do material, foi aplicada protensão aos elementos mais solicitados, identificados como:

- Os tirantes nos vãos em arco;
- A flange inferior nos vãos em treliça.

Foram incorporadas duas barras de protensão *Dywidag* (32mm) nos arcos. Como conexões soldadas não podem ser utilizadas, as placas de ancoragem foram projetadas para se encaixar nos dispositivos de suporte metálico, conforme mostrado na Figura 23.

FIGURA 23 DISPOSITIVO DE ANCORAGEM – VÃO EM ARCO

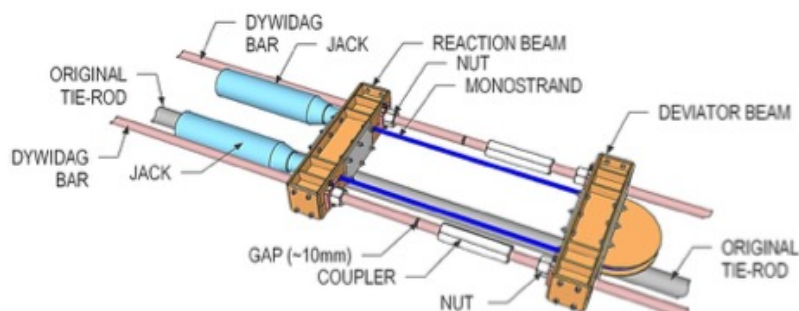


FONTE: AUTORES.

Como não havia espaço para posicionar dispositivos de protensão nas extremidades dos arcos, diretamente nas placas de ancoragem, foi utilizado um processo de tensionamento indireto, conforme mostrado na Figura 24.

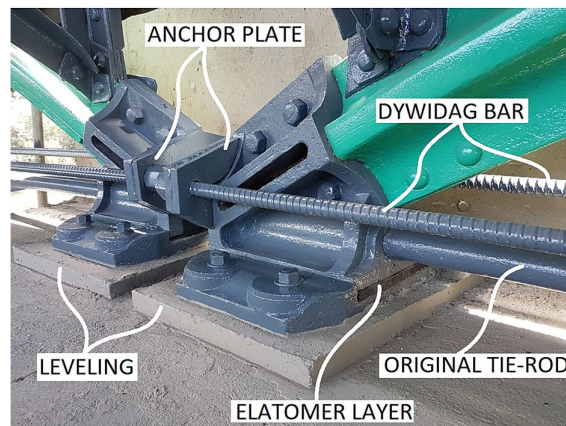
Uma camada de elastômero foi posicionada dentro do dispositivo de suporte, como mostrado na Figura 25.

FIGURA 24: TENSIONAMENTO INDIRETO DAS BARRAS



FONTE: AUTORES.

FIGURA 25: DETALHE DAS ANCORAGENS – VÃO EM ARCO



FONTE: AUTORES.

O aspecto final do reforço dos tirantes é mostrado na Figura 26.

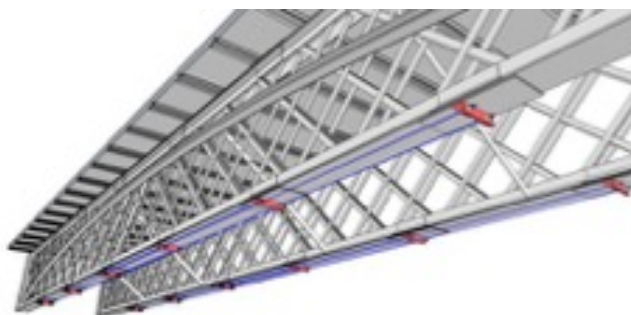
FIGURA 26: VÃOS EM ARCO REFORÇADO



FONTE: AUTORES.

A protensão também foi utilizada para reforçar a superestrutura dos vãos de 25m em viga treliçada. Monofilamentos engraxados foram posicionados imediatamente abaixo do flange inferior, conforme mostrado na Figura 27.

