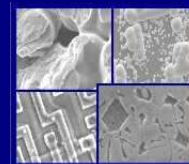




PUCRS

**PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO GRANDE DO SUL
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA E
TECNOLOGIA DE MATERIAIS**

Faculdade de Engenharia
Faculdade de Física
Faculdade de Química



PGETEMA

DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO EM CONCRETO VIA TÉCNICA DE EXCITAÇÃO POR IMPULSO

CARLOS ALEXANDRE PEREIRA DE MORAES
ENGENHEIRO CIVIL

**DISSERTAÇÃO PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM
ENGENHARIA E TECNOLOGIA DE MATERIAIS**

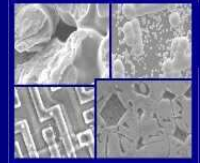
Porto Alegre
Dezembro, 2012.



PUCRS

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO GRANDE DO SUL
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA E
TECNOLOGIA DE MATERIAIS**

Faculdade de Engenharia
Faculdade de Física
Faculdade de Química



PGETEMA

DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO EM CONCRETO VIA TÉCNICA DE EXCITAÇÃO POR IMPULSO

CARLOS ALEXANDRE PEREIRA DE MORAES

ENGENHEIRO CIVIL

Orientador: Prof. Dr. Isaac Newton Lima da Silva

Dissertação realizada no Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Tecnologia de Materiais (PGETEMA) da Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia e Tecnologia de Materiais.

Porto Alegre, Dezembro de 2012.



Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA E TECNOLOGIA DE MATERIAIS

DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO EM CONCRETO VIA TÉCNICA DE EXCITAÇÃO POR IMPULSO

CANDIDATO: CARLOS ALEXANDRE PEREIRA DE MORAES

Esta Dissertação de Mestrado foi julgada para obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA E TECNOLOGIA DE MATERIAIS e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Tecnologia de Materiais da Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul.

DR. ISAAC NEWTON LIMA DA SILVA - ORIENTADOR

BANCA EXAMINADORA

DR. DANIEL HASTENPFLUG - DA FACULDADE DE ENGENHARIA - PUCRS

DR. CARLOS ALEXANDRE DOS SANTOS - DO PGETEMA/FENG - PUCRS

DRA. ELEANI MARIA DA COSTA - DO PGETEMA/FENG - PUCRS

PUCRS

Campus Central
 Av. Ipiranga, 6681 - Prédio 30 - Sala 103 - CEP: 90619-900
 Telefone: (51) 3353.4059 - Fax: (51) 3320.3625
 E-mail: engenharia.pg.materiais@pucrs.br
 www.pucrs.br/feng

DEDICATÓRIA

À minha mãe, Dra. Rosa Maria Pereira de Moraes, que sempre me conduziu pelo caminho da dedicação ao estudo e por estar ao meu lado em todos os momentos de minha vida, sendo minha fortaleza e nossa Matriarca.

À minha irmã, Carla de Moraes, poliglota, culta e exemplo de mulher corajosa e determinada e a meus sobrinhos italianos, Flávio e Alessandro, pelo amor e enorme saudade que superam a distância física.

Ao meu pai, João Carlos de Moraes (in memoriam), que me serviu como exemplo de integridade e superação.

À pessoa mais especial de minha vida, minha esposa, Andréa Lucas Bento de Moraes, meu amor e gratidão, por ser minha maior incentivadora, por acreditar intensamente em minha capacidade, pelo apoio incondicional e por ser meu referencial de segurança e conforto em todos os enfrentamentos vivenciados.

A meu amor maior, meu filho, Leonardo Lucas Bento de Moraes, por ter me ensinado o verdadeiro sentido do amor incondicional, pela paciência, pela aceitação da dedicação ao trabalho e por ser meu “engenheiro assistente” na realização dos ensaios em laboratório.

À minha sogra, Maria Terezinha, meu sogro, Diácono Genes Leão Bento (in memoriam) e meu cunhado Cláudio, pela acolhida carinhosa desde sempre.

Ao Dr. Dublin Gaúcho de Arbo Prates, pela sabedoria inigualável, pelo incentivo constante e sábios conselhos.

À Irmã Genoveva Guidolin, primeira professora do Colégio Marista Rosário, querida amiga e conselheira, exemplo de ternura e acolhida, pessoa que considero como da família, por tanta atenção e carinho que me dedica.

