

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE EXPERIMENTAL ESTÁTICA E DINÂMICA DE VIGA DE CONCRETO
ARMADO REFORÇADA COM BARRAS EXTERNAS PROTENDIDAS**

JOÃO PESSOA
2019

JORGE LUIZ DE SOUZA JÚNIOR

**ANÁLISE EXPERIMENTAL ESTÁTICA E DINÂMICA DE VIGA DE CONCRETO
ARMADO REFORÇADA COM BARRAS EXTERNAS PROTENDIDAS**

Monografia apresentada à coordenação do curso superior em Engenharia Civil, da Universidade Federal da Paraíba (UFPB), campus I, João Pessoa/PB, como pré-requisito parcial para obtenção do diploma de conclusão do curso.

Orientador: Prof.º Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes

JOÃO PESSOA
2019

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

J82a Junior, Jorge Luiz de Souza.
ANÁLISE EXPERIMENTAL ESTÁTICA E DINÂMICA DE VIGA DE
CONCRETO ARMADO REFORÇADA COM BARRAS EXTERNAS
PROTENDIDAS / Jorge Luiz de Souza Junior. - João
Pessoa, 2019.
58 f. : il.

Orientação: Hidelbrando José Farkat Diógenes.
Monografia (Graduação) - UFPB/Tecnologia.

1. concreto armado. 2. vibrações. 3. rigidez. 4.
análise modal. 5. reforço estrutural. 6. protensão. I.
Diógenes, Hidelbrando José Farkat. II. Título.

UFPB/BC

FOLHA DE APROVAÇÃO

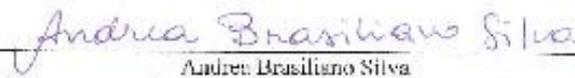
JORGE LUIZ DE SOUZA JUNIOR

**ANALISE EXPERIMENTAL ESTÁTICA E DINÂMICA DE VIGA DE CONCRETO
ARMADO REFORÇADO COM BARRAS EXTERNAS PROTENDIDAS**

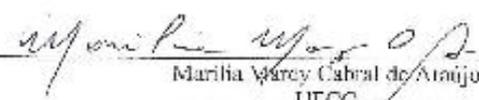
Trabalho de Conclusão de Curso em 09/05/2019 perante a seguinte Comissão Julgadora:


Hidelbrando José Facker Diógenes
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CTAUEPB

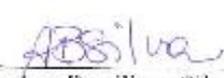
Aprovado


Andrea Brasiliano Silva
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CTAUEPB

Aprovado


Marília Márcy Cabral de Araújo
UFGO

Aprovado


Prof. Andrea Brasiliano Silva
Matrícula SIAPE: 1549557
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

AGRADECIMENTOS

A todas as boas energias que me levaram até esse momento de finalização de trajetória acadêmica e início das atividades de profissão.

A minha mãe, meu pai e irmão que são meus maiores exemplos e inspiração para sempre seguir os próximos passos e os quais amo incondicionalmente.

A minha família que me forneceu todo o apoio e recursos necessários para que essa conquista pudesse se concretizar.

Aos meus colegas e amigos de curso, especialmente aqueles que conviveram muito próximo e desde sempre. Estes que, semestre a semestre, juntos superamos os desafios e fortalecemos nossos laços até a chegada do sucesso de todos.

Aos meus amigos que me incentivaram e me impulsionaram a chegar até esse momento. Em especial a Nathália Vieira, Mayara Mesquita, Elbo Nunes, Marcia Mesquita que foram além de tudo psicólogos e assíduos ajudadores.

Ao meu orientador, Hidelbrando Diógenes, que me proporcionou além de uma vivência técnica e prática não vivenciada nas atividades seculares da Universidade ou em todos os estágios realizados durante o curso um direcionamento futuro das minhas pretensões como profissional a partir de então. Foi de um enriquecimento grandioso sob o ponto de vista de responsabilidades e compromisso com as atividades.

A co-orientação de Andrea Brasiliano, que foi essencial desde das primeiras ideias e discussões sobre o trabalho de conclusão de curso até a momentos de descontração e desabafos. Sua mescla de seriedade e amizade é alguma das melhores coisas que carrego comigo do que vivenciei, e pretendo vivenciar, durante o período acadêmico e profissional daqui pra frente.

A Marília, membro da banca de defesa e professora que me ajudou nas etapas finais do trabalho e que junto aos outros membros da banca formou a “tríade” para o sucesso do trabalho final e dos que virão.

A instituição, todos os docentes, técnicos e funcionários que de alguma forma, direta e indireta contribuíram ou participaram da minha trajetória até aqui.

RESUMO

As obras de concreto estão presentes em todos os setores econômicos e pode-se dizer que ainda dominam o mercado. Entre outros fatores externos, suas características de resistência e durabilidade contribuem para essa difusão de seu uso. No entanto, à medida em que cresce o uso do concreto, avançam as novas configurações arquitetônicas que exigem das estruturas de obras civis modelos cada vez mais esbeltos. Esse tipo de configuração acarreta, entre outros fatores, a diminuição da rigidez global da estrutura, tornando-as mais suscetíveis às vibrações. Sob o ponto de vista das obras civis e obras de arte já construídas e que sob a ação do tempo e cargas acidentais (cargas de impacto, sísmicas, entre outras) sofrem perda de rigidez em termos globais ou pontuais (de seus elementos), a vibração torna-se um fator de perigo. Essas vibrações são os efeitos advindos das cargas dinâmicas as quais a estrutura está sendo submetida. Para avaliar os efeitos dessas ações a engenharia de estruturas faz uso da análise dinâmica. No campo da análise dinâmica, um dos métodos que busca avaliar esses efeitos frente as frequências naturais, modos de vibração e taxas de amortecimento é a análise modal. Esses parâmetros são conhecidos como os parâmetros modais e são importantes porque respondem às alterações de rigidez da estrutura. No que tange as respostas da estrutura aos efeitos dinâmicos, o reforço pode ser uma alternativa de ganho de rigidez e aumento da vida útil de um elemento que esteja sobe situação de perigo estrutural ou de incombilidade ambiental. Dos diversos métodos já conhecidos e praticados pelo mercado, tem-se a protensão como um fator bastante presente nessas obras. Apesar disso, o uso da protensão externa ainda não é tão presente em meio a difundida utilização da protensão. No entanto, muitos fatores tornam a sua utilização uma alternativa viável, principalmente em se tratando de reforço de estruturas. Dessa forma, afim de introduzir os conceitos dinâmicos na análise de uma estrutura o presente trabalho busca avaliar os efeitos da protensão externa na rigidez e conseqüentemente nos parâmetros dinâmicos de uma viga de concreto armado desde seu estado íntegro até um estado de danificação em que haja significativa perda de rigidez simulando uma viga de viaduto submetida a um impacto de um caminhão em que parte de sua estrutura de concreto seja retirada através da obtenção dos seus parâmetros modais e de deformação.

Palavras chaves: concreto armado; vibrações; rigidez; análise modal; reforço estrutural, protensão;

ABSTRACT

Concrete works are present in all economic sectors and it can be said that they still dominate the market. Among other external factors, its resistance and durability characteristics contribute to this diffusion of its use. However, as the use of concrete grows, the new architectural configurations advance, requiring ever more slender models of civil works. This type of configuration entails, among other factors, the decrease of the overall stiffness of the structure, making them more susceptible to vibrations. From the point of view of civil works and works of art already built and that under the action of time and accidental loads (impact loads, seismic, among others) suffer loss of rigidity in global or punctual terms (of its elements), the vibration becomes a danger factor. These vibrations are the effects arising from the dynamic loads to which the structure is being subjected. To evaluate the effects of these actions, structural engineering makes use of dynamic analysis. In the field of dynamic analysis, one of the methods that seeks to evaluate these effects against natural frequencies, vibration modes and damping rates is modal analysis. These parameters are known as modal parameters and are important because they respond to changes in structure stiffness. As regards structure responses to dynamic effects, reinforcement can be an alternative to gain rigidity and increase the useful life of an element that is under a situation of structural danger or environmental incompatibility. Of the various methods already known and practiced by the market, one has the protension as a very present factor in these works. Despite this, the use of external protension is not yet so prevalent amid the widespread use of the proton. However, many factors make its use a viable alternative, especially when it comes to reinforcing structures. Thus, in order to introduce the dynamic concepts in the analysis of a structure the present work seeks to evaluate the effects of the external protension in the rigidity and consequently in the dynamic parameters of a beam of reinforced concrete from its intact state until a state of damage in which there is significant loss of rigidity by simulating an overpass beam subjected to an impact of a truck in which part of its concrete structure is removed by obtaining its modal and deformation parameters.

Keywords: reinforced concrete; vibrations; stiffness; modal analysis; structural reinforcement, protension;

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	6
1.1	CONTEXTO E MOTIVAÇÃO	6
1.2	OBJETIVO	8
1.3	METODOLOGIA GERAL DA PESQUISA	8
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	9
2	REFERENCIAL TEÓRICO	11
2.1	CONCRETO FRENTE AS VIBRAÇÕES	11
2.1.1	Efeitos da protensão nas propriedades dinâmicas dos elementos estruturais	18
2.2	CONSIDERAÇÕES ACERCA DO COMPORTAMENTO DINÂMICO	11
2.2.1	Equações do Movimento	12
2.2.2	Frequencia natural e Modos de vibração	13
2.2.3	Amortecimento	15
2.3	ANÁLISE DINÂMICA	15
2.3.1	Análise Modal	16
2.4	MÉTODOS DE DETECÇÃO MODAL	ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.
2.4.1	Método de detecção de picos	Erro! Indicador não definido.
3	CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO	21
4	ESTUDOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS	23
4.1	ANÁLISE DOS RESULTADOS	ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.
5	PROGRAMA EXPERIMENTAL	28
5.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	29
5.2	ANÁLISE EXPERIMENTAL ESTÁTICA E DINÂMICA	30
5.3	DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	32
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES	37
6.1	RESULTADOS	37
6.1.1	Ensaio de flexão por quatro pontos:	37
6.1.1.1	Força de protensão:	41
6.1.2	Análise dinâmica experimental	42
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	48
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	50

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO E MOTIVAÇÃO

O concreto utilizado na construção civil, como material, é formado por três componentes principais: aglomerante, agregados, água e em alguns casos específicos, o uso de aditivos que possam melhorar suas características de acordo com a necessidade. Com o avanço das construções essa associação de materiais, por si só, passou a não ser capaz de suprir as necessidades de avanço na área. Em relação a isso, Araújo (2014) afirma que do concreto convencional tem-se uma alta resistência à compressão, entretanto, há uma baixa resistência à tração, o que lhe confere uma característica de material frágil, passível de fissuras.

Diante desse cenário, o uso combinado do concreto convencional com barras de aço possibilitou à mistura suprir essas deficiências, dando origem ao concreto armado, que suporta tantos os esforços de compressão, por parte do concreto quanto os de tração, por parte do aço. (GIOVANAZ; BECKER; FRANSOZI, 2017)

A adesão do aço à mistura levou a avanços significativos nas construções, e à medida que o tempo passa, mais desafios aparecem e assim novas tecnologias surgem para compor o cenário mais sofisticado das edificações. Não muito distante da passagem do concreto armado, tem-se uma nova utilização para as barras de aço, o concreto protendido que difere da utilização convencional no procedimento de construção e na utilização em cada caso.

Segundo a NBR 6118 (2014), quando se iniciaram as discussões normativas sobre o assunto ambas eram estruturas consideradas do mesmo tipo sendo uma composta de armadura passiva (concreto armado), e outra composta de armadura ativa (concreto protendido).

Conforme Carvalho (2012), a característica passiva da armadura de concreto armado vem do fato de a armadura somente começar a trabalhar quando são retiradas as escoras e, por conseguinte, a deformação do concreto se inicia. Já no concreto protendido, as barras de aço são previamente tracionadas, tornando o aço sempre ativo aos esforços da estrutura, desde o início do processo construtivo.

O avanço do concreto protendido em relação ao concreto armado vem do seu ganho de resistência, durabilidade, economia, diminuição/eliminação de fissuras e atuando até no controle de deformações de uma estrutura (HANAI, 2005).

Depois do concreto protendido surgiram diversas outras tecnologias tanto em relação ao melhoramento do concreto, quanto do aço que só aumentaram as possibilidades construtivas.

No contexto do melhoramento das técnicas construtivas em relação ao concreto e seus componentes, criou-se um novo cenário das obras de construção civil, composto de edifícios cada vez mais altos e vãos cada vez maiores a se vencer (pontes, passarelas, viadutos, entre outros). Assim, as construções tornaram-se cada vez mais sensíveis aos efeitos das ações dinâmicas (vibrações), conferindo uma importância essencial conhecer o comportamento das estruturas e de seus elementos estruturais a esses efeitos.

Em relação às contribuições do mercado da construção civil para esse cenário, Nóbrega (2004) elenca alguns fatores que contribuíram para que a análise dinâmica das construções tenha ganhado relevância, como: a adesão de novas técnicas de sistemas construtivos, o desenvolvimento tecnológico dos materiais de construção, a adoção de soluções arquitetônicas inovadoras e o desejo de economia de recursos energéticos, financeiros e temporais.

No que tange as obras de concreto no Brasil, ainda no contexto da modernização da construção civil, normalmente as edificações são projetadas para resistir às ações estáticas. Assim, quando há a necessidade de se considerar a ação de força dinâmicas excepcionais (por exemplo o vento, sismos, etc.), essas frequentemente são consideradas no cálculo como uma majoração das cargas estáticas, a fim de facilitar o processo. (KÜSTER; SARTORTI, 2011)

Muito dessas implicações vem da consideração do concreto como um material de alta complexidade e de grande predominância na composição da estrutura, das dificuldades de se analisar a dinâmica das cargas e da frequente ideia de que as ações dinâmicas no Brasil não são tão importantes, devido à baixa intensidade de fenômenos naturais históricos no país que possam justificar sua utilização. Ainda sobre a afirmação, Küster e Sartorti (2011) consideram que há, mais do que tudo, uma ausência de normas técnicas, o que justificaria todos os fatores supracitados. Pode-se dizer então que elementos de concreto componentes de uma estrutura, que estiverem simultaneamente submetidos a essas ações, a simples majoração das cargas estáticas nem sempre pode ser suficiente no combate aos efeitos dinâmicos, na conservação da integridade do sistema estrutural e do conforto ambiental. Diante das vantagens apresentadas, o concreto protendido quando atua como um artifício de reforço ao elemento, pode ser uma solução viável para as construções que não consideraram essas ações e sofrem com seus efeitos.

Nesse contexto, a análise dinâmica é um importante método de produção de resultados satisfatórios, atuando na identificação e localização de possíveis danos, além de detectar mudanças de deformidades. Isso porque qualquer estrutura tem parâmetros próprios de vibração e qualquer alteração danosa (ou benéfica) leva a modificações nesses parâmetros. (ALMEIDA, 2005)

Diante das questões supracitadas e a crescente preocupação da sociedade com construções mais seguras, duradouras e que proporcionem maior qualidade de vida, a análise dinâmica torna-se cada vez mais relevante nos projetos de estruturas. Essa consideração se dá, entre outras opções, pela análise do comportamento dinâmico das estruturas obtido através de ensaios de vibrações e modelos numéricos. Dessa forma o desenvolvimento de modelos numéricos (elementos finitos), torna-se bastante adequado, bem como o desenvolvimento das metodologias de identificação modal, utilizadas para avaliar as características dinâmicas das estruturas a partir de séries temporais de dados obtidas experimentalmente.

1.2 OBJETIVO

O objetivo geral da pesquisa é realizar a análise experimental estática e dinâmica de uma viga de concreto, de modo a identificar as variações das características dinâmicas da estrutura frente a dano localizado e, a partir disso, avaliar uma solução de reforço com barras de aço externas protendidas.

A fim de alcançar o objetivo geral, alguns objetivos específicos foram definidos:

- a) Estudar numericamente e analiticamente uma viga de concreto armado e protendido (protensão externa) através de dados temporais experimentais de identificação modal;
- b) Confeccionar, ensaiar e analisar um **Protótipo Experimental de Viga** (PEV) de concreto armado a níveis crescentes de danificação, observando a variação dos parâmetros modais;
- c) Estudar um protótipo experimental de viga de concreto armado submetida a protensão externa observando a influência do reforço nos valores dos parâmetros modais;
- d) Comparar os resultados dos parâmetros modais obtidos de forma analítica, numérica e experimental, a fim de constatar a precisão do modelo experimental frente aos fundamentos matemáticos da dinâmica das estruturas (análises numérica e analítica);
- e) Observar o efeito da protensão externa como alternativa de reforço estrutural;

1.3 METODOLOGIA GERAL DA PESQUISA

Para alcançar os objetivos esperados para a pesquisa, buscou-se aplicar a seguinte metodologia:

- a) Inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica a respeito da análise dinâmica de estruturas, com ênfase na análise modal (métodos de identificação modal), bem como nos procedimentos experimentais de execução de um ensaio dessa natureza;
- b) Desenvolvimento analítico dos parâmetros modais do PEV, de maneira a se obter os indicadores teóricos de uma situação semelhante à experimental;
- c) Desenvolvimento numérico (por meio do *SAP2000*) dos parâmetros modais do PEV, de maneira a se obter os indicadores teóricos de uma situação semelhante à experimental e analítica;
- d) Na fase experimental, foram apresentados os materiais e procedimentos para obtenção do PEV e a partir deste os parâmetros empíricos modais da viga (por meio do Sonelastic®), em todas as situações de danificação propostas;
- e) Ainda na fase experimental, após as etapas de danificação, a viga foi submetida à protensão externa como alternativa de reforço e então analisadas suas implicações nos parâmetros modais;
- f) Os resultados de todas as análises foram comparados, sempre que possíveis, a fim de se obter com clareza o comportamento dinâmico da viga as situações impostas;
- g) Por fim foi avaliada a protensão externa como proposta de reforço;

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho foi estruturado em cinco capítulos. No capítulo atual, apresenta-se uma visão geral sobre o concreto armado e protendido e suas influências na crescente modernização da construção civil, bem como as implicações desse novo cenário para o comportamento dinâmico das construções.