FIGURA 27: MONOFILAMENTOS PROTENDIDOS



FONTE: AUTORES.

A Figura 28 mostra um detalhe de uma placa de ancoragem no flange inferior da treliça.

FIGURA 28: ANCORAGEM DO MONOFILAMENTO\



FONTE: AUTORES.

Todas as conexões aparafusadas foram possíveis removendo os rebites, conforme mostrado na Figura 29.

FIGURA 29: REMOÇÃO DOS REBITES



FONTE: AUTORES.

4. CONCLUSÕES

Como mostrado neste trabalho, a recuperação e o reforço da estrutura metálica da ponte do Desengano foram alcançados com soluções inovadoras. A ponte foi restaurada sem comprometer sua estética e sem o uso de conexões soldadas. Um alívio de tensão expressivo foi obtido por meio da protensão, reduzindo significativamente os riscos de fadiga após tantos anos de serviço.

BIBLIOGRAFIA

- [1] **Estações Ferroviárias do Brasil**
http://www.estacoesferroviarias.com.br/efcb_rj_linha_centro/baraojuparana.htm
- [2] Instituto Estadual do Patrimônio Cultural http://www.inepac.rj.gov.br/application/assets/img/site/27_ponte_barao_de_juparana.pdf
- [3] <http://www.cidadeecultura.com/companhia-de-estrada-de-ferro-d-pedro-ii/>
- [4] **Estrada de Ferro Dom Pedro II** - http://objdigital.bn.br/acervo_digital/div_iconografia/icon326381/icon326381.pdf
- [5] Coleção de Vistas Photographicas da Estrada de Ferro Dom Pedro 2 - http://objdigital.bn.br/acervo_digital/div_iconografia/icon381909/icon381909.pdf
- [6] Bouw M., Wouters I., Vereecken J., Lauriks L. **Iron and steel varieties in building industry between 1860 and 1914** – A complex and confusing situation resolved *Construction and Building Materials* 23 (2009) 2775–2787
- [7] Jesus A.M.P., Silva A.L.L., Figueiredo M.V., Correia J.A.F.O., Ribeiro A.S., Fernandes A.A. **Strain-life and crack propagation fatigue data from several Portuguese old metallic riveted bridges**. *Engineering Failure Analysis* 18 (2011) 148–163.
- [8] DEMIR H. **Strengthening and repair of steel bridges**. Master of Science Thesis in the Master's Programme Structural Engineering and Building Performance Design. Chalmers University Of Technology. Göteborg, Sweden 2011.

RESUMO SOBRE OS



AUTORES

Daniel Nelson Maciel

dnmaciel@ect.ufrn.br

É graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte (2000), com mestrado em Engenharia Civil e ênfase em Engenharia de Estruturas, pela Universidade de São Paulo (2003). Doutorado na mesma área pela Universidade de São Paulo (2008), tendo realizado estágio doutoral na Universidade de Cambridge, no Reino Unido. Possui experiência como engenheiro de Estruturas Aeronáuticas (Stress Engineer), tendo trabalhado nas empresas Akaer Engenharia, Aernnova Engineering e Boeing Company. Atualmente, é Professor Associado na Escola de Ciências e Tecnologia da UFRN e Professor permanente do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PEC) da UFRN. Suas áreas de interesse incluem formulações não lineares no Método dos Elementos Finitos, Análise Dinâmica de Estruturas, Termomecânica e Hiperelasticidade.

Eduardo Bicudo de Castro Azambuja

ebcazambuja@azmb.com.br

É graduado em Engenharia Civil pela Universidade de Brasília (UnB) em 1991, com especializações em Tecnologia para Uso do Aço pela Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Gestão Empresarial pelo UniCEUB, e Avaliações e Perícias em Engenharia pelo Instituto de Educação Tecnológica De Luca Daher. Possui também mestrado em Tecnologia pela Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília (FAU-UnB). Possui experiência na área de Engenharia Civil, com foco em Estruturas Metálicas e Concreto Armado, atuando em projetos, reforço e recuperação estrutural. Atualmente, é professor no Instituto de Pós-graduação (IPOG).