A todos os membros da Rede Marista, que homenageio através das seguintes pessoas; Ir. Joaquim Clotet, Magnífico Reitor da PUCRS; Ir. Onorino Moresco, Ilustríssimo Diretor do Colégio Marista Rosário e Ir. Alfredo Crestani, Ilustríssimo Superior-Ecônomo do Marista Rosário, pelo zelo dos valores cristãos e pela filosofia de trabalho que alia a fé com a excelência de conhecimentos. Com muita honra pertencço à PUCRS e meu filho, Leonardo, ao Marista Rosário.

AGRADECIMENTOS

A Deus em primeiro lugar.

À PUCRS, em especial à Coordenação do Programa de Pós-Graduação - Mestrado em Engenharia e Tecnologia dos Materiais, na pessoa de sua Coordenadora, a competente e conceituada Profa. Dra. Eleani Maria da Costa.

Ao Prof. Dr. Isaac Newton Lima da Silva, meu Orientador, pela excelência de conhecimentos, fundamentais conselhos e solicitude constante.

À Profa. Dra. Eleani Maria da Costa, na condição de educadora, pela notável metodologia na transmissão de conhecimentos e pela dedicação ao desenvolvimento das potencialidades de cada mestrando.

Ao Prof. Dr. João Carlos Beck, pelo incentivo constante e pelo exemplo de profissional e ser humano.

À Profa. Dra. Berenice Anina Dedavid, competente administradora do CEMM – Centro de Microscopia e Micro análise, pelos sábios ensinamentos.

Ao Prof. Dr. Jairo José de Oliveira Andrade, do Laboratório de Materiais de Construção Civil da PUCRS, pela gentileza na cedência dos corpos de prova para a realização dos ensaios, fundamentais o trabalho. Atitudes solícitas como esta são elogiáveis e refletem a postura admirável deste grande profissional.

Ao Dr. Luiz Fernando Molz Guedes, Ouvidor-Geral da PUCRS, minha profunda admiração e respeito, pela prontidão em atender a todos os pleitos e por ser uma fonte de apoio e confiança a todos os alunos.

Ao José Eduardo Cruz, técnico do Laboratório de Materiais de Construção Civil da PUCRS, bem como ao Coordenador do Laboratório, Prof. Dr. Fernando Recena, pela solicitude na realização dos testes de compressão axial.

Ao Clauderson Marchesan Biali, do Laboratório de Projetos Hidráulicos da PUCRS, pelo auxílio na realização do ensaio de resposta acústica.

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA	4
SUMÁRIO	6
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE TABELAS	11
LISTA DE SÍMBOLOS	12
RESUMO.....	13
ABSTRACT.....	14
1. INTRODUÇÃO	15
2. OBJETIVOS	19
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
3.1. Impacto	20
3.2. Impacto em Estruturas	21
3.3. Modelagem do Impacto em Estruturas	23
3.4. Ensaio Dinâmico em Estruturas de Concreto	33
3.4.1. Ensaio Dinâmico Destrutivo.....	33
3.4.2. Ensaio Dinâmico Não-Destrutivo.....	37
3.5. Determinação do Módulo de Elasticidade Estático e Dinâmico do Concreto	
53	
3.6. Concretos Leves	58
3.6.1. Propriedades Mecânicas do Concreto Leve Estrutural.....	59
4. MATERIAIS E MÉTODOS.....	64
4.1. Generalidades.....	64
4.2. Descrição dos Corpos de Prova	65
4.3. Descrição do Ensaio Dinâmico Via Técnica de Excitação por Impulso	67
4.4. Descrição do Ensaio de Resistência à Compressão	69
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	72
5.1. Ensaio Dinâmico Via Técnica de Excitação por Impulso	72
5.2. Ensaio de Resistência à Compressão	77
5.3. Comparação entre o Módulo de Elasticidade Estático (E_{ce}) e Módulo de	
Elasticidade Dinâmico (E_{cd}).....	81

6. CONCLUSÕES.....	84
7. PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS	85
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	86
9. ANEXO I: RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARA DIFERENTES TRAÇOS	92