O capítulo segundo estabelece a fundamentação teórica da pesquisa, ao trazer os conceitos importantes sobre análise dinâmica até dar ênfase as características e implicações da análise dinâmica modal experimental.

O capítulo terceiro foi estruturado em duas partes. A primeira destas caracterizou o concreto e seus componentes, que foram utilizados na confecção do protótipo. A segunda parte descreveu os procedimentos experimentais da análise modal para os vários níveis de dano ao PEV e posteriormente a solução de reforço com protensão externa.

O capítulo quarto apresentou os resultados obtidos da análise modal experimental.

O capítulo quinto apresenta as discussões a respeito dos resultados da análise modal analítica, numérica e experimental e as conclusões obtidas a partir destas.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

A crescente preocupação da sociedade com a segurança das edificações tem refletido na engenharia de estruturas, principalmente no que diz respeito ao seu comportamento frente às ações dinâmicas. Isso porque uma estrutura submetida a esses tipos de ações pode vir a sofrer danos que afetarão a qualidade dos pré-requisitos de estado de limite de serviço aos quais deveriam atender, acometendo assim aspectos relacionados a sua aparência, durabilidade e conforto ambiental.

Relacionado a esses aspectos dinâmicos, pode-se citar as propriedades dos materiais componentes do elemento como fator de grande influência. Uma estrutura submetida a crescentes graus de danificação apresenta um comportamento bastante particular em relação a suas características dinâmicas, permitindo a análise do elemento, inclusive para proximidade da ruptura. (ALMEIDA, 2005)

Nesse sentido, Nóbrega (2004) toma a análise dinâmica como um importante aliado, porque permite identificar e localizar os danos, além de avaliar sua extensão e severidade, por meio de características dinâmicas intrínsecas à estrutura, como suas frequências, modos de vibração e taxas de amortecimento, particulares a cada etapa de degradação.

2.1 CONSIDERAÇÕES ACERCA DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

Usualmente admite-se que as obras de construção civil estejam sujeitas a forças constantes no tempo. Estas são as ações chamadas estáticas, responsáveis pelo peso próprio, como as partes fixas da estrutura, por exemplo. São geralmente as cargas mais perigosas no que diz respeito à resistência da estrutura aos esforços atuantes, por isso é dada importância especial a sua atuação.

Entretanto, há ações que em geral, não possuem um efeito destrutivo imediato, mas que iniciam o processo de modificação danosa na estrutura desde o processo de desforma, através da fissuração. Há também as que não tem efeito destrutivo, mas causam incomodidade em sua fase de utilização. Nesses e em outros casos fala-se das ações dinâmicas, que durante muito tempo só eram consideradas em casos específicos ou sob a forma de deslocamentos limites. A segurança era garantida pelos altos valores de coeficiente que acabam tornando as obras bastante robustas e em consequência, bastante rígidas.

A inserção da tecnologia no modo construtivo, trouxe à tona a relevância desses efeitos no dimensionamento das estruturas, até nas mais simples. Todas as obras civis, em maior ou menor grau, deveriam levar em consideração os efeitos das vibrações, que são os efeitos diretos a ações dinâmicas.

Ação dinâmica é aquela que varia no tempo, seja em sua magnitude, direção ou posição. Esta variação introduz na estrutura acelerações e velocidades, além de deslocamentos, gerando como consequência forças inerciais e amortecimento.

De maneira geral, todas as ações podem ser consideradas dinâmicas. No entanto, em alguns casos, os efeitos dessas ações são diminutos frente às demais ações atuantes na estrutura, que é prático considerar estes efeitos ações estáticas equivalentes. No geral, pode-se definir as ações estáticas como um caso particular das ações dinâmicas, em que as forças de inércia e o amortecimento são desprezíveis. (DIÓGENES, 2010)

Nesse contexto, conhecer o funcionamento das ações dinâmicas (vibrações) é importante para conseguir compreender sua influência no sistema estrutural, levando em conta que toda estrutura apresenta características próprias, como as matrizes de rigidez, de inércia (de massa) e de amortecimento, que podem ser modificadas com a presença dessas ações. Para tanto, precisa-se conhecer mais a fundo características e propriedades, quanto a dinâmica das estruturas.

2.1.1 Equações do Movimento

Parte da caracterização do comportamento dinâmico baseia-se em compreender os seus fundamentos. Esses fundamentos envolvem a descrição de relações matemáticas que caracterizam as respostas da estrutura a ações vibratórias a partir de vibrações conhecidas ou não. Essa caracterização pode ser melhor obtida por meio da aplicação de modelos estruturais de um ou vários graus de liberdade, que conferem maior precisão a análise (CLOUGH E PENZIEN, 1993).

Essas relações matemáticas utilizam formulações que se relacionam no domínio do tempo, no domínio da frequência e em coordenadas estruturais ou modais.

A caracterização do comportamento dinâmico se baseia num modelo de excitação-resposta. Esse modelo, segundo Mendes (2008), pode ser espacial discreto ou contínuo e deve representar aproximadamente as propriedades geométricas e físicas das estruturas, e é usualmente expresso através das matrizes de massa, rigidez e amortecimento. Dessas matrizes

tem-se um sistema de equações diferenciais das quais é possível obter relações excitação-resposta, e que podem ser estocásticas ou determinísticas.

2.1.2 Freqüência natural e Modos de vibração

Uma propriedade dinâmica que tipifica o comportamento vibratório de uma estrutura é a freqüência natural. Esta representa a taxa de oscilação natural de uma estrutura, após cessado o movimento, é normalmente dada em *Hertz* (Hz) e depende da massa e da rigidez do elemento (estrutural).

A freqüência é um parâmetro de grande importância para as obras civis de engenharia. Isso vem do fato de que ao ser excitada a estrutura vibra atingindo vários graus de freqüência, no entanto, quando as freqüências de excitação e vibração se igualam, ela entra em ressonância. A ressonância, por sua vez, ocasiona o aumento gradual da amplitude do movimento possibilitando levando, no limite ao colapso. A freqüência natural no primeiro modo de vibração é chamada de freqüência fundamental. (DIÓGENES, 2010)

Para as vigas, esses parâmetros foram estudados por Blevins (2004, p.104-105). Em se tratando de vigas retas, o autor elenca algumas proposições importantes a se considerar na determinação de suas freqüências naturais:

- a) São uniformes ao longo do vão;
- b) São compostas por material elástico-linear, homogêneo e isotrópico (mantém as suas propriedades físicas);
- c) São esbeltas (a seção tem dimensões inferiores em relação ao seu comprimento ou a distância entre os pontos de vibração);
- d) Apenas são consideradas as deformações axiais;
- e) Nenhuma força axial é aplicada na viga;
- f) O centro de cisalhamento coincide com o centro de massa.

Essas são suposições gerais, e caracterizam o material para que possam ser formuladas equações matemáticas de determinação de freqüência e conseqüentemente, modos de vibração. Essas formulações, ainda segundo Blevins (2004, p.104-106), são dadas, em *hertz*, por:

$$f_i = \frac{\lambda_i^2}{2\pi L^2} \times \sqrt{\frac{EI}{m}}; i = 1, 2, 3 \dots \quad Eq.1$$

Em que: λ é um parâmetro adimensional, em função das condições de contorno aplicadas a viga; L é o comprimento da viga, m é a massa por unidade de comprimento, E é o módulo de elasticidade, I é o momento de inércia e i representa cada modo de vibração obtido.

Saiidi *et al.* (1978) apresenta um estudo que relaciona os efeitos da protensão em relação a frequência natural para obtenção, através do equilíbrio dinâmico, de uma equação (Equação 2) para uma viga bi apoiada após a aplicação das condições de contorno.

$$\omega_n = -\left(\frac{n\pi}{L}\right)^2 \times \frac{N}{m} + \left(\frac{n\pi}{L}\right)^4 \times \frac{EI}{m} \quad Eq.2$$

Em que: n=número do modo de vibração; L=comprimento da viga; N=força axial de compressão; m=massa da viga por unidade de comprimento; E=modulo de elasticidade; I=momento de inércia da seção.

Para o autor, a influência da protensão nas frequências naturais do elemento (feixe homogêneo) vem de um efeito que ele denomina de “suavização da compressão” e que essa alteração nas frequências naturais é ainda mais evidente nos modos de vibração mais inferiores (SAIIDI *et al.*, 1978).

As formas como acontecem as vibrações são os modos de vibração. Graficamente representam a forma das vibrações associadas a cada frequência natural. É uma propriedade dinâmica que sofre bastante influência da fissuração do concreto, principalmente se a região fissurada está localizada em uma zona de grande amplitude de modo de vibração. (DIÓGENES, 2010)

Analiticamente, não dependem das características físicas do elemento e refletem a forma que assume a deformada modal de cada modo de vibração. Blevins (2004, p.104-106) fornece a forma modal em função do vão de apoio e das condições de contorno do elemento analisado, através da formulação (Equação 3):

$$y_i = \sin\left(\frac{\lambda_i x}{L}\right) \quad Eq.3$$

Em que: y_i : coordenada vertical do deslocamento modal; λ é um parâmetro adimensional, em função das condições de contorno aplicadas a viga; L é o comprimento da viga; e x é o comprimento do elemento finito resultante da discretização (nó);

2.1.3 Amortecimento

Em sistemas reais de vibração a conversão perfeita de energia cinética em potencial não ocorre, havendo perdas por atrito ou outros fatores externos. Essas perdas de energia, que ocorrem a cada novo movimento oscilatório do sistema, acabam reduzindo na mesma proporção sua amplitude gerando o fenômeno denominado como amortecimento (ALMEIDA, 2005).

Ainda sobre o amortecimento, Diógenes (2010) elenca uma dificuldade básica de obtenção desse parâmetro: o amortecimento é variável com as características da estrutura analisada (tipo do material, sistema estrutural, tipo de ligação entre os elementos). No que diz respeito as estruturas de concreto armado, a determinação desse parâmetro depende ainda do nível de tensão a qual a peça está submetida, isso porque o amortecimento de elementos de concreto armado está compreendido em uma faixa quase elástica.

Com esse e todos os parâmetros supracitados têm-se todas as propriedades passíveis de obtenção experimental em uma estrutura através de um processo denominado de análise dinâmica.

2.2 ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica é o processo de obtenção de respostas da estrutura submetida a ações de carácter dinâmico, isto é, variável no tempo. Essas respostas, assim como as obtidas considerando os carregamentos estáticos, são tensões e deformações perigosas para a estrutura, sendo que variam no tempo, bem como as cargas que a originaram. Essas considerações sobre a dinâmica de uma estrutura denotam uma ideia de movimento e isso leva a análise dinâmica a esse mesmo contexto. Para evidenciar o assunto Diógenes (2010) define a análise dinâmica como a determinação de deslocamentos, velocidades e acelerações de todos os elementos constituintes de uma estrutura submetida a ações dinâmicas.

Considerando o que já foi discutido nos tópicos anteriores, a respeito da importância e influência desses efeitos nas estruturas, principalmente para o cenário atual das construções, é possível dizer, de maneira geral, que a análise dinâmica pode ser uma importante ferramenta na verificação de questões de conforto, unidade e segurança de uma estrutura, pois permite identificar e localizar danos e mudanças de deformabilidade. (NÓBREGA, 2004)

2.2.1 Análise Modal

A análise modal é a representação analítica e experimental do comportamento dinâmico de uma estrutura ou elemento estrutural. É um processo que busca, por meio de técnicas numéricas, computacionais e/ou experimentais, determinar os parâmetros modais (frequência, modos de vibração e taxas de amortecimento) inerentes a estrutura/elemento e a partir deles abordar problemas da engenharia de estruturas que envolvem: modificação do seu comportamento dinâmico, atualização dos modelos analíticos, seu dimensionamento dinâmico ótimo, controle das vibrações e determinação de sua saúde estrutural. (NÓBREGA, 2004)

A representação analítica é feita geralmente, por meio de modelos que se utilizam do Método dos Elementos Finitos (MEF). Os parâmetros modais também podem ser determinados experimentalmente com a finalidade de se validar as proposições analíticas ou quando não há condições de se obter os parâmetros somente analiticamente, em se tratando de casos de técnicas contrutivas modernas que ainda não foram introduzidas nos conhecimentos teóricos. (NÓBREGA, 2004)

Do ponto de vista experimental, segundo Gómez Araújo *et al.* (2017), a análise modal experimental pode apresentar-se sob duas abordagens para extração dos parâmetros modais: na primeira dessas, conhecida como Análise Modal Tradicional (*Traditional Modal Analysis – TMA*), mede-se a excitação e a resposta da estrutura como parâmetros de entrada e saída respectivamente (identificados através das Funções de Resposta em Frequência – FRF - e as Funções de Resposta ao Impulso – FRI) , e a segunda, conhecida como Análise Modal Operacional (*Operational Modal Analysis - OMA*), mede-se somente a resposta da estrutura.

Ainda sobre as abordagens da análise experimental, Brasiliano (2005) traz algumas considerações a respeito da medição de dados de entrada e saída para obtenção de parâmetros dinâmicos, principalmente em se tratando de estruturas de obras civis. Nesses casos é comum estudá-las por meio de excitações ambiente, causadas pelo seu uso. Isso porque aplicar vibrações forçadas requer esforços tecnológicos e logísticos inviáveis a realização de testes que podem vir a ser até contínuos, a depender do caso. No entanto, as excitações ambiente são difíceis de serem medidas, principalmente no que diz respeito aos dados de entrada, restando ao uso da Análise Modal Operacional a possibilidade de obtenção de respostas para a estrutura pois essa depende apenas dos dados de saída (*output-only*).

Baseados nesses conceitos de entrada e saída de dados, foram desenvolvidos diversos métodos de identificação modal. Esses métodos, a depender da sua formulação, podem estar no

domínio do tempo (*Time Domain - TD*) ou no domínio da frequência (*Frequency Domain - FD*).

No domínio da frequência, as propriedades dinâmicas são determinadas a partir das Funções de Resposta em Frequência (FRF), que se baseiam em formulações extraídas dos conceitos das Séries de Fourier e das transformadas de Fourier e Laplace. Já no domínio do tempo as propriedades dinâmicas são determinadas através das Funções de Resposta ao Impulso (FRI), através de formulações contínuas ou discretizadas da equação de movimento.

A análise do método adotado pode partir de ambos os domínios e a escolha depende do contexto em que a situação prática se insere.

2.3 CONCRETO FRENTE ÀS VIBRAÇÕES

As propriedades dos materiais são fundamentais para entender o comportamento dinâmico de uma estrutura. Para o concreto armado, segundo Abeele & Visscher (2000), a danificação da estrutura, no que diz respeito à propagação da microfissuração na peça, começa desde estágios iniciais de aplicação de carga, iniciando um comportamento não-linear. Nesse sentido, tem-se que a análise dinâmica, conceito visto mais a frente, é bastante vantajosa pois identifica, desde muito cedo, o processo de danificação da peça, mesmo enquanto a fissuração não é perceptível.

Os ensaios dinâmicos vão influenciar diretamente na rigidez do elemento. A rigidez, por sua vez, está relacionada a interação entre o seu módulo de elasticidade (E_c) e o momento de inércia da seção (I). A microfissuração influencia a estrutura interna do concreto, afetando mais diretamente o seu módulo de elasticidade, enquanto a macrofissuração afeta diretamente a geometria da peça, influenciando no momento de inércia. (ALMEIDA, 2005)

Essas características do material influenciam diretamente no comportamento dinâmico, principalmente no que diz respeito à frequência natural do elemento. Ao se iniciar a fissuração do material, diminui-se a rigidez da peça (ou do sistema estrutural) e por consequência, diminui-se sua frequência natural e aumenta-se o amortecimento, levando a possíveis danos de rigidez no elemento para cada estágio de fissuração obtido até a ruptura. (NÓBREGA, 2004)

Nesse sentido, para as estruturas de concreto, a NBR 6118 (2014) estabelece diversos estados limites de dimensionamento que preveem o comportamento do elemento/da estrutura frente às condições impostas. Entre eles, estão o estado limite de formação de fissuras, que é quando se iniciam a formação das fissuras, e o estado limite de abertura de fissuras, que é

caracterizado pelo aparecimento de aberturas decorrentes do agravamento das fissuras iniciais. Em qualquer um desses casos, a fissuração e seus efeitos danosos, bem como alguns fatores dinâmicos, muitas vezes não são levados em consideração no dimensionamento dos elementos, o que acaba prejudicando a vida útil e utilização da estrutura.