Eduardo Valeriano Alves

eduardovalerianoalves@gmail.com

Graduado em Engenharia Civil com ênfase em Estruturas pela UERJ (1983), possui Mestrado em Engenharia Civil com especialização em Estruturas pela COPPE/UFRJ (1994) e Doutorado em Engenharia Civil pela UFF (2009). Atualmente, é Professor Associado no Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense (UFF). Com vasta experiência na área de Estruturas, sua atuação concentra-se em projetos, construção e reabilitação de pontes e viadutos, com especial destaque para a utilização de concreto protendido.

Fernanda Karen Melo da Costa

fernandakmcosta@gmail.com

Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte (2018), mestrado em Engenharia Civil pela mesma instituição (2021), além de formação técnica em Tecnologia da Informação com ênfase em Informática para Internet (2013) e em Edificações (2013), ambos pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte e Instituto Federal do Rio Grande do Norte, respectivamente. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com foco em Estruturas, atuando principalmente nos seguintes temas: pontes de concreto, fator de distribuição de cargas, alargamento de pontes, e Método dos Elementos Finitos (MEF).

Flávia Moll de Souza Judice

flaviamoll@poli.ufrj.br

É graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal Fluminense (1994), com mestrado (1998) e doutorado (2002) em Engenharia Civil pela COPPE/UFRJ. Desde 2006, atua como professora no Departamento de Estruturas (DES) da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Sua experiência é voltada para a área de Engenharia Civil, com ênfase em Estruturas de Concreto, trabalhando especialmente com concreto armado e protendido, pontes e pré-fabricados. Atualmente, exerce o cargo de Chefe do Departamento de Estruturas (DES) e é Representante Titular no Conselho de Ensino de Graduação (CEG) da UFRJ.

Gláucyo Santos

glaucyo.santos@gmail.com

É graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Uberlândia (1993) e possui mestrado em Estruturas e Construção Civil pela Universidade de Brasília (2003). Possui experiência na área de Engenharia Civil, com foco em Métodos Numéricos, e trabalha principalmente com os temas de software educativo, ensino de engenharia, elementos finitos e método das forças. Também atua na elaboração de projetos e reforços em estruturas metálicas, concreto armado e protendido, voltados para obras de infraestrutura e edificações.

Iberê Pinheiro de Oliveira

iberep@gmail.com

Graduado em Engenharia Civil pela UFMG (1995), com mestrado (2019) e doutorado (2023) em Arquitetura na área de Tecnologia, Ambiente e Sustentabilidade pela PPGFAU/UnB, com publicações focadas no ciclo de vida dos imóveis, mecanismos de degradação, desempenho, obsolescência e depreciação. Pós-graduado em Auditoria, Avaliações e Perícias pelo IPOG e em Projeto, Execução e Manutenção de Edificações pelo UniCEUB. É membro efetivo e revisor da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), participando da elaboração de normas como a ABNT NBR 14653 (Avaliação de bens), ABNT NBR 6118 (Projeto de estrutura de concreto) e ABNT NBR 15200 (Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio), entre outras. Atuou como Vice-Presidente do IBAPE/DF, é filiado ao ICOMOS-DF e pesquisador do Laboratório do Ambiente Construído (LabRAC). Com experiência em diversas áreas da construção civil, já inspecionou mais de 1.000.000 metros quadrados, e trabalhou com projetos e cálculos estruturais em concreto, madeira e aço, além de execução de obras. É autor do livro 'Como Cuidar do Seu Imóvel'.