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1. Causas de falhas de pontes nos EUA entre 1966-2005 (Briaud, 2007). . 16
- Figura 3.1. Danos em uma coluna de concreto submetida a impacto causado pela colisão de um veículo (Thilakarathna et. al., 2010).21
- Figura 3.2. Danos em uma viga de concreto submetida a impacto causado pela colisão de um veículo pesado (Yang e Qiao, 2010).21
- Figura 3.3. Colapso da ponte em I-80 em Nebraska depois da colisão de um caminhão (Sharma, Hurlbaeus e Gardoni, 2012).22
- Figura 3.4. Impactos frontais de um automóvel com poste: a) Detalhe da estrutura do poste, b) após o colapso total na região da estrutura de concreto armado do poste colidido, os vergalhões da armadura do concreto deformam-se em grande intensidade e rompe-se, a estrutura superior do poste tomba e a porção do poste engastada desenterra-se parcialmente ou integralmente, c) Deslocamento da base do poste destacado com um círculo em amarelo e com uma medida de $s = 5$ cm. e d) Colisão de um automóvel com um poste de CA. <http://www.acrigs.com.br/download/wilson-apostila-colisao.pdf>.22
- Figura 3.5. Validação da colisão de um caminhão com a coluna de uma ponte de IH-20, longview, Texas. (a) Coluna de concreto armado depois da colisão com o veículo. (b) Simulação do evento de colisão (Sharma et. al. 2012).25
- Figura 3.6. Saída de pista devido à interação fraca solo-poste de um *guard rail* (Wu e Thomson, 2007).27
- Figura 3.7. Deformação e fratura de suportes depois do impacto. Figura superior, dados experimentais; Figura inferior resultado da simulação numérica (Al-Thairy e Wang, 2011).28
- Figura 3.8. a) Núcleo de compósito tipo *honeycomb* (dimensões:304,8X304,8 X203,2 mm) b) Núcleo de compósito tipo *honeycomb* usado para aumentar a capacidade de absorção de energia de viga de ponte (Yang e Qiao, 2010).29
- Figura 3.9. Validação da aproximação do modelo: (a) Resposta ao carregamento de flexão da amostra 2A; (b) Resposta ao carregamento de flexão da amostra 25A; (c) Modo de falha da amostra 2A; (d) Modo de falha da espécie A25 (Fam et. al., 2010).31
- Figura 3.10. Esquema do arranjo experimental para avaliar o impacto em lajes de concreto armado (Zineddin e Krauthammer, 2007).34

- Figura 3.11. Fotografia mostrando os sensores montados na superfície de trás da laje (Zineddin e Krauthammer, 2007). 35
- Figura 3.12. Fotografias mostrando aspectos de falha de trás da laje em função de diferentes tipos de reforços de aço utilizados (Zineddin e Krauthammer, 2007). 37
- Figura 3.13. Princípio de funcionamento da Técnica de Excitação por Impulso. <http://www.atcp.com.br/pt/produtos/caracterizacao-materiais/sonelastic/tecnica-excitacao-impulso.html> 39
- Figura 3.14. Detalhes do suporte da viga (Lundqvist e Rydén, 2012). 42
- Figura 3.15. Aparato para o teste dinâmico em um corpo de prova cilíndrico (Diógenes e Cossolino, 2011). 44
- Figura 3.16. Arranjo para o teste dinâmico em um espécime cilíndrico (Diógenes e Cossolino, 2011). 44
- Figura 3.17. Amostra prismática de concreto para ensaio dinâmico (Almeida e Hanai, 2008). 46
- Figura 3.18. Curva de histerese típica para amortecimento mecânico (Cossolino e Pereira, 2010). 48
- Figura 3.19. Resposta ao impulso para um oscilador simples (Cossolino e Pereira, 2010). 49
- Figura 3.20. Decaimento dos deslocamentos com o tempo (Butterworth, Lee e Davison (2004). 49
- Figura 3.21. Curva de decaimento logarítmico em estruturas com amortecimento (Dyke, 2012). 51
- Figura 3.22. Transformada Rápida de Fourier (FFT): à direita o sinal no domínio do tempo e à esquerda o sinal no domínio da frequência (Fonte: o Autor). 51
- Figura 3.23. Comparação entre o sinal no tempo de um concreto que possui dano e um sem dano (algoritmo para a determinação do coeficiente de amortecimento de materiais pela técnica de excitação por impulso (Cossolino e Pereira, 2010). 53
- Figura 3.24. Representação dos módulos de elasticidade tangente inicial ($E_{c,o}$) tangente ($E_{c,tg}$), e secante ($E_{c,s}$) (Almeida, 2005). 54