2.3.1 Efeitos da protensão nas propriedades dinâmicas dos elementos estruturais

O concreto protendido pode funcionar como um atenuante aos efeitos das ações dinâmicas na estrutura, mas, para compreender sua atuação, inicialmente é feita uma apresentação geral sobre o material e suas características.

Sabe-se das limitações do concreto em relações às tensões de tração e que esse é um fator importante no controle da fissuração do material. A armadura passiva surge para auxiliar o concreto no combate a essas ações de tração, garantindo mais resistência ao sistema.

No entanto, há situações em que a tensão de tração é tão alta que a armadura passiva sozinha não consegue suprir os efeitos da tração do elemento, ou, em casos particulares, sua utilização torna-se inviável, pela quantidade de armadura aplicada em relação à porcentagem de concreto. Em qualquer dos casos, tem-se difundido o uso da armadura ativa ou do concreto protendido.

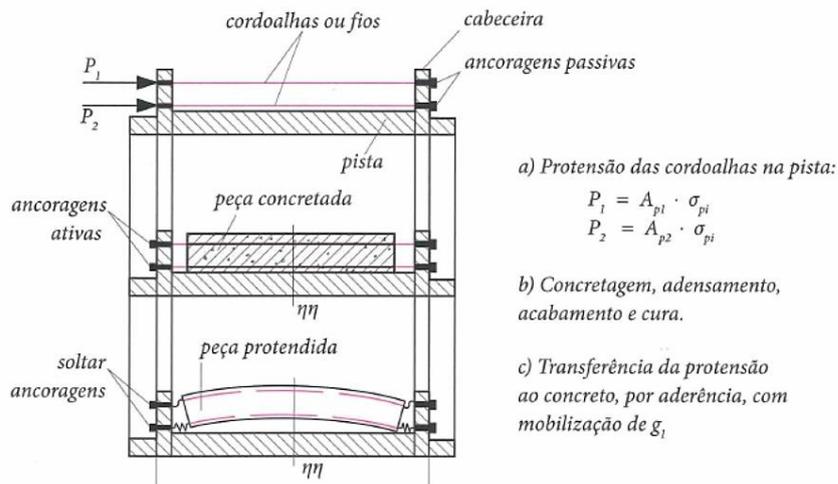
Nesse sentido, a NBR 6118 (2014) caracteriza os elementos de concreto protendido como aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último (ELU).

Dessa definição, tem-se uma das características importantes que conferem vantagem ao concreto protendido no combate aos efeitos das ações dinâmicas: cessão ou limitação de fissuração ao elemento.

Ainda segundo a NBR 6118 (2014), o concreto protendido pode ser de três tipos, de acordo com a aderência em relação a armadura:

- a) pré-tração (aderência inicial): faz-se o pré-alongamento da armadura, que é fixada em estruturas de apoio e removida após a concretagem e cura do concreto.

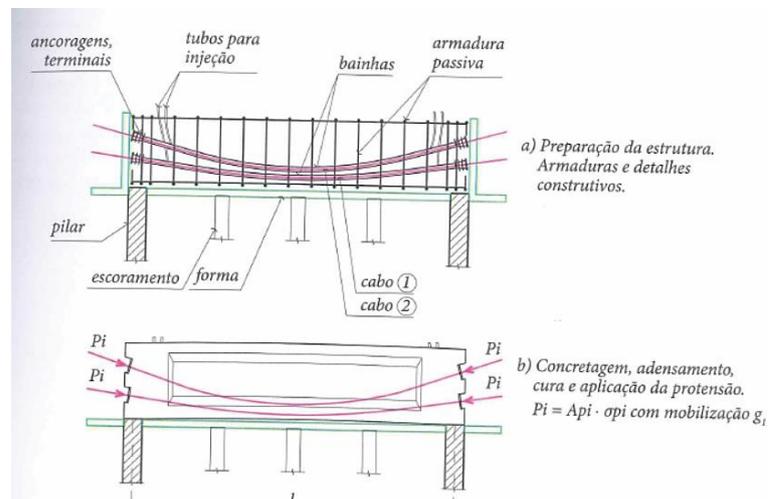
Figura 1 - Esquema de protensão com aderência inicial



Fonte: CHOLFE, 2013

- b) pós-tração (aderência posterior): a aderência entre o concreto e a armadura inicia com o lançamento do concreto e o pré-tensionamento da armadura é realizado após a cura do concreto.

Figura 2 - Esquema de protensão com aderência posterior



Fonte: CHOLFE, 2013

- c) sem aderência: nesse caso a protensão se dá em pontos localizados da estrutura.

No entanto, mesmo objetivando limitar ou eliminar o aparecimento de fissuras na peça estrutural, há um limite da força de protensão imposta. Desse limite tem-se a definição de grau de protensão, que Hanai (2005) relaciona com momento de descompressão¹ e o momento fletor

¹ Momento de descompressão é aquele em que a tensão normal em algum ponto da seção transversal é nula pre-solicitada pela força de protensão. (HANAI, 2005)

característico máximo. Segundo o autor, o grau de protensão é determinado para quando há o aparecimento ou não das tensões normais de tração na seção de concreto, solicitadas pelo momento fletor máximo e resultante da relação dos momentos.

Dessas considerações a respeito dos limites da protensão tem-se que um grau de protensão elevado pode levar a estrutura a condições de perigo, como nas situações de “estado em vazio” (em que a estrutura não está submetida aos seus carregamentos totais de utilização), situações em que o excesso de tensões de protensão podem gerar deslocamentos negativos e , com isso, acentuar ainda mais a retração e fluência e concreto, ou mesmo até situações em que induziria a uma taxa muito reduzida de armadura passiva, o que acabaria prejudicando no controle da fissuração dos elementos (HANAI, 2005).

Considerando esses fatores, a norma brasileira NBR 6118 (2014) classifica a protensão em três níveis:

- a) protensão limitada;
- b) protensão parcial;
- c) protensão completa;

Elas relacionam a classe de agressividade ambiental, as exigências relativas à utilização e as combinações de serviço. Dessa forma estabelece os limites de protensão requeridos segundo os estados limites que devem ser atendidos a cada situação exposta.

Em qualquer das classificações, de acordo com a função do elemento e ações submetidas, a correta escolha das características de aplicação da protensão só irão garantir melhores resultados nas condições esperadas para a peça.

A protensão ao elemento estrutural mais difundida na execução é a protensão interna, que acontece junto a execução do elemento. Entretanto, há casos em que pode ser utilizada a protensão externa. De acordo com Verly et al (2015), essa técnica pode ser considerada até mesmo como um caso de pós-tração, conceitualmente falando.

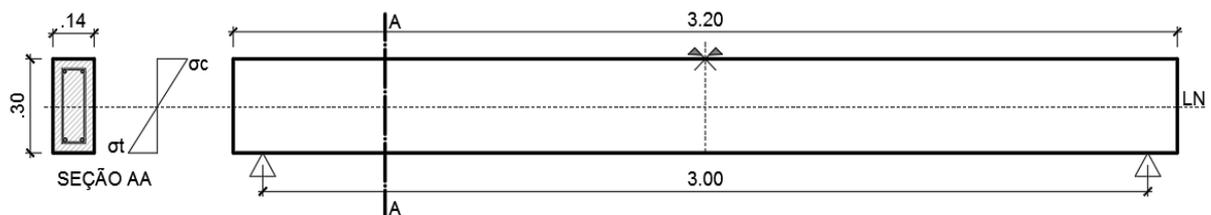
O autor ainda aponta como umas das principais vantagens da tecnologia de protensão externa para reforços de estruturas já em uso, o fato de não dela não precisar ser descarregada para que seja realizado o processo. Isso confere à protensão externa uma característica de reforço estrutural. Considerando situações como deformações excedentes, aumento de cargas de utilização em um determinado sistema estrutural ou até falhas de projeto e execução, a utilização desse recurso pode ser recomendada, de acordo com as condições de contorno estabelecidas.

3 CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO

Para obter as respostas dinâmicas e estáticas esperadas para a viga, pretendeu-se estudá-lo segundo modelos pré-definidos e com os seus resultados evidenciar a tese de reforço estrutural com a protensão externa.

O primeiro modelo de estudo para a viga foi seu estado íntegro (Figura 3). Nesse estágio o concreto abaixo da linha neutra ainda resiste a tração então todas as características geométricas e físicas da seção permanecem inalteradas, no entanto, em se tratando de uma viga de concreto armado, optou-se por usar as propriedades de geométricas da viga para seção homogeneizada (concreto + aço).

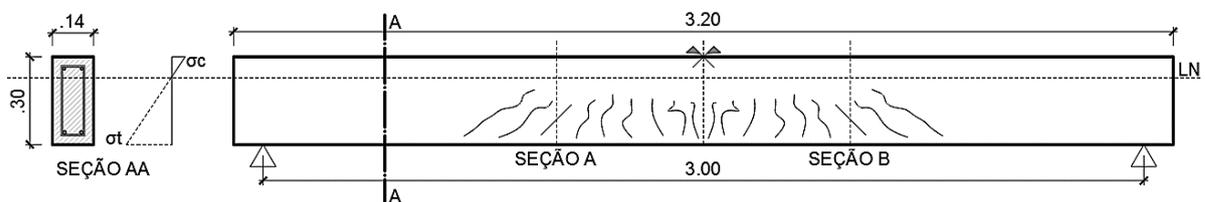
Figura 3 – Modelo de estudo para a Viga Íntegra (INTEGRA)



Fonte: Autor

O segundo modelo de estudo para a viga foi uma simulação do estado de serviço, no qual, além do peso próprio, a viga foi submetida a um carregamento externo aplicado em dois pontos, localizados a um metro de cada apoio, durante um determinado período em horas. Nesse estágio de carregamento a viga passa para o estado de fissuração, e o concreto fissurado na região tracionada da viga não mais atende às características de resistência, assim ele passa a ser desprezado, resultando em uma inércia menor conforme a Figura 4, abaixo:

Figura 4 - Modelo de estudo para viga danificada (DANO I)

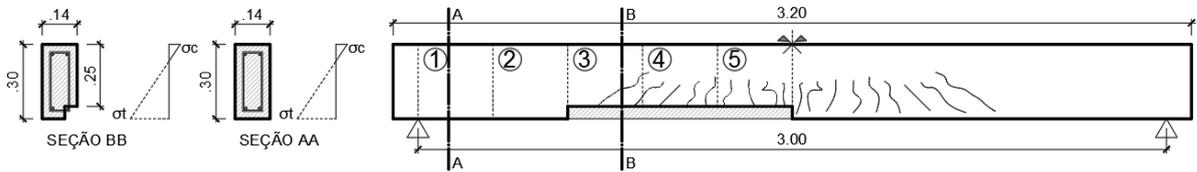


Fonte: Autor

O terceiro modelo de estudo da viga foi também o seu segundo estágio de danificação, em que pretendeu-se simular um dano localizado causado pelo 'arrancamento' de parte do concreto diminuindo assim sua seção em um trecho determinado (seções 3, 4 e 5), conforme

ilustra a Figura 5. Nesse estágio a viga ainda permanece no estado de fissuração e adiciona-se no trecho das seções danificadas uma perda de inércia, aumentando o grau de dano ao elemento.

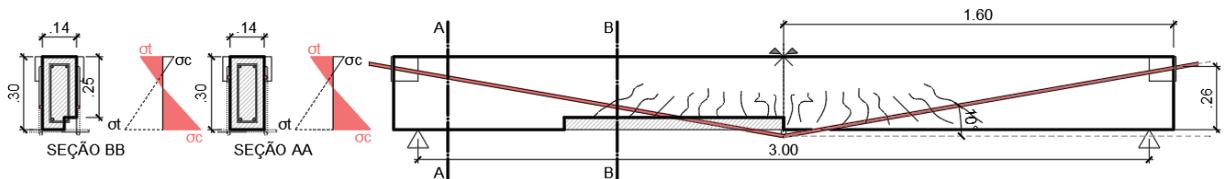
Figura 5 - Modelo de estudo para viga danificada (DANO II)



Fonte: Autor

O quarto modelo de estudo da viga foi o de reforço estrutural com a protensão externa. Após as danificações realizadas na viga, foi desenvolvido um sistema de protensão com barras de aço CA-50 de 12,5 milímetros, conforme a Figura 6 para com isso recuperar os danos causados a seção de concreto. Nesse estágio a viga ganha tensão adicional na região que antes estava enfraquecida pela fissuração, trazendo as características de resistência de volta ao elemento.

Figura 6 - Modelo de estudo para viga danificada (PROTENDIDA)



Fonte: Autor

A partir da definição de cada um dos modelos descritos foi possível obter as suas características físicas e geométricas. Para isso foi utilizado o *software* SECTRANS^{®2}, que fornece os dados da seção de concreto armado e protendido, de acordo com os seus graus de danificação. Os resultados obtidos estão reunidos da Tabela 1, abaixo:

Tabela 1 - Características da seção para cada modelo de estudo

	Momento de Inércia (cm ⁴)
ÍNTEGRA	34659,99
DANO I	8414,20
DANO II	4399,82
PROTENDIDA	17459,41
	9129,59 (seções 3,4 e 5)

Fonte: Autor

² *Software* desenvolvido na Universidade de São Paulo (USP) por HAAH (2006). O programa busca calcular o momento fletor resistente de seções de concreto armado e protendido e calcular o equilíbrio de seções de concreto armado e protendido dado um determinado momento fletor.

4 ESTUDOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS

Nesta etapa da pesquisa apresenta-se a descrição dos procedimentos analíticos e numéricos para obtenção dos parâmetros modais para o protótipo da viga objeto de estudo. Foram extraídos valores de frequência para os 3 primeiros modos de vibração, para todos os casos de análise e para todos os casos da viga (seção íntegra, danificada e protendida).

No modelo analítico, foram aplicados os conceitos descritos pelas Equações 1 a 3. Em todos os casos, foi feita uma simplificação da análise dinâmica considerando o concreto, por exemplo, como material isotrópico e homogêneo, entre outros fatores, tornando a análise portanto, linear. Servirá ainda como parâmetro para comparação dos resultados numéricos, bem como dos resultados experimentais.

Da aplicação da análise teórica para frequências naturais da viga obtiveram-se os valores da Tabela 2, abaixo:

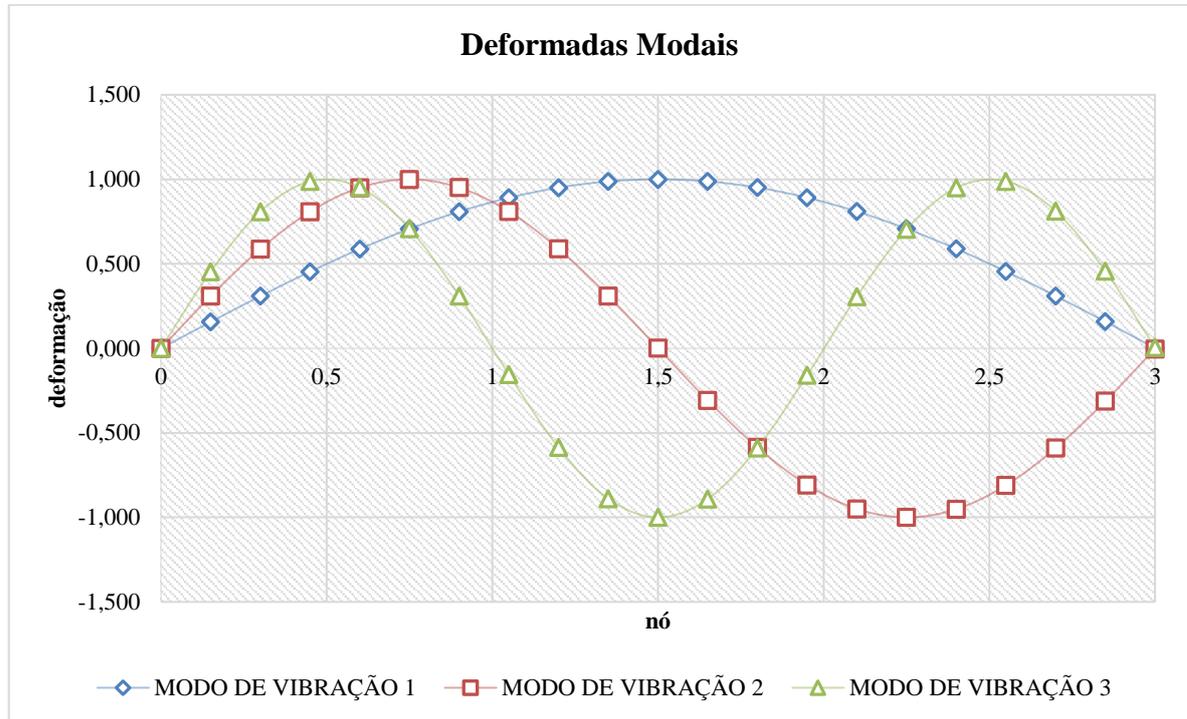
Tabela 2 - Frequências naturais teóricas para cada modelo de estudo

MODO DE VIBRAÇÃO	FREQUÊNCIA			
	ÍNTEGRA	DANO I	DANOII	PROTENDIDA
1	52,26	27,01	23,47	32,48
2	209,03	108,03	94,27	110,79
3	470,32	243,08	212,11	251,46

Fonte: Autor

Ainda teoricamente, pode-se obter as formas modais de cada modo de vibrar, através da formulação (Equação 3) de Blevins (2001), obtendo-se assim as seguintes formas modais abaixo (Figura 7):

Figura 7 - Deformadas modais analíticas



Fonte: Autor

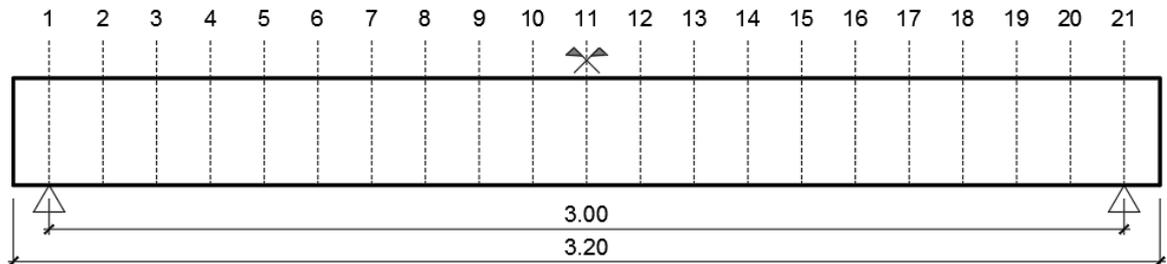
Para obtenção dos resultados numéricos foi usado o *software* SAP200, que é usado na análise estática e/ou dinâmica, linear ou não linear de estruturas através do método dos elementos finitos. Nesse caso, considerando o concreto como um material não isotrópico e homogêneo, a análise do *software* foi não-linear, o que confere aos resultados maior precisão e compatibilidade com a realidade, principalmente quando relacionado à danificação do elemento.