João da Costa Pantoja

joaocpantoja@gmail.com

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade de Brasília (1991), com mestrado em Estruturas e Construção Civil pela mesma instituição (2003) e doutorado em Estruturas pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC) (2012), tendo realizado estágio doutoral na University of Illinois at Urbana-Champaign, IL, Estados Unidos. Completou o pós-doutorado na Universidade do Porto - FEUP (2018). Desde agosto de 2014, é Professor Adjunto do Departamento de Tecnologia na área de Estruturas da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília. Sua atuação acadêmica inclui especialização em modelos numéricos aplicados a estruturas, patologia das estruturas, inspeções especializadas, reabilitação estrutural para conservação patrimonial, modelos multicritérios para avaliação de imóveis urbanos e bens singulares, e modelos para certificação de empreendimentos. Na área profissional, foi responsável pela implementação do processo AGÊNCIA 93 nas agências bancárias do centro-oeste, nordeste e norte do Brasil pelo grupo ITAÚ, realizando inspeções preliminares, execução de planilhas de serviços, fiscalização e gerenciamento de obras de 1992 a 1995. Coordenou projetos para a implantação do trecho subterrâneo do METRO/DF na Asa Sul, incluindo oito estações enterradas e a execução completa do túnel em Brasília/DF, de 1996 a 2000. Acumulou aproximadamente 200 anotações de responsabilidade técnica (ARTs) relativas a consultoria técnica, execução e gerenciamento de obras, projetos civis em edificações, laudos

técnicos, pareceres e perícias entre 1992 e 2022. É coordenador do Laboratório de Reabilitação do Ambiente Construído (LabRAC) da Universidade de Brasília e tem coordenado diversos projetos de pesquisa nas áreas de Arquitetura e Engenharia focados na reabilitação de edificações.

Joel Araújo do Nascimento Neto

joel.neto@ufrn.br

É graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal da Paraíba (1996), com mestrado (1999) e doutorado (2003) em Engenharia Civil com ênfase em Estruturas, ambos pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Atualmente, é Professor Titular do Departamento de Engenharia Civil e do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (PEC/UFRN). Possui experiência na área de Engenharia Civil com foco em Estruturas de Concreto e Alvenaria, trabalhando principalmente com modelagem de edifícios, alvenaria estrutural, painéis de contraventamento e interação parede-viga.

José Neres da Silva Filho

jneres@ect.ufrn.br

É graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Viçosa (UFV) (1996), com mestrado (2000) e doutorado (2005) em Estruturas e Construção Civil pela Universidade de Brasília (UnB), tendo realizado parte do doutorado na North Carolina State University (NCSU), EUA (2002/2004). Possui também MBA Executivo em Gerência e Controle de Projetos pela Universidade Gama Filho (UGF) (2007). Atuou como consultor do DNIT em Obras de Arte Especiais, incluindo pontes, estruturas de contenção e viadutos. Foi Professor Adjunto e Diretor de Planejamento e Infraestrutura na Universidade Federal de Roraima (UFRR), onde coordenou o planejamento e a construção das obras de Reestruturação Universitária (REUNI) e presidiu várias comissões de licitações (CPL-UFRR). Também foi consultor do Conselho de Trânsito do Estado de Roraima (CETRA-RR). Foi Professor Adjunto na Escola de Ciências e Tecnologia da UFRN e, atualmente, é Professor Associado no Departamento de Engenharia Civil e na Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRN. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Planejamento e Controle de Obras, Licitação de Obras Públicas, Estruturas de Concreto Armado e Protendido, Patologia das Estruturas, Projeto de Edifícios, Estruturas de Madeira, Projeto, Recuperação e Reforço de Estruturas, Interação Solo-Estruturas, Aerogeradores Onshore, Pontes em Concreto Armado e Protendido, e Modelagem de Estruturas.