Figura 3.25. Curva tensão x deformação para o concreto leve com argila expandida e do concreto normal com traço projetado para atingir 40 MPa de resistência (Moravia et. al., 2010).	62
Figura 4.1. Fluxograma do procedimento experimental.	64
Figura 4.2. Fotografia ilustrando a montagem do sistema para ensaio dinâmico via técnica de excitação por impulso.	68
Figura 4.3. Representação esquemática do ensaio dinâmico via técnica de excitação por impulso.....	68
Figura 4.4. Fotografia dos corpos de prova utilizados para os ensaios de compressão simples.	70
Figura 4.5. Fotografia da máquina utilizada para os ensaios de compressão (fotografia cedida por Martimiano Krusciel de Moraes e editada pelo autor).....	70
Figura 5.1. Gráfico típico das amplitudes do sinal do acelerômetro em função do tempo obtidas pelo ensaio dinâmico.	72
Figura 5.2. Gráfico típico das frequências do sinal do acelerômetro obtidos por FFT do sinal no tempo.	73
Figura 5.3. Exemplo da similaridade das curvas espectrais encontradas sob diferentes condições de impacto: os picos se repetem, indicando representar de maneira adequada os modos de vibração da amostra (curva escura, impacto com maior intensidade e curva vermelha impacto com menor intensidade).	74
Figura 5.4. Frequências naturais longitudinais (f') obtidas pelo ensaio dinâmico, através de FFT da resposta no tempo. O cálculo do módulo de elasticidade dinâmico, a partir da expressão dada pela Eq. 4.1, foi o correspondente ao primeiro pico encontrado. Foi observado um pico menor, próximo ao valor de 30 Hz, para todas as amostras ensaiadas, que foi desconsiderado aqui, por ter sido atribuído ao método de fixação (apoio) do corpo de prova.	75
Figura 5.5. Curvas tensão x deformação para diferentes traços.....	78
Figura 5.6. Valores médios de E_{cd} e E_{co} obtidos pelo método gráfico para diferentes traços.	81
Figura 5.7. Valores médios de E_{cd} e E_{cs} calculados pela equação 4.4 da NBR 8522.82	

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1. Comparações entre os módulos estáticos (E_c) e dinâmicos (E_d) para as amostras cilíndricas e prismáticas (Almeida e Hanai, 2008).	57
Tabela 3.2. Módulo de elasticidade estático e dinâmico para o concreto normal e para o concreto com argila expandida (Moravia et. al., 2010).....	63
Tabela 4.1. Caracterização física do cimento CP V ARI (Dall'Agnol e Andrade, 2012).	65
Tabela 4.2. Composição química do cimento CP V ARI (Dall'Agnol e Andrade, 2012).	66
Tabela 4.3. Caracterização da areia utilizada na produção dos concretos (Dall'Agnol e Andrade, 2012).....	66
Tabela 4.4. Propriedades da argila utilizada na produção dos concretos leves (Dall'Agnol e Andrade, 2012).	66
Tabela 4.5. Traços dos concretos leves (Dall'Agnol e Andrade, 2012).	67
Tabela 5.1. Frequência natural longitudinal f' (a direção longitudinal corresponde àquela paralela a maior dimensão do corpo-de-prova) obtida pelo ensaio dinâmico.	76
Tabela 5.2. Módulo de elasticidade dinâmico (E_{cd}) obtido a partir de ensaios dinâmicos via excitação por impulso (equações 4.1 e 4.2).	76
Tabela 5.3. Regressões e Coeficiente de Determinação encontrada para o módulo de elasticidade à compressão.	79
Tabela 5.4. Resistência à compressão (f_c) e módulo de elasticidade tangente inicial (E_{c0}) obtidos a partir de ensaios de compressão uniaxial.....	79
Tabela 5.5. Resistência à compressão (f_c) e módulo de elasticidade estático (E_c) obtidos a partir de ensaios de compressão uniaxial.....	80
Tabela 5.6. Valores obtidos experimentalmente para o E_{cd} , E_{c0} e E_c	81