O modelo numérico da viga é aquele que será simulado em ambientes computacionais, sob as condições pré-estabelecidas. Sua análise envolve conceitos de Método dos Elementos Finitos, análise matricial de estruturas e programação.

No que tange o método dos elementos finitos, segundo Silva (2018), a análise numérica envolve discretizar o elemento (viga) afim de se obter “sub-elementos” suficientes para obtenção de resultados, minimamente precisos.

A discretização vai gerar um conjunto de elementos finitos, que carregam as propriedades originais da estrutura. Para o estudo em questão, a viga foi discretizada em 20 trechos de 0,15m (15cm), gerando 21 nós, nomeados numericamente, conforme mostra o esquema abaixo (Figura 8):

Figura 8 - Esquema de discretização da viga



Fonte: Autor

Para a consideração do nível de dano I (Figuras 4) no *software* foi adotada uma redução de 71% na área da seção da viga e uma redução de 76% no momento de inércia (I_x), conforme os dados do cálculo analítico. Para o segundo estágio de dano (DANO II) nas seções 3, 4 e 5 conforme a Figura 5, além da perda de inércia referente à fissuração, foi adicionada uma perda de inércia referente ao corte realizado, resultando em uma redução de aproximadamente 87% no momento de inércia (I_x) da seção. Para a viga protendida, considerou-se uma redução de 59% na área, de 50% no momento de inércia (I_x) inicial e nas seções 3, 4 e 5 uma redução de 74% na inércia, além da consideração da carga de 127,05kN resultante da tensão na barra de aço, simulando a mesma situação para o cálculo teórico. Os resultados para as frequências e modos de vibração estão reunidos na Tabela 3 e nas Figuras 9, 10 e 11, abaixo, respectivamente:

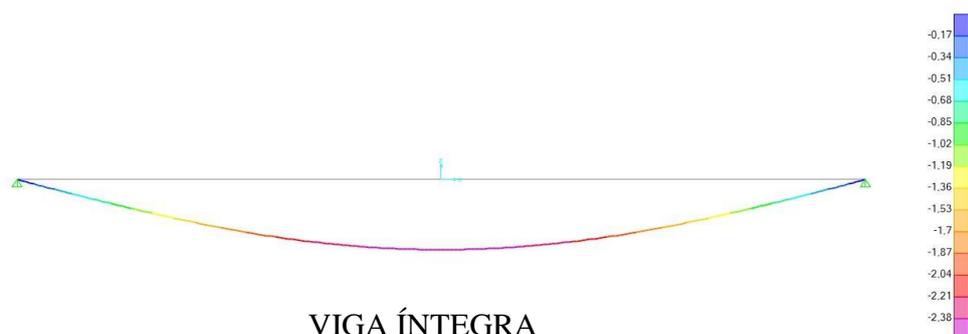
Tabela 3 - Frequências naturais numéricas para cada modelo de estudo

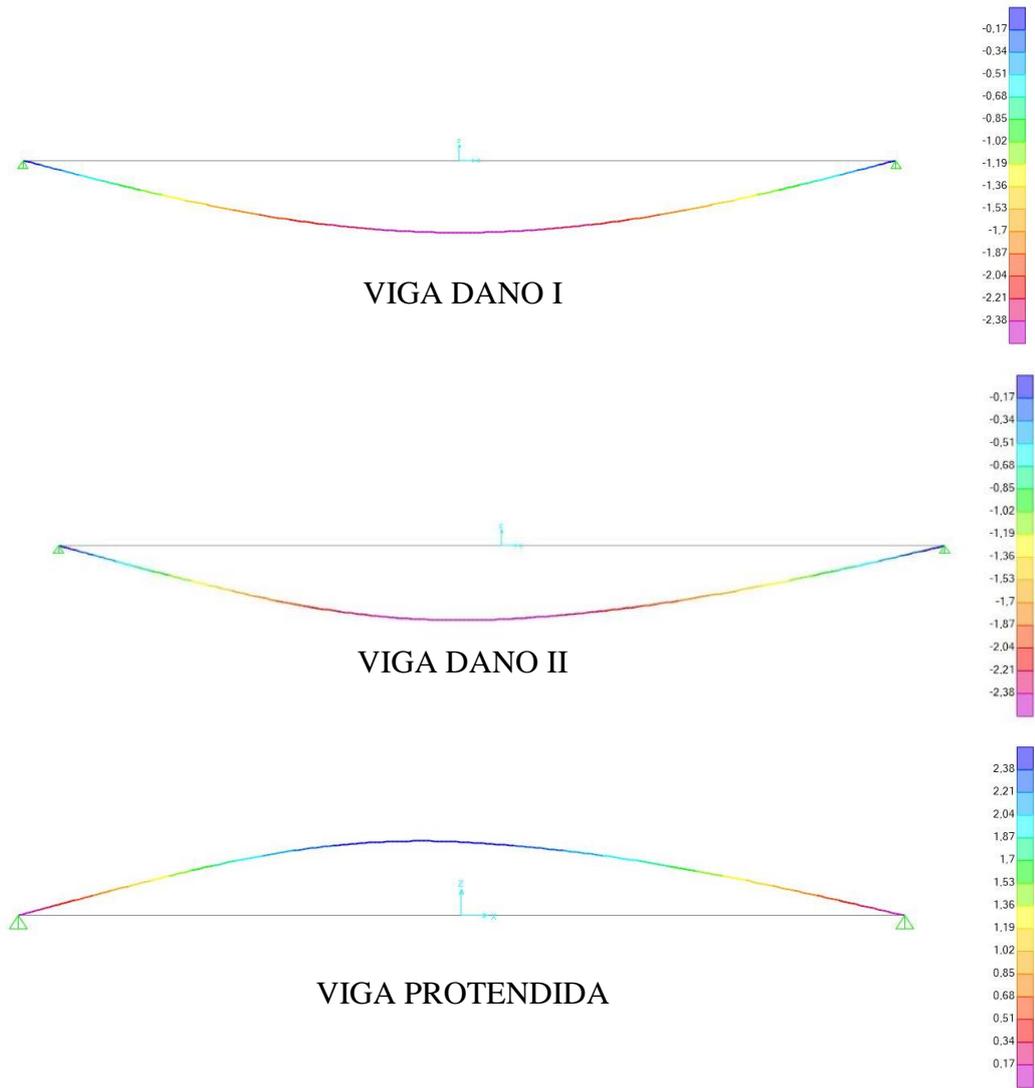
MODO DE VIBRAÇÃO	FREQUÊNCIA			
	ÍNTEGRA	DANO I	DANOII	PROTENDIDA
1	51,64	25,68	21,54	30,90
2	199,67	101,85	91,00	130,00
3	426,22	225,91	202,89	286,32

$$E_{sc}(\text{din})=30.462\text{MPa} / f_c=23,67\text{MPa}$$

Fonte: Autor

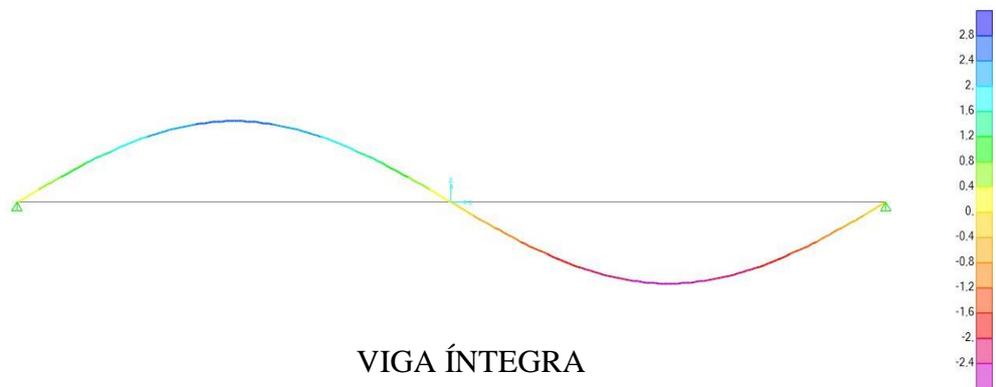
Figura 9 - Deformadas modais numéricas (SAP2000) para o 1º modo de vibração



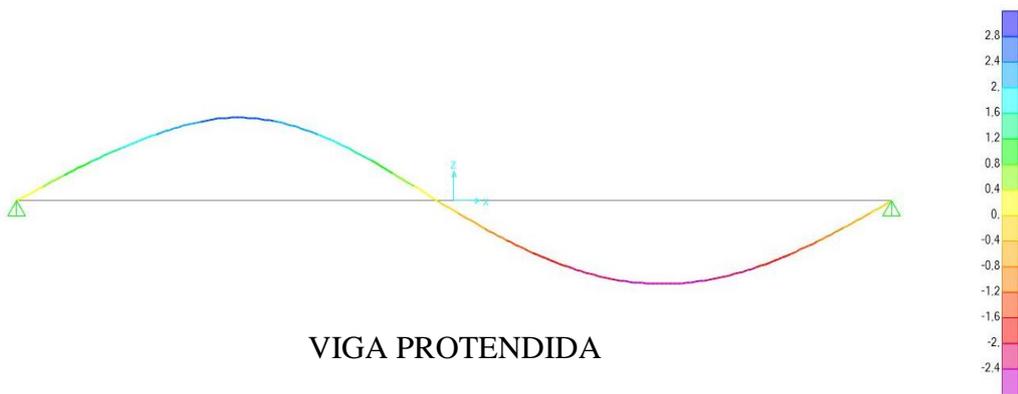


Fonte: Autor

Figura 10 - Deformadas modais numéricas (SAP2000) para o 2º modo de vibração

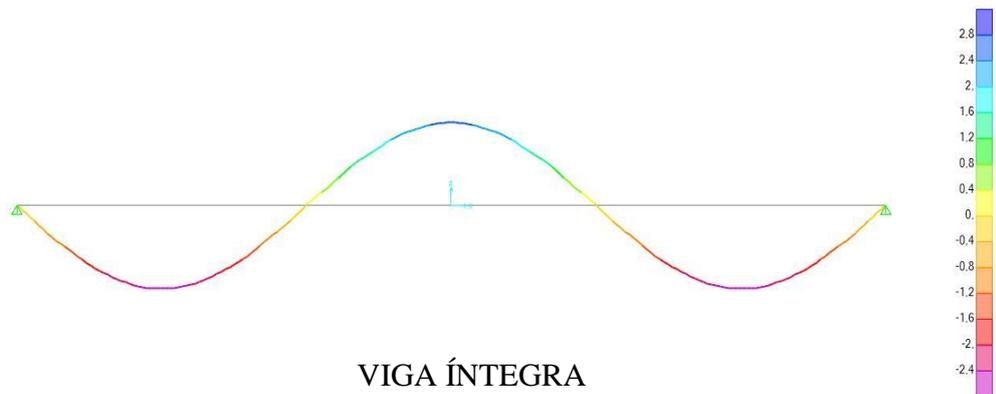


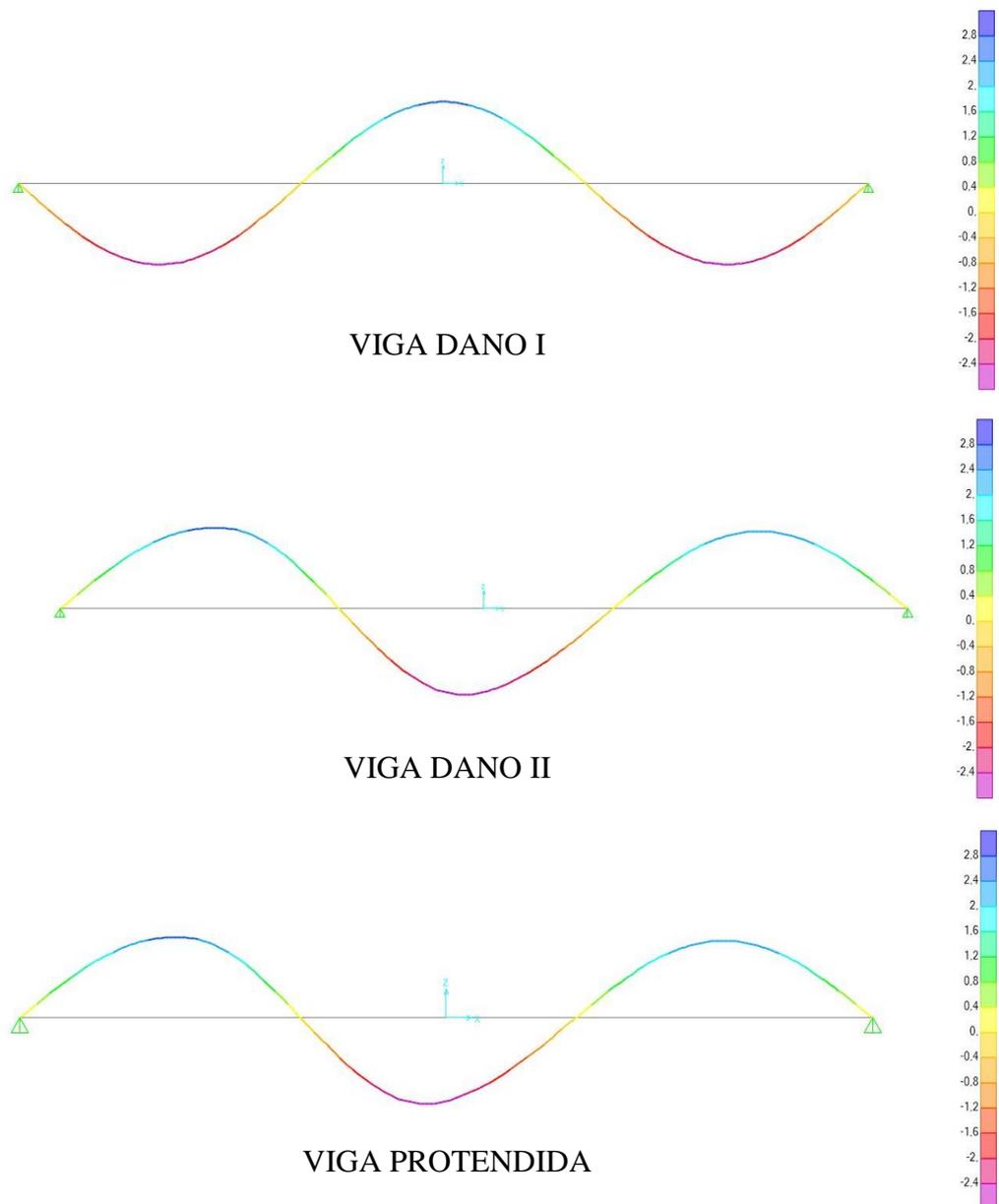
VIGA ÍNTEGRA



Fonte: Autor

Figura 11 - Deformadas modais numéricas (SAP2000) para o 3º modo de vibração





Fonte: Autor

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Esse trabalho dá continuidade e profundidade ao inicialmente desenvolvido por Veríssimo (2018) e, por isso, o objeto de estudo (a viga) tem as mesmas características mecânicas e geométricas, salvo alguns aspectos que serão delineados nos itens seguintes.