Karen Andreza Marcelino
karen.marcelino.106@ufrn.edu.br

É doutoranda no Departamento de Engenharia Civil, de Construção e Ambiental (CCEE) da North Carolina State University (NCSU). Possui curso técnico em Geologia pelo Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN), graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), onde teve bolsa de Iniciação Científica do CNPq, e mestrado em Engenharia Civil e Ambiental pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFRN (PPCivAm/UFRN), com ênfase em Estruturas e bolsa de mestrado CAPES/DS. Tem interesse na área de Estruturas de Concreto e participou de projetos de pesquisa em Geotecnia.

Luiz Carlos de Almeida
luish.pinheiro@hotmail.com

É engenheiro Civil formado em 1978, com mestrado (2001) e doutorado (2006) em Engenharia Civil com ênfase em Estruturas pela Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP). Completou dois pós-doutorados na Universidad Castilla-La Mancha, em 2008 e 2016. Desde 1978, é Professor Associado I (MS-5.1) em Regime de Dedicção Integral à Docência e à Pesquisa (RDIDP) na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo (FECFAU) da UNICAMP. Leciona no curso de Graduação em Engenharia Civil, no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e no curso de Formação de Especialista em Estruturas de Concreto Armado. Foi Vice-Prefeito da Cidade Universitária Zeferino Vaz da UNICAMP, Chefe do Departamento de Estruturas da FEC/UNICAMP e Coordenador do Curso de Graduação em Engenharia Civil. Também coordenou o Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil de 2018 a 2021 e atualmente é Coordenador do Curso de Formação de Especialista em Projetos de Estruturas de Concreto Armado. Sua experiência na área de Engenharia Civil é focada em Estruturas de Concreto Armado, com ênfase em análise estrutural, diagnóstico estrutural, patologias das estruturas de concreto armado, análise inversa e monitoração estrutural.

Leandro Mouta Trautwein
leandromt@unicamp.br

Possui graduação em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica de Goiás (1998), mestrado em Estruturas e Construção Civil pela Universidade de Brasília (2001) e doutorado em Engenharia Civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (2006). Obteve o título de Livre Docência em 2021 pela UNICAMP. Atualmente é professor Associado da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP). Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Análise Estrutural, atuando

principalmente nos seguintes temas: concreto armado e protendido, modelagem computacional via método dos elementos finitos, análise experimental de estruturas e monitoração de estruturas. É líder do grupo de pesquisa GMAE/Unicamp (Grupo de Monitoração e Análise Numérica de Estruturas) e do Laboratório de Modelagem Estrutural e Monitoração. Foi agraciado com o prêmio de Melhor de Tese de Doutorado em Estruturas no ano de 2008, em concurso promovido pelo Instituto Brasileiro do Concreto. Foi coordenador do Comitê Científico do Congresso Brasileiro do Concreto, por 4 anos. É membro atuante de diversas Comissões de Estudo da ABNT e do IABMAS (International Association for Bridge Maintenance and Safety) e do Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON. Autor de trabalhos e artigos técnico-científicos publicados em congressos, nacionais e internacionais e em periódicos indexados.

Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa

leonardo@inojosa.com.br

É graduado em Arquitetura e Urbanismo pela Universidade de São Paulo (2003), com mestrado em Arquitetura e Urbanismo pela Universidade de Brasília (2010) e doutorado pela Universidade de Brasília (2019) e Especialização Master em Estruturas de Edificações pela Universitat de Barcelona (2022). Atuou como chefe do Departamento de Edificações - DEDI, da NOVACAP - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil (2015-2017) e como Diretor do CEPLAN - Centro de Planejamento Oscar Niemeyer - UnB (2020-2021). Tem experiência acadêmica em Engenharia, Arquitetura e Urbanismo, com ênfase em Tecnologia da Arquitetura, Estruturas e Representação Gráfica, atuando principalmente nos seguintes temas: arquitetura, projeto, sistema estrutural, estrutura de concreto, desenho técnico e BIM - Building Information Modeling. Atualmente é professor do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília (FT-UnB).

Luís Henrique Bueno Pinheiro

luish.pinheiro@hotmail.com

É engenheiro Civil pela Unesp de Ilha Solteira, Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas e Geotécnica pela Unicamp, Diretor na Arcoponte Consultoria e Projetos Ltda. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Engenharia de Estruturas, atuando principalmente nos seguintes temas: Consultoria técnica de estruturas de concreto armado, protendido, metálicas e madeiras, incluindo a interação com o solo; Inspeção, investigação, testes, avaliação do quadro patológico das estruturas e Terapia de estruturas. Cálculo Estrutural: Dimensionamentos, cálculos estruturais e elaboração de projetos estruturais básicos e executivos de obras de arte especiais, estações

ferroviárias e metroviárias, obras enterradas, portos, dentre outras obras de infraestrutura e de edificações, industriais e residenciais; Análise estrutural quanto à capacidade portante de pontes e viadutos; Estudo de Viabilização de Transporte de Cargas; Reforço de pontes e outras estruturas por várias técnicas, dentre elas Protensão Externa e Fibras de Carbono; Estruturas mistas de madeira e concreto; Uso de cálculo pelo Método dos Elementos Finitos; Ensaio e Testes Estruturais: Provas de carga; Instrumentação de estruturas; Avaliação de dados aquiridos; Ensaio destrutivo e não destrutivo em estruturas metálicas, madeiras, concreto armado e protendido; Testes e provas de carga em solos, estruturas de fundação e estruturas enterradas; Demais: Desenvolvimento de projeto estrutural de edificações comerciais e residenciais multifamiliares (conjuntos residenciais); Desenho técnico 2D e 3D em softwares CAD, como AutoCAD e ArchiCAD (plataforma BIM). Projetos de estruturas e fundação.

Márcio Augusto Roma Buzar
marcio.buzar@gmail.com

É graduado em Engenharia Civil pela Universidade Estadual do Maranhão (1994), com mestrado (1996) e doutorado (2004) em Estruturas e Construção Civil pela Universidade de Brasília (UnB). É Professor Associado na UnB, onde coordenou o Programa de Pós-Graduação da Faculdade de Arquitetura (PPG-FAU-UnB) de 2013 a 2015. Tem ampla experiência em Engenharia Civil, com destaque para projetos de Segurança Estrutural e participação no Projeto REUNI, no qual projetou e coordenou mais de 250 mil m² nos campi da UnB. Desde 2005, leciona no Programa de Pós-Graduação da FAU-UnB nas áreas de Tecnologia, Ambiente e Sustentabilidade, e sistemas estruturais. É coordenador da Linha de Pesquisa Estrutura e Arquitetura e ministra a disciplina Patologia das Construções na Pós-Graduação. Colabora com a Defesa Civil e o Corpo de Bombeiros do DF, com foco em monitoramento de áreas de risco. Suas pesquisas incluem a reabilitação de Obras de Arte Especial (OAEs) e o estudo de novos materiais como concreto translúcido, leve e colorido, além do uso de resíduos da construção (RCD) e EPS. Investiga a integração entre projetos estruturais e arquitetônicos e estuda a estruturação das obras de Oscar Niemeyer. Recentemente, tem se dedicado à sustentabilidade na construção e à computação gráfica aplicada às estruturas. Com formação em mecânica das estruturas, atua principalmente em análise estrutural de edifícios, análise plástica limite e métodos dos elementos finitos. Foi Diretor do Departamento de Estradas e Rodagens do Distrito Federal (DER-DF) em 2018, coordenando a reabilitação do Viaduto do Eixo Rodoviário Sul (Eixão) e a construção da Saída Norte de Brasília, que inclui mais de 27 viadutos e pontes. Também propôs metodologias para a análise de OAEs, auxiliando na recuperação de patrimônio moderno. Atuou como Diretor de Edificações da NOVACAP (2015-2017), coordenando centenas de obras públicas em Brasília.