O programa experimental da pesquisa é composto de duas etapas:

- Caracterização dos materiais: corresponde a etapa de caracterização do concreto, com a descrição dos ensaios e resultados obtidos.

- b) Análises estática e dinâmica da viga de concreto armado, com uma breve caracterização do objeto (a viga), descrição do processo construtivo e dos ensaios realizados e pôr fim a apresentação dos resultados alcançados e as discussões pertinentes.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Para o início da fase experimental, buscou-se determinar e conhecer as características do material (concreto) que será utilizado na moldagem da viga e dos corpos de prova. Para caracterização foram moldados dois corpos de prova (CP) cilíndricos com as dimensões padronizadas de 10 cm de diâmetro x 20 cm de altura e foram moldados segundo as recomendações da NBR 5738 (Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova), e posteriormente rompidos, segundo as recomendações da NBR 5739 (Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos), ao fim de 14 dias a partir da cura.

Tabela 4 - Caracterização do concreto

ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO		
DATA DO ENSAIO	12 de março de 2019	
LOCAL	Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas (LABEME)	
TRAÇO UTILIZADO	1:1,8:2:0,50 (cimento:areia:brita:água)	
MATERIAIS	Cimento CII E RS – FORTE	
	Agregado miúdo: areia natural (umidade 4,40% - <i>Speedy</i>)	
	Agregado graúdo: brita granítica nº 1 (19 milímetros)	
	Água do sistema de abastecimento da cidade de João Pessoa	
EQUIPAMENTOS	Misturador planetário (Betoneira)	
	Balança 10Kg	
	Vibrador por imersão	
	Prensa CONTENCO – INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA	
FÔRMAS	Metálicas já existentes no laboratório (LABEME-UFPB)	
CURA	Úmida, diária, até o dia anterior ao rompimento.	
RESISTENCIA MÉDIA À COMPRESSÃO OBTIDA (Fc)	CP1=25,77MPa	23,67 ± 9% MPa
	CP2=21,57MPa	

Fonte: Autor

A partir do valor do f_c obtido, podemos obter mais um parâmetro característico para o concreto: Módulo de Elasticidade. Para obtenção do Módulo de elasticidade secante as considerações do item 8.2.8 da NBR 6118 (2014, pag. 24-25) foram adotadas, resultando em um valor de 23.432,31 MPa. Para as análises dinâmicas (teóricas e numéricas) considera-se um aumento do módulo de elasticidade da ordem de 20 a 40%, por isso foi adotado um módulo de elasticidade secante dinâmico 30% maior, resultando em um valor de 30.462 MPa.

Outra característica importante para os ensaios, intrínseca ao material (o concreto), é a massa específica. Ainda segundo os critérios normativos, no item 8.2.2 a NBR 6118 (2014, pag. 22) recomenda que na ausência de dados relativos a esse parâmetro, adota-se para o concreto armado (combinação concreto+aço) um valor de 2500kg/m³.

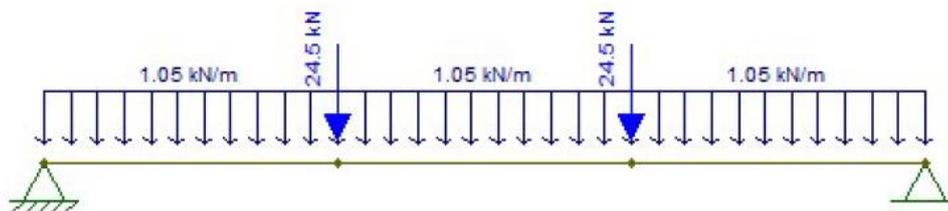
Com isso, tem-se todas as características, relativas ao concreto, necessárias para o desenvolvimento da análise dinâmica experimental do PEV.

5.2 ANÁLISE EXPERIMENTAL ESTÁTICA E DINÂMICA

A viga que será utilizada tem as mesmas características da estudada por Veríssimo (2018), e, portanto, todo o processo de dimensionamento do elemento é o mesmo utilizado por este, e foi apresentado no anexo A.

As dimensões do elemento (viga) são de 320 cm x 30 cm x 14 cm (Comprimento x Altura x Largura), considerando que o vão entre apoios será de 300 cm. Além do peso natural do elemento (peso próprio), a viga foi projetada para suportar uma carga adicional de 5 toneladas (49kN), dispostos em duas cargas pontuais de 24,5kN, conforme o modelo estrutural elaborado por Veríssimo (2018) no *Ftool*³ expresso abaixo (Figura 12).

Figura 12 - Modelo estrutural da viga



Fonte: Autor

³ O *Ftool* é um programa para a análise estrutural de pórticos planos. O *Ftool* analisa um modelo estrutural fornecendo tanto resultados simples, como diagramas de esforços internos e deformadas, quanto de linhas de influência em qualquer ponto da estrutura e envoltórias de esforços para trens-tipo.

Para confecção da viga foram utilizadas as recomendações da NBR 14931 (2004). Após a cura, a viga foi desformada e transportada para se posicionar abaixo do pórtico de reação onde foi utilizado um atuador hidráulico. Nessa etapa foi ajustada até que estivesse a 10 cm de cada extremidade sobre os apoios rotulados, simulando suas condições de contorno (bi apoiada), e por fim marcada a discretização em 21 pontos, como mostra a Figura 13.

Figura 13 – Posicionamento da viga no pórtico de reação

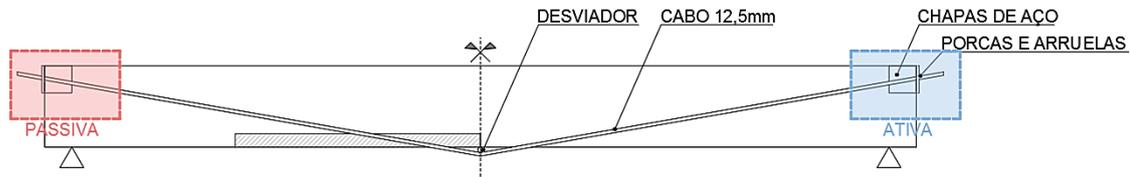


Fonte: Autor

Para a protensão da estrutura foi desenvolvido o mesmo sistema utilizado por Veríssimo (2018), que consistia na utilização de duas chapas de aço de $\frac{1}{2}$ e $\frac{1}{4}$ polegadas em cada extremidade da viga, sendo uma ativa e outra passiva (funciona como contrafortes). Para conferir maior desempenho na tese do reforço do elemento foram aumentadas as bitolas dos vergalhões de aço CA-50 utilizados pelo autor ($\varnothing 10.0$), passando a serem utilizados dois vergalhões de aço de roscados de 1,00 metro de comprimento e 12,5 milímetros soldados a um vergalhão de aço de 3,00 metros de comprimento e 12,5 milímetros de diâmetro, porcas arruelas para a rosca de 12,5 milímetros. O material utilizado no sistema de protensão foi adquirido em fornecedores de aço da região de João Pessoa e montado na oficina do LABEME na UFPB.

Com esse sistema foi possível a aplicação de força axial na viga à medida que as porcas eram apertadas na barra e as chapas de aço comprimiam o concreto, simultaneamente (Figura 14).

Figura 14 - Esquema de protensão da viga



Fonte: Autor

5.3 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Para os obtenção dos resultados experimentais, a viga de concreto foi submetida a uma série de ensaios, ordenadamente montados segundo a Figura 15:

Figura 15 - Esquema dos ensaios realizados na etapa experimental



Fonte: Autor

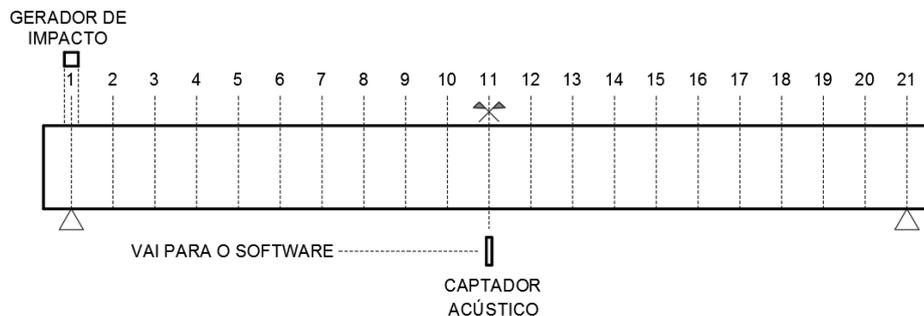
Os ensaios foram realizados entre os dias 3 e 12 de abril de 2018, no Laboratório de Materiais e Estruturas da Universidade Federal da Paraíba.

O primeiro ensaio foi não destrutivo e buscou obter as frequências naturais experimentais da viga para o seu estado íntegro, conforme o modelo da Figura 3. Para isso foi utilizado o *Sonelastic*[®], que é um *software* que, associado a um captador acústico adquire o som

emitido pelo material, devido a um pequeno impacto, realiza uma transformada rápida de Fourier (FFT) e encontra a função de resposta em frequência (FRF). Com a FRF é possível a determinação das frequências naturais e do fator de amortecimento do material.

O captador acústico foi posicionado no centro da viga e interligado ao *Sonelastic*[®] por meio do computador (Figura 16). Foram feitos alguns testes iniciais para testar a sensibilidade do aparelho frente as condições de ensaio. Sabe-se que pelas características do equipamento na aquisição dos dados, o ambiente adequado de ensaio seria aquele com alto controle acústico. Devido a impossibilidade procurou-se impor alguns horários que propusessem ao ensaio o mínimo de ruído ambiental. Resolveu-se, portanto, fazer o ensaio por volta do horário do almoço, o qual reduz o fluxo de pessoas e consequentemente o barulho no local.

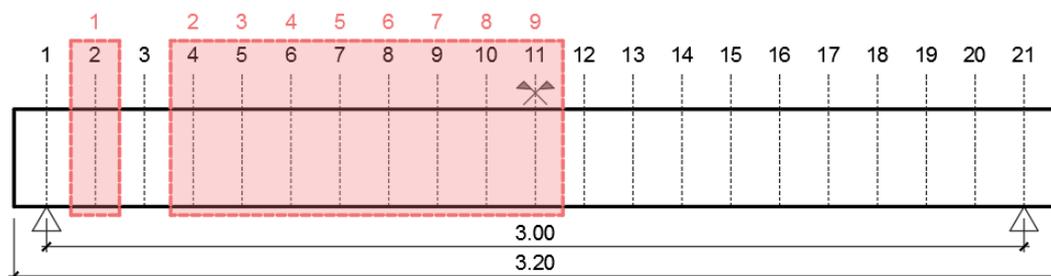
Figura 16 - Esquema de captação acústica pelo Sonelastic



Fonte: Autor

De acordo com a discretização, seriam 21 pontos de aquisição, mas devido as condições de contorno da viga (viga bi apoiada) e a sua simetria resolveu-se obter os dados apenas da metade dos pontos. Alguns dos pontos, por sua vez, impossibilitavam o impacto, sendo estes descartados restando assim nove pontos de aquisição a serem captados. Desses nove pontos, foram obtidas 3 captações em cada totalizando no mínimo 27 dados de frequência natural (Figura 17).

Figura 17 - Resultante experimental da discretização



Fonte:

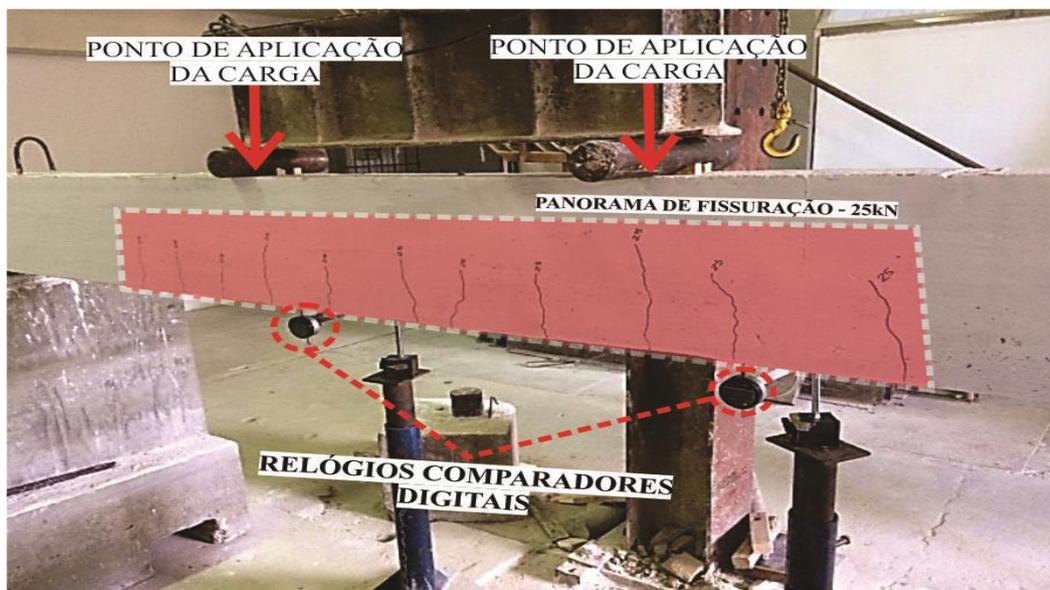
Autor

O segundo ensaio foi o de flexão em quatro pontos. Nesta etapa buscou-se atingir o primeiro estágio de danificação conforme a Figura 4 e com isso medir o desempenho da viga para seu estado de serviço (resistência, deslocamentos e fissuração). Para isso utilizou-se o atuador hidráulico ligado ao pórtico de reação até uma carga de 2,50t (25kN).

A aplicação da carga foi gradativa, em passos de 5 kN até que se atingisse 50% da carga de ruptura da viga, algo da ordem de 25kN.

Em paralelo a aplicação da carga foram medidos os deslocamentos verticais nas duas seções de atuação das cargas concentradas da viga (Figura 4) com o auxílio de relógios comparadores digitais posicionados na face inferior da viga (Figura 18). E ainda, foi identificado o panorama de fissuração ao fim da aplicação da carga de 25kN (Figura 18).

Figura 18 - Ensaio de flexão por quatro pontos (DANO I)



Fonte: Autor

Após esse estágio a viga foi novamente ensaiada no *Sonelastic*[®]. As condições de ensaio foram as mesmas para o caso da viga em seu estado íntegro.

O segundo estágio de danificação da viga consistiu em executar o modelo da Figura 5. Para isso realizou-se um corte nas seções 3, 4 e 5 da primeira metade da viga em relação ao seu eixo de simetria resultando no que pode ser observado na Figura 19-b. O corte foi realizado com o auxílio de uma serra mármore, talhadeira e uma marreta (Figura 19-a).

Figura 19 - Execução da segunda etapa de danificação na viga (DANO II)

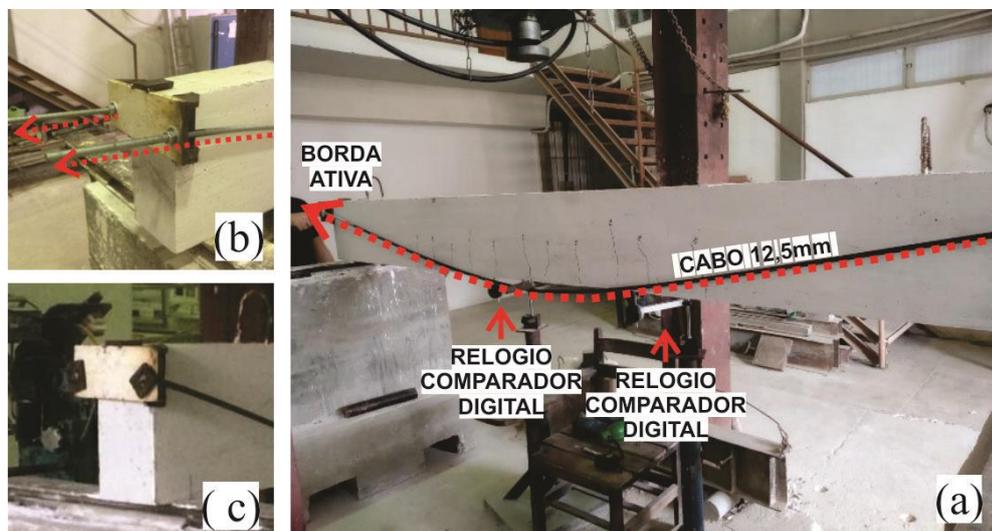


Fonte: Autor

Por fim, a viga foi novamente ensaiada no *Sonelastic*®. As condições de ensaio foram as mesmas para o caso da viga em seu estado íntegro.

Para o quarto ensaio a viga foi protendida (Figura 20-a). Com o auxílio das chapas de aço fixadas nas extremidades do elemento, e posicionadas as barras de aço de 12,5 mm iniciou-se o aperto das porcas na barra em uma das extremidades (borda ativa - Figura 20-b). Ao apertar as porcas, a barra de aço que se encontrava fixa em uma das extremidades (borda passiva - Figura 20-c) era tracionada à medida que se aplicada mais força de torção. Conforme a barra era tracionada, a chapa de aço comprimia o concreto em reação a tração da barra, criando a base da protensão em estruturas, dentro das limitações de aplicação e força impostas a ação humana.

Figura 20 - Experimento de protensão externa



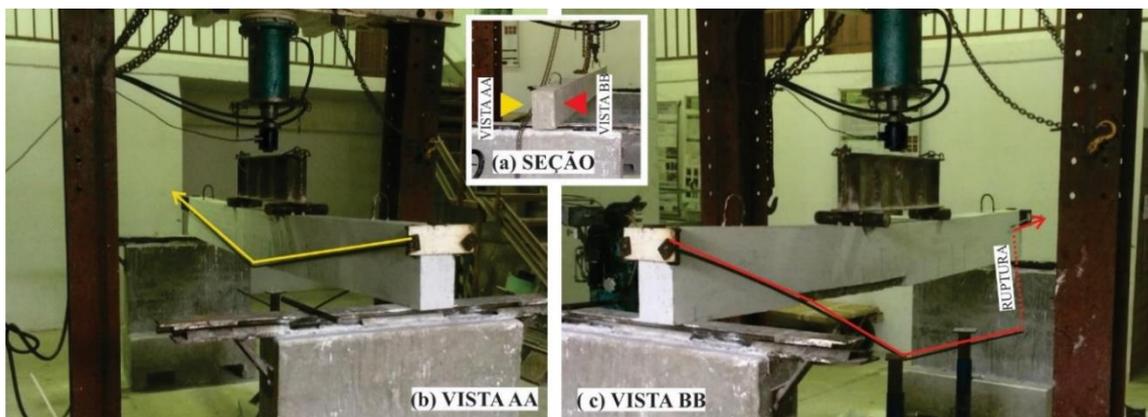
Fonte: Autor

Durante esse procedimento foram medidos os deslocamentos verticais da viga, nos pontos de aplicação das cargas pré-fixadas (Figura 20-a), logo no início da protensão e após ao fim da dela, obtendo os deslocamentos resultantes da aplicação do reforço.

Feito esse procedimento, repetiu-se os procedimentos de aferição das frequências naturais da viga, agora para seu estado protendido.

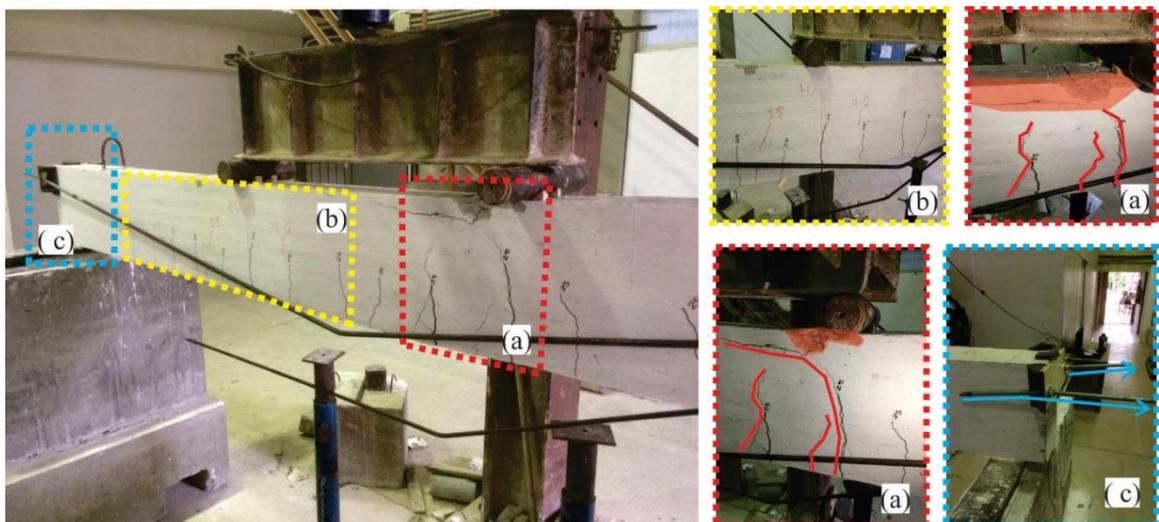
Por fim, o último ensaio de flexão por quatro pontos, semelhante ao realizado na viga em estado íntegro, agora para aferir os resultados do reforço frente os estados de danificação a qual foi submetida. Simultaneamente, eram também medidas os deslocamentos verticais nos pontos de aplicação da carga. Nessa etapa a viga foi ensaiada até a carga de ruptura (ou ruptura dos cabos) conforme a Figura 22 e conseqüentemente obtendo também o panorama final de fissuração (Figura 22 a-b).

Figura 21 - Ensaio de flexão por quatro pontos pós-protensão até ruptura



Fonte: Autor

Figura 22 – Panorama final de fissuração e patologias resultantes do ensaio



Fonte: Autor

Ainda da Figura 22-a é possível observar regiões em que houve esmagamento do concreto, o que pode ser evidências de que o limite de resistência da viga pode ter sido atingido ou se aproximado. No entanto, de acordo com a região c da Figura 22, o fator determinante para o fim do ensaio foi provavelmente o rompimento de um dos cabos, que pode ter limitado a resistência final máxima do elemento.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 RESULTADOS

6.1.1 Ensaio de flexão por quatro pontos:

Foram realizados dois ensaios de flexão por quatro pontos na viga. O primeiro para uma carga de até **25kN** e o segundo com a viga já protendida, até a ruptura da peça.

Do primeiro ensaio, pretendeu-se simular o estado de serviço da viga, submetendo-a a uma carga de **25kN**, aplicada gradativamente. Desse ensaio obteve-se os deslocamentos verticais da viga a cada aplicação de 5kN e por fim o seu estado final de fissuração, chegando à carga final de serviço (25kN – 50% da carga de ruptura de 50kN).

O segundo ensaio foi realizado quando a viga foi submetida ao reforço proposto por protensão externa. Pretendeu-se avaliar a eficácia da protensão na viga, que sofreu dois estágios de danificação (DANO I e DANO II). Como no primeiro caso, procurou-se obter os deslocamentos verticais da viga, a cada aplicação de 5kN até a carga máxima de segurança que poderia ser medida. Nesse caso, a uma carga muito próxima a de ruptura.

Os resultados dos dois ensaios estão reunidos no Tabela 5, abaixo:

Tabela 5 - Deslocamentos verticais da viga

DESLOCAMENTOS VERTICAIS DA VIGA				
Força (kN)	Danificada		Protendida	
	Deslocamento (mm)		Deslocamento (mm)	
	Seção A	Seção B	Seção A	Seção B
5	-1,66	-1,47	-1,72	-1,54
10	-2,38	-2,23	-2,19	-2,32
15	-3,26	-3,04	-3,23	-3,06
20	-4,66	-4,30	-4,47	-4,15
25	-6,02	-4,71	-5,21	-4,78
30	-	-	-5,97	-5,59
35	-	-	-6,95	-6,62

40	-	-	-8,06	-7,73
45	-	-	-9,20	-8,86
50	-	-	-10,30	-9,99
55	-	-	-11,43	-11,12
60	-	-	-12,10	-11,79
65	-	-	-12,80	-13,10
70	-	-	-16,53	-17,10

Fonte: Autor

Graficamente, essa situação pode ser evidenciada na Figura 23. Comparando os dois modelos (DANO I X PROTENDIDA) na seção A presentes na Figura 23-a percebe-se um comportamento de recuperação para a protensão, que inicia com deformações superiores a situação danificada, mas à medida que há incremento de força ao sistema os deslocamentos vão ficando menores que para situação danificada (DANO I). Na seção B, no entanto, percebe-se um comportamento semelhante para ambos os casos. Entretanto é possível notar também que o comportamento do modelo danificado, a partir da carga de 20kN sofre um deslocamento mais acentuado, tendendo a aumentar mais significativamente a partir desse ponto, o que pode ser justificável, se pensarmos que é a partir do ponto de força igual a 25kN que a viga entra a apresentar as características descritas no modelo de dano I (Figura 4), em que as características da seção sofrem redução em relação a situação íntegra.

Figura 23 - Gráficos força x deslocamento para as seções de aplicação da carga



Fonte: Autor

No que tange a resistência do elemento estrutural, para o primeiro ensaio o objetivo era submeter a viga a um pré-carregamento que, em tese, simularia uma situação de serviço. Dessa etapa obteve-se um estado de fissuração para a carga de 25kN. Após o reforço, no segundo

ensaio de flexão, a viga foi submetida a carga máxima até sua ruptura, atingindo uma carga de 80kN.

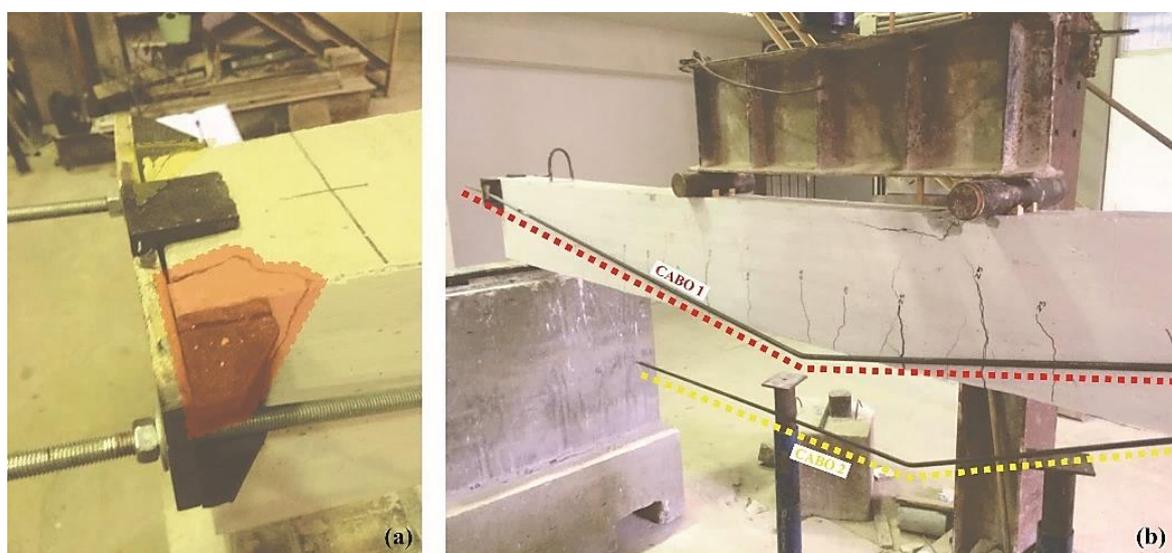
Considerando a capacidade de suporte da viga, que é dimensionada para o estado de ruptura (ESTADIO III), foi possível obter uma carga que representa a máxima suportada pela seção da viga. Essa carga é resultado do momento resistente para a seção de dimensionamento, dado em função da resistência característica do concreto e das características geométricas da viga. Para o protótipo estudado essa carga seria de aproximadamente 5 toneladas (50kN) – Cálculos da carga de ruptura apresentados no anexo A.

No entanto, após ser danificada e posteriormente submetida à protensão, a carga de ruptura obtida foi de aproximadamente 8 toneladas (80kN).

Por si só, esse já seria uma evidência do reforço estrutural obtido, considerando um aumento de 3 toneladas (30kN) na carga de ruptura. No entanto, no ato do rompimento da estrutura, foi possível observar que a protensão não atingiu toda a sua capacidade de suporte.

Isso fica evidente quando consideramos que apenas um dos cabos tensionados se rompeu com a aplicação da carga de ruptura enquanto o outro apenas perdeu a tensão que apresentava, permanecendo intacto (Figura 24-b). Nesse caso, uma evidência seria de que no ato da protensão ocorreu aplicação de força maior em um dos lados, gerando uma excentricidade de protensão, o que acabou resultando uma tensão maior no cabo que rompeu e portando fazendo-o romper primeiro. Algumas das evidências dessa excentricidade ficaram marcadas na viga. Como o esmagamento do concreto em um dos lados da seção devido a força axial submetida (Figura 24-a).

Figura 24 - Respostas da força axial de protensão no elemento estrutural



Fonte: Autor

Nesse contexto, pode-se concluir que se não houvessem condições adversas de execução da protensão a capacidade de suporte seria ainda maior. Possivelmente a recuperação dos deslocamentos também poderia ser ainda mais significativa. A todo modo, os resultados obtidos trazem uma evidência clara de que os efeitos da protensão externa a qual a viga foi submetida podem servir como reforço estrutural.

6.1.1.1 Força de protensão:

Do ensaio de flexão foi possível estimar a carga de tração utilizada na protensão do elemento, uma vez que a protensão foi aplicada por meio do rosqueamento das porcas nas extremidades roscadas das barras. Baseado no deslocamento vertical da viga e comparando as os deslocamentos iniciais e finais, foi possível obter por meio uma carga que equivalente ao esforço de protensão. Os resultados desses deslocamentos são apresentados na Tabela 6, abaixo:

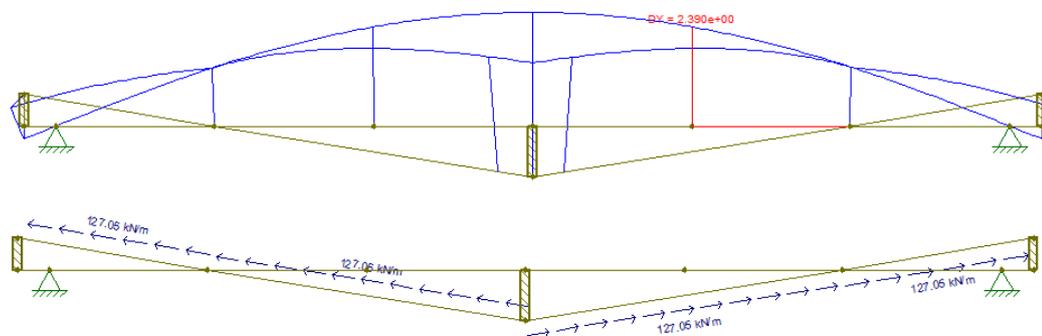
Tabela 6 - Deslocamento verticais devido à protensão

DESLOCAMENTO VERTICAL - PROTENSÃO		
	Seção A	Seção B
Início	0,2	0,3
Fim	2,76	2,52
Variação	2,56	2,22
Variação média	2,39	
Coef. de Variação	7%	

Fonte: Autor.

Da tabela, tem-se que o deslocamento médio obtido para as duas seções da viga é de 2,39 milímetros. Com esse dado, através do esquema montado no *Ftool* (Figura 25), por meio de tentativas, encontrou-se uma força axial que, ao ser submetida a barra de aço, gera um deslocamento nas seções de aproximadamente 2,39 milímetros, conforme as imagens a seguir:

Figura 25 - Esquema estrutural do esquema de protensão usado (Ftool)

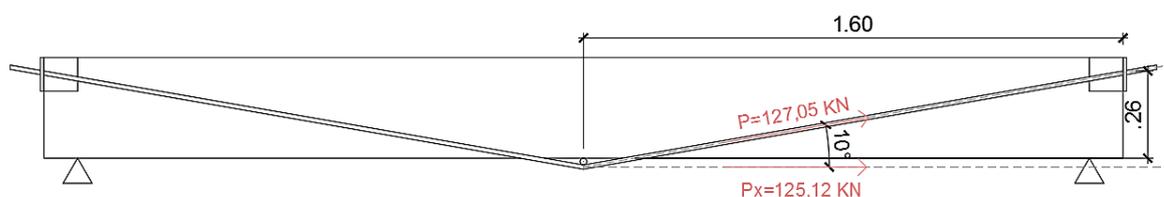


Fonte: Autor

Portanto, obteve-se uma força de 127,05kN, para o deslocamento correspondente. No entanto, considerando as características de posicionamento do cabo, essa força deve ser

decomposta em suas equivalentes no plano X e Y. A força compatível ao eixo das coordenadas, F_x , é a força de protensão procurada e pode ser calculada, conhecendo-se o ângulo de desvio do cabo e as dimensões de sua posição em relação ao eixo de simetria da viga, obtendo o valor de 125,12kN, conforme pode ser constatado na imagem abaixo (Figura 26):

Figura 26 - Esquema da atuação da carga axial de protensão na viga



Fonte: Autor

6.1.2 Análise dinâmica experimental

No momento da aquisição dos dados para os modelos de estudo (ÍNTEGRA, DANO I, DANO II, PROTENDIDA), os dados referentes ao modelo de DANO I não puderam ser utilizados pois o *software* não processou as informações de captação e as respostas foram perdidas.