Foi agraciado com a Medalha da Defesa Civil do Distrito Federal, o Título de Comendador do Corpo de Bombeiros do DF e a Medalha Mérito Segurança Pública da Secretaria de Estado de Segurança Pública do DF. Atualmente, realiza pós-doutorado na FEUP, Universidade do Porto, Portugal, sob a orientação do Professor Catedrático Humberto Varum.

Marcos Henrique Ritter de Gregório

marcos@ritter.arq.br

MESTRE em Tecnologia pelo Departamento de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília (UnB - 2010). PROFESSOR da Faculdade de Tecnologia do Centro Universitário de Brasília - CEUB. Sócio das empresas "Construtora Ritter", "Victum Manutenção Predial" e "AlugaDF". CONSULTOR da "Projetos Consultoria Integrada" na área de edificações. Possui graduação em ARQUITETURA E URBANISMO pelo Centro Universitário de Brasília (UniCEUB - 2006). Concluiu 50% do curso de graduação em ENGENHARIA CIVIL da Universidade de Brasília (UnB - 1998-2001).

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

mayraperlingeiro@id.uff.br

Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal Fluminense (UFF), com mestrado em Engenharia Civil pela Universidade Federal Fluminense (UFRJ) e doutorado em Engenharia Civil pela UFRJ. É professora associada DE, com atuação nos cursos de graduação e de pós-graduação em Engenharia Civil da UFF, vice-coordenadora do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFF desde 2021; Editor-chefe da Revista Científica Engevista desde 2023; professora colaboradora na Escola Politécnica da UFRJ. Participou do Comitê da ABNT/CEE-231 no Projeto de Revisão ABNT NBR 7187:2021 e ABNT NBR 6118:2023. Diretora técnica do IBRACON da Regional Rio de Janeiro biênio 2021-2023 e 2023-2025. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Estruturas de Concreto, atuando principalmente nos seguintes temas: projetos de engenharia, análise estrutural, concreto armado, concreto protendido, concretos especiais, reforço estrutural e pontes. Coordenou projeto sobre Comportamento de Elementos Estruturais em Concreto Armado e Protendido na UFF. Suas publicações têm como foco temas relacionados ao comportamento de elementos estruturais em concreto armado e protendido, reforço com materiais compósitos de resina e fibras em elementos estruturais de concreto e dimensionamento de pontes. É membro do projeto de pesquisa Metodologias e Processos Inovadores com Foco na Redução de Patologias e Melhoria do Desempenho dos Materiais de Construção cadastrado na plataforma Sucupira.

Naiara Guimarães de Oliveira Porto

naiara.porto@aluno.unb.br

Doutoranda na área de Tecnologia, Ambiente e Sustentabilidade, pelo Programa de Pós-Graduação da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília, financiada, parcialmente, pela FAP/DF. Possui mestrado em Reabilitação Estrutural de Edifícios pela Universidade de Coimbra (2020). Especialização em Reabilitação Ambiental e Sustentável Arquitetônica e Urbanística (em andamento). Graduação em Engenharia Civil pelo Centro Universitário de Brasília (2016). Atua na área de engenharia civil, com ênfase em análise e reabilitação estrutural, patologias das estruturas e engenharia diagnóstica, com a realização de perícias, inspeções especializadas e elaboração de laudos e projetos. Realizou trabalhos e publicações relacionados aos estudos de concreto armado, metodologias de análise de danos em edificações e em patrimônios culturais. Atualmente faz parte como pesquisadora colaboradora do Laboratório de Reabilitação do Ambiente Construído (LabRAC) da Universidade de Brasília.

Olímpia Loures Vale Pujatti

olimpia.ufop@gmail.com

Mestrado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte (2020), MBA em Gerenciamento de Projetos pela FGV (2015) e Graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Ouro Preto (2010). Trabalhou durante 6 anos na área de planejamento e qualidade em obra de construção de estação metroviária. Atualmente é professora do curso de Engenharia Civil na Universidade Potiguar.