Então, dos ensaios realizados pelo *Sonelastic*[®], do valor médio das três aquisições em cada ponto (Figura 17) obteve-se os valores de frequências para os 3 modelos de estudo (ÍNTEGRA, DANO II e PROTENDIDA) da viga. Considerando os nós obtidos para discretização, desses apenas o nó 1 foram retiradas as aquisições de frequência já que nos três casos de ensaio da viga apresentavam uma melhor variação das frequências capturadas pelo equipamento e esses resultados estão reunidos na Tabela 7, abaixo:

Tabela 7 - Frequências naturais experimentais (Sonelastic[®])

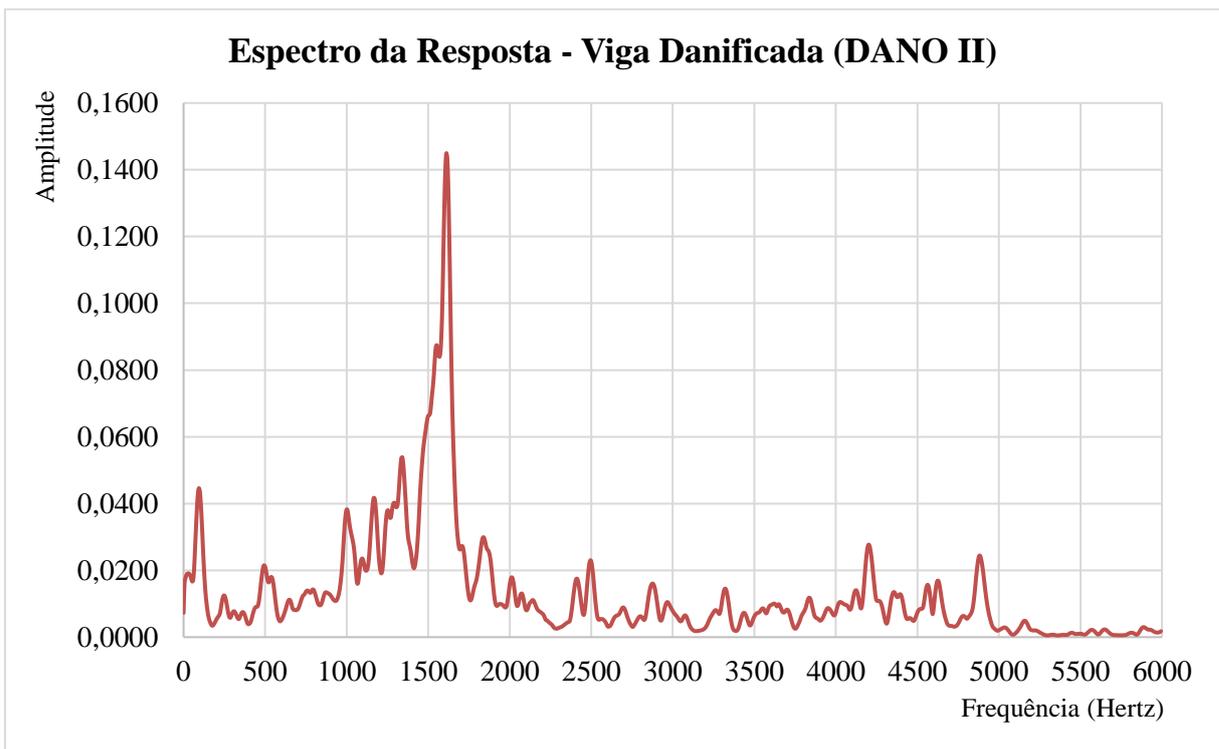
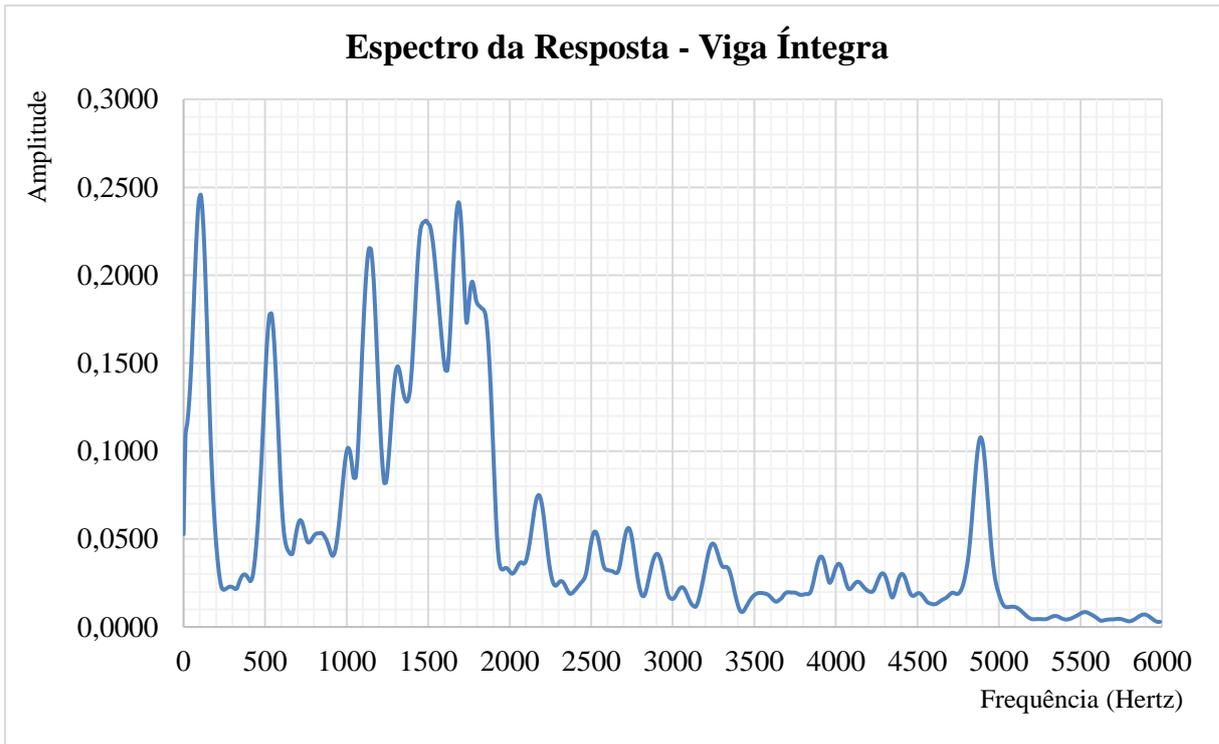
MODO DE VIBRAÇÃO	FREQUÊNCIA (Hz)		
	ÍNTEGRA	DANO II	PROTENDIDA
1	102,83	46,36	95,60
	102,00	44,99	94,20
	102,24	48,25	94,67
MÉDIA=	102,36	46,53	94,82
2	532,19	129,73	491,84
	535,70	130,66	495,67
	535,55	132,26	494,04
MÉDIA=	534,48	130,88	493,85
3	1127,29	439,28	733,62
	1143,93	460,15	1001,80

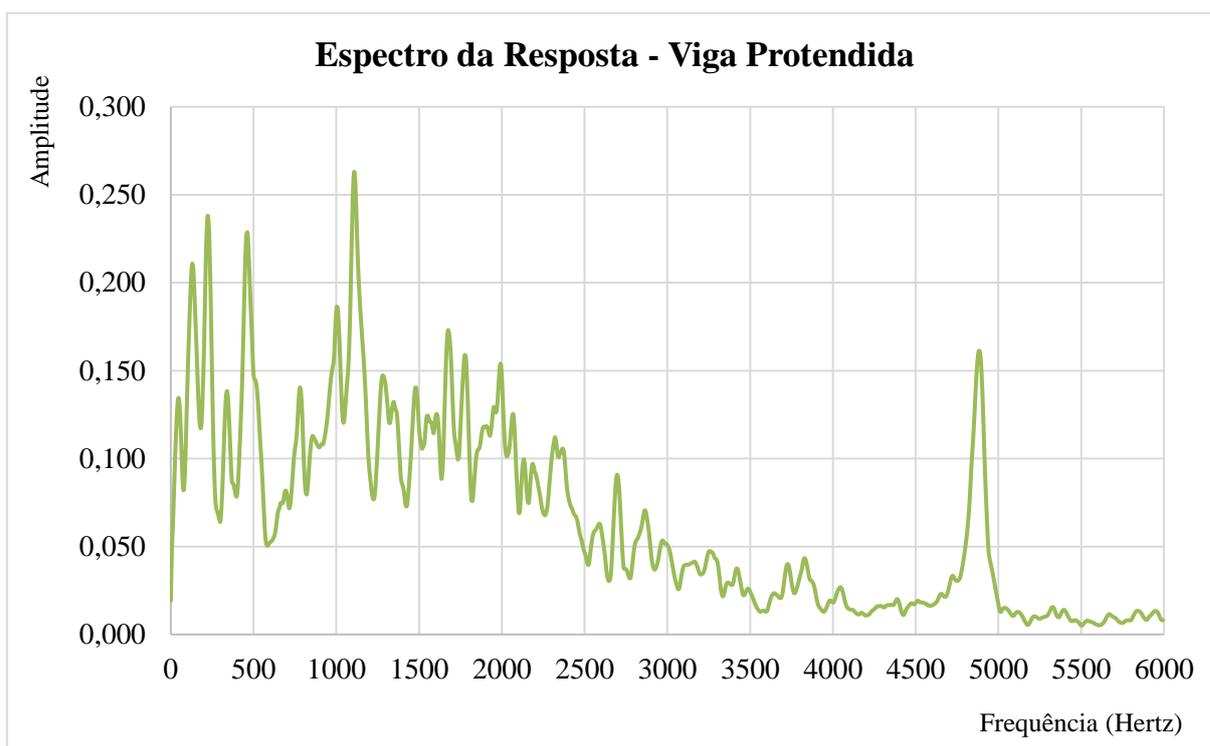
	1010,07	462,87	999,50
MÉDIA=	1093,76	454,10	911,64

Fonte: Autor

Ainda dos dados extraídos do *software* pode-se obter os **espectros da resposta** para as três situações de ensaio, conforme a Figura 27 abaixo:

Figura 27 - Espectros das respostas





Fonte: Autor

Ainda para os resultados experimentais, pode-se obter a taxa de amortecimento para a viga íntegra, danificada (DANO II) e protendida, reunidas na Tabela 8:

Tabela 8 - Taxas de amortecimento experimentais

	ξ
ÍNTEGRA	0,69%
DANO II	1,22%
PROTENDIDA	0,82%

Fonte: Autor

No que tange à análise modal tem-se dois parâmetros a se verificar: as frequências e a deformadas modais, tanto para cada caso da viga quanto para cada tipo de análise.

Sobre as frequências encontradas, analisando os dados obtidos analiticamente e numericamente reunidos nas Tabelas 2 e 3 tem-se que os resultados são bastante semelhantes, o que era de se esperar, contando o fato de que as características aplicadas no modelo teórico são as mesmas do modelo numérico. Ainda assim, a mínima diferença entre esses resultados pode envolver questões que a utilização do software considera, mas que analiticamente não são levados em consideração. A exemplo, a presença de armadura. Em se tratando de concreto armado, o aço atua como força resistente do material, em conjunto com o concreto. Teoricamente esse parâmetro não é levado com consideração enquanto que numericamente a armadura é parte do processamento de análise dinâmica modal.

Por isso, os resultados podem estar apresentando essas diferenças, principalmente com o aumento das frequências e dos modos de vibração. No entanto, a aproximação dos resultados entre ambos pode significar uma confirmação dos valores entre ambos, restando confrontar os dados experimentais (Tabela 9).

Tabela 9 - Comparação das frequências médias obtidas (Analítica x Numérica x Experimental)

	MODO DE VIBRAÇÃO	COMPARAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS					
		ÍNTEGRA		DANO II		PROTENDIDA	
		MÉDIA	COEF. DE VAR.	MÉDIA	COEF. DE VAR.	MÉDIA	COEF. DE VAR.
ANALÍTICA	1	68,75	32,6%	30,51	35,0%	52,73	53,2%
NUMÉRICA							
EXPERIMENTAL							
ANALÍTICA	2	314,40	46,7%	105,38	16,1%	244,88	67,8%
NUMÉRICA							
EXPERIMENTAL							
ANALÍTICA	3	663,43	43,2%	289,70	37,8%	483,14	59,1%
NUMÉRICA							
EXPERIMENTAL							

Fonte: Autor

Quando são inseridas as frequências obtidas experimentalmente os dados sofrem uma alteração brusca. Da Tabela 9 acima tem-se que enquanto as frequências analíticas e numéricas se aproximam a experimental apresenta valores da ordem mínima de duas vezes mais altas. O caso que mais se próxima é quando consideramos os dados para a viga danificada, onde as variações são bem menores, então, não é possível montar uma relação clara entre as frequências teóricas e numéricas com as experimentais, visto as disparidades significativas.

Esse resultado experimental destoante pode envolver diversos fatores. O primeiro deles diz respeito do ambiente de ensaio: Como já foi mencionado, esse ensaio requer um ambiente controlado de aquisição de dados visto que o equipamento captura ondas sonoras e qualquer influência externa pode vir a afetar nos resultados.

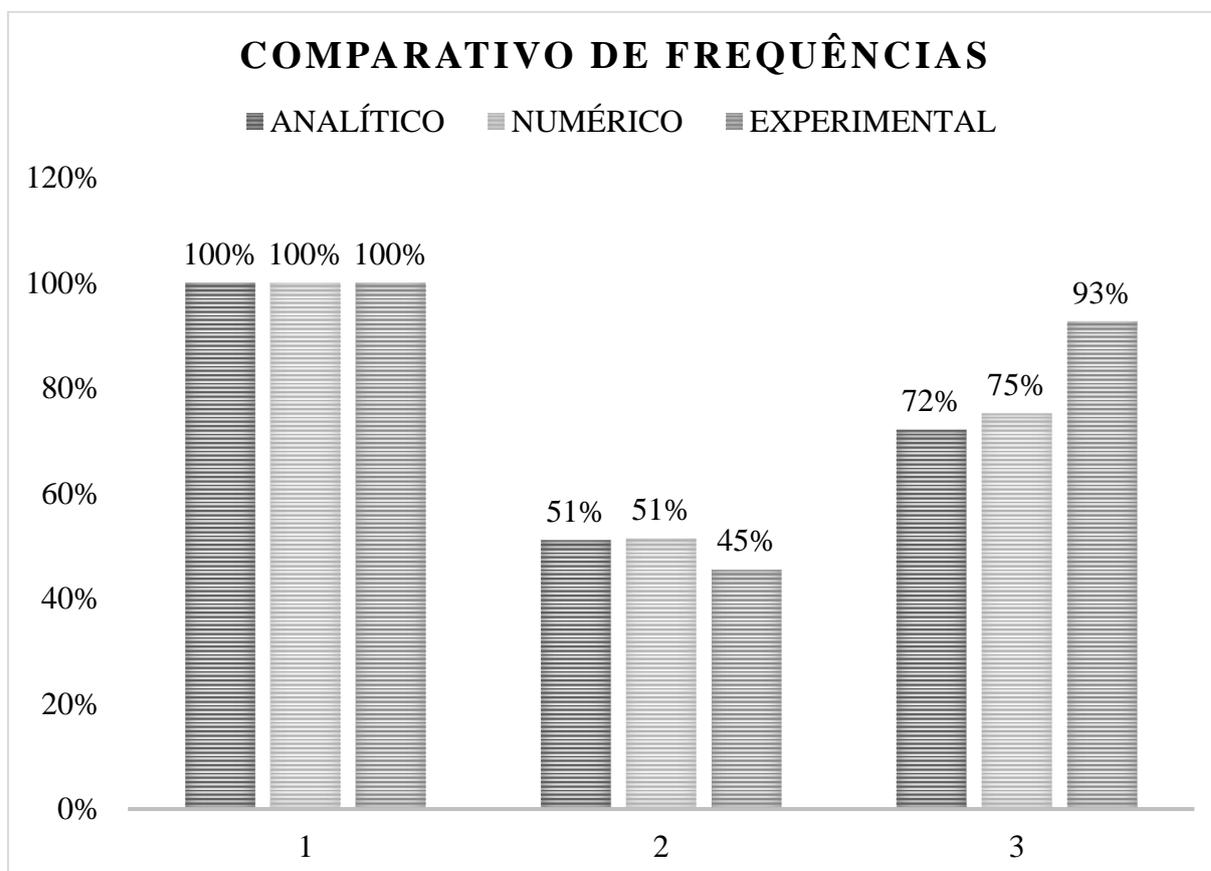
Outro fator importante diz a respeito da compatibilidade de informações dos modelos geométricos e físicos montados para a viga nas análises teóricas e numéricas em relação a

experimental. As características atribuídas as vigas nas duas primeiras análises podem não corresponder com exatidão as características da viga em seu estado físico, gerando também alterações nos resultados.

No entanto, o que se pode aferir desses resultados, em separado, é que em todos os casos, assim como para as deformações, as frequências evidenciaram o efeito de reforço estrutural da protensão a viga. Tanto no caso analítico, numérico e experimental, a recuperação das frequências aconteceu como esperado, em intensidades diferentes.