Patrícia Caroline Souza da Rocha Vieira

patriciavieira88@yahoo.com.br

Engenheira civil formada desde 2016; pós graduada em Auditoria, Avaliações e Perícias de Engenharia em 2019; pós graduada em Construções Sustentáveis e Ecurbanismo em 2020; Pós graduada em Patologia das construções em 2021; Pós graduanda em BIM Management; Atualmente trabalhando com obras de pequeno e médio porte em concreto armado e estrutura metálica; Obras executadas e serviços executados: Galpões em estrutura metálica Prédio em estrutura mista (concreto armado e estrutura metálica) Prédio residencial em concreto armado Laudos técnicos Serviços de manutenção predial.

Paulo Robert Santos Machado

robertsm@gmail.com

Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Paulista (2010) e Mestrado em Arquitetura e Urbanismo pela universidade de Brasília (2024). Atualmente é analista de gestão e fiscalização rodoviária - Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Engenharia Rodoviária, Projetos e Construções.

Ramon Saleno Yure Rubim Costa Silva

salenojure@hotmail.com

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Estadual do Maranhão (2009), com Mestrado e Doutorado em Estruturas e Construção Civil pela Universidade de Brasília. Trabalhou como Gerente de Projetos na VALEC por 8 anos. Atualmente, é Professor Adjunto no curso de Engenharia Civil da Universidade de Brasília (UnB), onde leciona Mecânica dos Sólidos, Teoria das Estruturas e Projeto de Pontes. É membro do Comitê Brasileiro de Normalização Metroferroviário (CB-06) da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e participou de 18 congressos e seminários científicos no Brasil e no exterior. Atua como revisor para revistas como a Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (RIEM), Applied Mathematical Modelling e Frattura ed Integrità Strutturale. Tem experiência em Engenharia Civil com ênfase em Estruturas Metálicas, Ferrovias, Dinâmica, Estruturas de Concreto, Pontes, Problemas Inversos e BIM. É membro do IABMAS (International Association for Bridge Maintenance and Safety) e do IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto). É autor de artigos e periódicos científicos apresentados em congressos nacionais e internacionais.

Ricardo Valeriano

eduardovalerianoalves@gmail.com

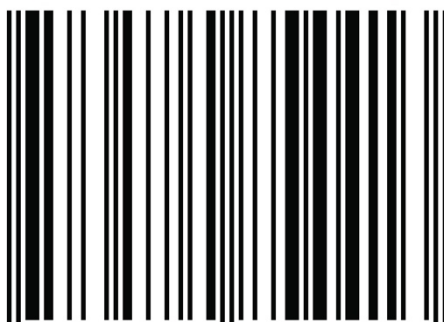
Professor associado da Escola Politécnica da UFRJ. Graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal Fluminense (1985). Possui Mestrado (1989) e doutorado (1995) em Engenharia Civil pela COPPE/UFRJ no programa de Estruturas. Atuação em Mecânica das Estruturas, Pontes, Concreto Protendido e Estabilidade Elástica.

Rodrigo Barros
barrosrn@ufrn.edu.br

Possui Graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte (2006), Mestrado em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) pela Universidade de São Paulo (2009) e Doutorado em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) pela mesma instituição. Foi bolsista da CAPES e do CNPq durante o Mestrado e o Doutorado no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. Atualmente é Professor Adjunto IV da Escola de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Projetos de Estruturas e Projetos de Fundação. Foi professor do curso de Engenharia Civil das Faculdades Integradas de Araraquara, do curso de Especialização em Engenharia de Estruturas da UNILINS e do curso Especialização em Estruturas de Concreto e Fundações do INBEC - Instituto Brasileiro de Educação Continuada até o ano de 2013. Como pesquisador, atua principalmente nos seguintes temas: modelo de Bielas e Tirantes, Fundações, Bloco sobre estacas e Modelos de Cálculo para Força Cortante.

ISBN: 978-65-84854-41-3

CR



9 786584 854413