Da Figura 28, por exemplo, tem-se a intensidade dessa recuperação para cada tipo de análise realizada. Além do fato da danificação para o modelo experimental ter sido maior (55% da frequência inicial), as duas análises iniciais (analítica e numérica) geraram efeitos de recuperação da ordem de 75% da frequência natural inicial enquanto que na análise experimental a protensão devolveu valores da ordem de 93% da frequência natural. Nestes casos, avaliando apenas os primeiros modos de vibração. Para os demais modos de vibração essa avaliação pode ser feita mediante os resultados apresentados nos itens anteriores.

Figura 28 - Recuperação das frequências para os três casos da viga



Fonte: Autor

O que é importante nesses exemplos é confirmar que, como esperado, a protensão teve influência direta na recuperação das frequências naturais da viga, dando mais uma evidência da sua característica de reforço estrutural ao elemento. Na verdade, o que pode ter ocorrido diretamente é um aumento da rigidez e diminuição da fissuração da viga com a aplicação da carga axial ao concreto, o que acabou levando a um aumento das suas frequências naturais.

Por fim, no que se refere aos resultados experimentais apresentados para o amortecimento da estrutura, estes refletem a situação esperada. Quando ao ser danificada, a perda de rigidez da viga leva a diminuição de suas frequências e conseqüentemente ao aumento da taxa de amortecimento. Ao ganhar maior rigidez advindo da protensão, a viga volta a aumentar suas frequências naturais e, portanto, a reduzir a sua taxa de amortecimento. Esse comportamento é exatamente o que descreve o gráfico de espectros das frequências experimentais expressos na Figura 7, em que, a queda do espectro de frequências é notável para a situação de danificação da viga o que leva a amplitudes de oscilações bem menores, aumentando o amortecimento.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como foi objetivado, neste trabalho foi possível realizar a análise modal do protótipo da viga e assim obter os seus parâmetros modais e a partir deles avaliar a validade da simulação da proteção externa como reforço estrutural.

Foi possível perceber com isso como a análise dinâmica combinada com a análise estática podem ser eficientes no monitoramento de estruturas de obras civis, até mesmo sob o ponto de vista somente analítico e numérico. No que diz respeito a análise dinâmica, para a avaliação da saúde estrutural, os procedimentos experimentais podem ser facilmente obtidos se combinados com os modelos corretos de discretização, equipamentos adequados e processamento, isso sem interferir na operação, para o caso de obtenção de resultados baseados apenas na resposta da estrutura.

As análises teórica e numérica mostraram-se satisfatórias à medida que se complementaram e serviriam assim como medida de comparação para os parâmetros obtidos experimentalmente. Pelo método experimental, entretanto, os resultados não reproduziram o comportamento teórico esperado tornando a comparação dos resultados inviável. Todavia, os resultados avaliados de maneira individual podem dar uma ideia dos efeitos da protensão como reforço estrutural à medida que em todos os casos de análise propostos, no âmbito da frequência, reproduziram um comportamento semelhante. A viga sempre refletia sinais de recuperação após a aplicação da protensão, após a aplicação de diferentes intensidades de danificação.

Esse fato pode ficar ainda mais evidente quando comparamos os resultados de deformabilidade de resistência da viga. Nesse sentido, a viga mostrou sinais claros de melhora de sua rigidez e deformação quando aplicada a protensão, mesmo que a aplicação da força axial resultando do ensaio não tenha suprido exatamente o comportamento esperado.

Então, sob o ponto de vista da recuperação da estrutura, pode-se dizer que a protensão externa nesse caso forneceu um indicativo de seus benefícios para elementos estruturais danificados. Esse pode ser um fator de grande importância para a utilização em situações em que as condições de danificação desses elementos possam estar apresentando perigo estrutural ou de conforto ambiental. Ao mesmo tempo que ao submeter o concreto a uma carga axial de suporte, reforçando seu poder de compressão, a protensão diminui a fissuração e aumenta a rigidez do elemento, resultando também na recuperação dos parâmetros modais que poderiam ter sido afetados com o tempo, utilização ou com cargas excepcionais vibratórias.

Contudo, é necessário também avaliar os limites de protensão com criteriosos procedimentos metodológicos apresentados na norma sobre o assunto vigente pois, como já foi discutido, à medida em que a protensão é um agente benéfico para o elemento estrutural, ela deve ter limites de atuação segundo as condições de resistência do elemento. No caso de estudo, por exemplo, a viga foi protendida em seu estado de maior fragilidade, o que iria requerer maior atenção na adição de cargas adicionais para que o efeito não possa se tornar o inverso do esperado.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, S. F. **Análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura**. 2005. 193 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-20092005-183049/pt-br.php>>. Acesso em: 10 fev. 2019.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. Volume 4. Rio Grande, Dunas, 2012.

ARAÚJO, I. D. G.; MORALES, J. D. V.; LAIER, J. E. Métodos de identificação no domínio da frequência para análises modal operacional: teoria e revisão. **Cadernos de engenharia de estruturas**, São Carlos, v. 17, n. 67, p. 53-85, 2017. Disponível em: <<http://cadernos.set.eesc.usp.br/article/view/326>>. Acesso em: 18 mar. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6023**: Informação e documentação – Referências – Elaboração. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7212**: Execução de concreto dosado em central - Procedimento. Rio de Janeiro, 2012.

_____. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR NM 248**: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

BELO, I. M.; PENNER, E. Avaliação das propriedades estáticas e dinâmicas de vigas de concreto armado. In: 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. 2002, Belo Horizonte, **Artigos...** Belo Horizonte. Disponível em: <<https://pt.scribd.com/document/74101941/Avaliacao-das-Propriedades-Estaticas-e-Dinamicas-de-Vigas-de-Concreto-Armado-Ivan-Moura-Belo-Elisabeth-Penner-Cefet>>. Acesso em: 20 mar.2019.

BLEVINS, D. R. (1979). **Formulas for natural frequency and mode shape**. USA: Van Nostrand Reinhold Company, Inc.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em concreto protendido: pré-tração, pós-tração, cálculo e detalhamento**. São Paulo: PINI, 2012.

COUTO, J. A. S. et al. O concreto como material de construção, **Cadernos de graduação – Ciências Exatas e Tecnológicas**, Sergipe, v. 1, n. 17, p. 49-58, out 2013. Disponível em: <<https://periodicos.set.edu.br/index.php/cadernoexatas/article/view/552>>. Acesso em: 17 jan. 2019.

CHOLFE, L. **Concreto protendido: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 2013.

CUSTÓDIO, M. Dosagem de concreto: Definições fundamentais.

FERREIRA, H. T. **Determinação das frequências naturais e modos de vibrar de um veículo de dois eixos através de um programa computacional em matlab-simulink**. 2003. 99 f. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18135/tde-24072007-192200/pt-br.php>>. Acesso em: 18 mar. 2019

GIOVANAZ, A. H.; FRANZOZI, C. B. P. Estruturas de concreto protendido: Estudo de caso no contexto da disciplina de estágio supervisionado I. **Destques Acadêmicos**, Lajeado, v. 9, n. 4, p. 309-319, 2017. Disponível em: <<http://www.univates.br/revistas/index.php/destaques/article/view/1672>>. Acesso em: 13 fev. 2019.

KUSTER, L. D.; SARTORTI, A. L. Análise dinâmica de estruturas de concreto: Avaliação de três sistemas construtivos de lajes. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, editora DUNAS, n. 18, p. 13-22, 2011. Disponível em: <http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art2_N18.pdf>. Acesso em: 17 fev. 2019.

LIBERAL, T. **Probabilidade II**. Universidade Federal da Paraíba.

MENDES, P.; OLIVEIRA, S. **Análise dinâmica de estruturas: utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2008. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/259822997_Analise_dinamica_de_estruturas_Utilizacao_integrada_de_modelos_de_identificacao_modal_e_modelos_de_elementos_finitos>. Acesso em: 15 mar. 2019.

MOUTINHO, C. M. R. **Controle de vibrações em estruturas de Engenharia Civil**. 2007. 394 f. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto. 2007. Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/11186/2/Texto%20integral.pdf>>. Acesso em: 16 abri. 2019.

NELSEN, A. C. H.; SOUZA, A. S. C. Vigas mistas de aço e concreto com protensão externa: Conceitos e aplicações. In: CONGRESSO LATINOAMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA – CONSTRUMETAL 2012, São Paulo. **Artigos...** São Paulo: Associação Brasileira da Construção Metálica – ABCEM, 2012. Disponível em: <<https://www.abcem.org.br/construmetal/2012/arquivos/Cont-tecnicas/19-Construmetal2012-vigas-mistas-de-aco-e-concreto.pdf>>. Acesso em: 07 abri. 2019.

NÓBREGA, P. G. B. **Análise dinâmica de estruturas de concreto: Estudo experimental e numéricos das condições de contorno de estruturas pré-moldadas**. 2004. 285 f. Tese (Doutorado em Engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-08032005-085551/pt-br.php>>. Acesso em: 18 fev. 2019.

PENZIEN, J.; CLOUGH, R. W. **Dynamics of Structures**. 3 ed. 1995.

SHAKER, F. J.; CENTER, L. R.; OHIO, C. **Effect of axial load on mode shapes and frequencies of beams**. Washington, 1975. Disponível em: <<https://ntrs.nasa.gov/archive/nasa/casi.ntrs.nasa.gov/19760006440.pdf>>. Acesso em: 30 mar. 2019.

SILVA, A. B. **Identificação de sistemas e atualização de modelos numéricos com vistas à avaliação da integridade estrutural**. 2005. 252 f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2005. Disponível em: <<http://www.pecc.unb.br/wp-content/uploads/teses/D05-6B-Andr%C3%A9-Silva.pdf>>. Acesso em: 05 fev. 2019.

SILVA, A. B. **Caracterização de danos em estruturas aperticadas**. 2001. 132 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília,

2001. Disponível em: <<http://www.pecc.unb.br/wp-content/uploads/dissertacoes/M01-4A-Andrea-Silva.pdf>>. Acesso em: 06 fev. 2019.

SILVA, M. D. **Identificação das propriedades dinâmicas em estruturas reticuladas or meio de análise numérica e experimental**. 2018. 51 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2018. Disponível em: <<http://ct.ufpb.br/ccec/contents/documentos/tccs/2017.2/identificacao-das-propriedades-dinamicas-em-estruturas-reticuladas-por-meio-de-analise-numerica-e-experimental.pdf>>. Acesso em: 18 mar. 2019.

VERÍSSIMO, J. P. DOS S. **Efeitos da protensão na frequência natural de vigas de concreto**. 2018. 72 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2018. Disponível em: <http://ct.ufpb.br/ccec/contents/documentos/tccs/copy_of_2018.1/efeitos-da-protensao-na-frequencia-natural-de-vigas-de-concreto.pdf>. Acesso em: 25 abri. 2019.

ANEXOS

ANEXO A: DIMENSIONAMENTO DO PROTÓTIPO (VIGA DE ESTUDO)

ANEXO A: DIMENSIONAMENTO DO PROTÓTIPO (VIGA)

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA PASSIVA DA VIGA DE CONCRETO

I - Dados iniciais:

$b_w := 14 \text{ cm}$	$\gamma_c := 1$	Coef. de ponderação de resist. do concreto
$h := 30 \text{ cm}$	$\gamma_s := 1$	Coef. de ponderação de resist. do aço
$L := 300 \text{ cm}$	$\gamma_f := 1$	Coef. de majoração das cargas
	$f_{ck} := 25$	C25: Resist. caract. do concreto à compressão
$\gamma_{conc} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	CA-50: Resist. característica do aço à tração
	$f_{yk(40)} := 600 \text{ MPa}$	CA-60: Resist. característica do aço à tração

$c := 3 \text{ cm}$ Cobrimento p/CAA-II.

$\phi_e := 5 \text{ mm}$ Estribo adotado

-Características sobre a seção:

$$A := b_w \cdot h = 0.042 \text{ m}^2$$

$$P := 2 \cdot (b_w + h) = 0.88 \text{ m}$$

II - Carregamento atuante:

$$Fq = 2.55 \text{ tonnef} = 25.007 \text{ kN} \quad (\text{Força total aplicada} = 2Fq)$$

$$2 Fq = 50.014 \text{ kN}$$

$$g := \gamma_{conc} \cdot A = 1.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{apoio} := \frac{2 \cdot Fq + g \cdot L}{2} = 26.582 \text{ kN}$$

$$M_{máx} := R_{apoio} \cdot \frac{L}{2} - g \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} - Fq \cdot \frac{L}{6} = 26.188 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_k := M_{máx} = 26.188 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad Md := \gamma_f \cdot M_k = 26.188 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_k := R_{apoio} = 26.582 \text{ kN} \quad Vd := \gamma_f \cdot V_k = 26.582 \text{ kN}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \text{MPa} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.565 \text{ MPa}$$

III - Cálculo da armadura longitudinal:

$$\phi_{long} := 12.5 \text{ mm} \quad (\text{Bitola da armadura adotada})$$

$$A_{\phi long} := \pi \cdot \frac{\phi_{long}^2}{4} = 1.227 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área de uma barra})$$

$$n = 2 \quad (\text{Adotado duas barras de 12.5mm})$$

$$d' := c + \phi_s + \frac{\phi_{long}}{2} = 0.041 \text{ m}$$

$$d := h - d' = 0.259 \text{ m}$$

$$K_{icalc} := \frac{d}{\sqrt{\frac{Md}{bw \cdot \xi N}}} = 0.019 \text{ m} \quad (\text{Domínio 2})$$

$$-0.4 \cdot K_x^2 + K_x = \frac{1}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot 0.8 \cdot K_{icalc}^2}$$

$$a_1 := -0.4$$

$$b_1 := 1$$

$$c_1 := \frac{-1}{0.85 \cdot \left(\frac{1000 \cdot f_{cd}}{MPa}\right) \cdot 0.8 \cdot \left(\frac{K_{icalc}}{m}\right)^2} = -0.164$$

$$K_{x'} := \frac{(-b_1 + \sqrt{b_1^2 - 4 \cdot a_1 \cdot c_1})}{2 \cdot a_1} = 0.177$$

$$K_{x''} := \frac{(-b_1 - \sqrt{b_1^2 - 4 \cdot a_1 \cdot c_1})}{2 \cdot a_1} = -2.323$$

$$K_x := \min(K_{x'}, K_{x''}) = 0.177 \quad (\text{Domínio 2})$$

$$x = K_x \cdot d = 0.046 \text{ m}$$

$$K_z := 1 - 0.4 \cdot K_x = 0.929$$

$$A_s := \frac{Md}{K_z \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot d} = 2.178 \text{ cm}^2 \quad (\text{As adotado é maior que As calculado -> OK!})$$

$$A_{s\text{adotado}} := n \cdot A_{\phi long} = 2.454 \text{ cm}^2 \quad (\text{As adotado } 2 \phi 12.5 \text{mm})$$

IV - Cálculo da armadura transversal:

-Verificação da biela: $V_{sd} < V_{rd2}$

$$f_{ct} := \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 25 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cs} := 1 - \frac{f_{ctk}}{250} = 0,9$$

$$V_{sd} := \gamma_1 \cdot V_k = 26,582 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} := 0,27 \cdot \alpha_{cs} \cdot f_{ct} \cdot b_w \cdot d = 220,067 \text{ kN} \quad (V_{sd} < V_{rd2} \rightarrow \text{OK!})$$

-Cálculo da armadura transversal: $V_{sd} < V_{rd3} = V_c + V_{sw}$

$$V_{sd} = 26,582 \text{ kN} \quad (\text{Concreto resiste o suficiente})$$

$$V_c := 0,6 \cdot f_{ctk} \cdot b_w \cdot d = 39,025 \text{ kN} \quad (\text{Não necessita de armadura transversal})$$

$$V_{sw} := V_{sd} - V_c = -12,443 \text{ kN}$$

$$f_{yk} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 500 \text{ MPa}$$

$$a_{sw} := \frac{V_{sw}}{(0,9 \cdot d \cdot f_{yk})} = -0,011 \text{ cm}$$

$$a_{sw, \min} := 0,1026\% \cdot b_w \cdot \frac{100 \text{ cm}}{\text{m}} = 1,436 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s, \text{barra}} := \pi \cdot \frac{\phi_c^2}{4} = 0,196 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área de uma barra 5,0mm})$$

$$\text{esp} := 10 \text{ cm}$$

$$a_{sw, \text{adotado}} := \frac{(A_{s, \text{barra}})}{\text{esp}} \cdot 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}} = 1,963 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{asw adotado} > \text{asw min} \rightarrow \text{OK})$$

-Carga máxima aplicada:

$$M_{m\acute{a}ximo} := A s_{adotado} \cdot d \cdot 500 \text{ MPa} = 31.753 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{m\acute{a}x} := 2 \cdot \frac{\left(M_{m\acute{a}ximo} - \left(\frac{L^2}{4} - \frac{L^2}{8} \right) \cdot g \right)}{\left(\frac{L}{2} - \frac{L}{12} \right)} = 4.988 \text{ tonnef}$$