LISTA DE SÍMBOLOS

d	Diâmetro do cilindro	m
D_m	Função de forma	
E_{cd}	Módulo de elasticidade dinâmico	GPa
E_{ce}	Módulo de elasticidade estático	GPa
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial	GPa
E_{co}	Módulo tangente inicial estático	GPa
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante	GPa
f_c	Resistência à compressão	MPa
F_{ck}	Resistência característica do concreto	MPa
FFT	<i>Fast Fourier Transform</i>	
f'	Frequência natural do modo de vibração longitudinal	Hz
l	Comprimento da amostra	m
t	Tempo	s
u_i	Amplitude nos picos respectivos	
σ_n	Tensão considerada para o cálculo do módulo secante	MPa
ε_n	Deformação específica correspondente à tensão σ_n	
ε_o	Deformação específica correspondente à tensão σ_{inf}	
δ	Decremento logarítmico	
ξ	Fator de amortecimento	

RESUMO

MORAES, Carlos Alexandre Pereira de. **DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO EM CONCRETO VIA TÉCNICA DE EXCITAÇÃO POR IMPULSO**. Porto Alegre. 2012. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Tecnologia de Materiais, PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO GRANDE DO SUL.

A análise dinâmica não-destrutiva é uma importante ferramenta para a verificação da integridade e da segurança de uma estrutura, podendo identificar e localizar danos, além de detectar mudanças na sua deformabilidade. O ensaio dinâmico fornece os valores de frequência, entre outros parâmetros, cujas variações podem ser utilizadas para não só para identificar a presença do dano, mas também para determinar a rigidez do material. O principal objetivo deste trabalho foi determinar o módulo de elasticidade de diferentes traços de concreto com a presença de argila expandida. Para tal, utilizou-se a Técnica de Excitação por Impulso, que é uma das técnicas de análise dinâmica não destrutiva, na qual a determinação do módulo de elasticidade dinâmico é feita a partir das frequências naturais de vibração. O módulo de elasticidade dinâmico foi comparado com os módulos de elasticidade estático (módulo tangente inicial e módulo secante) calculados a partir dos ensaios estáticos de compressão uniaxial simples. Assim como a resistência à compressão, os valores do módulo tangente inicial (E_{c0}) e do módulo secante (E_{cs}) encontrados a partir do ensaio de compressão foram dependentes dos traços de cimento, aumentando a medida que o conteúdo de cimento aumentou. O valor do módulo de elasticidade secante mostrou-se mais apropriado quando comparado com o módulo tangente, devido a sua melhor correlação com o valor do módulo de elasticidade dinâmico. Os resultados obtidos indicam que o ensaio não destrutivo via excitação por impulso pode ser utilizado para determinar o módulo de elasticidade dinâmico do concreto com argila expandida.

Palavras-Chaves: Propriedades Mecânicas do Concreto, Módulo de Elasticidade, Técnica de Excitação por Impulso, Argila Expandida.

ABSTRACT

MORAES, Carlos Alexandre Pereira de. **DETERMINATION OF DYNAMIC MODULUS OF ELASTICITY IN CONCRETE VIA IMPULSE EXCITATION TECHNIQUE.** Porto Alegre. 2012. Master Thesis. Graduation Program in Materials Engineering and Technology, PONTIFICAL CATHOLIC UNIVERSITY OF RIO GRANDE DO SUL.

The non-destructive dynamic analysis is an important tool for testing the integrity and safety of a structure, once it can identify and locate damage and detect changes in its deformability. The dynamic test also provides the values of frequency and other parameters, whose variations can be used to identify not only the presence of damage but also to determine the equivalent stiffness of material. In addition, the dynamic non-destructive testing has the advantage of providing overall information of the structure and can be repeated and compared over time. The main objective of this study was to determine the elastic modulus of different concrete mixtures with the presence of expanded clay. For this purpose, we used the Impulse Excitation Technique, which is one of dynamic nondestructive techniques, wherein the determination of the dynamic modulus of elasticity is made from natural frequencies of vibration. The dynamic modulus of elasticity was compared with the static modulus of elasticity (initial tangent modulus and secant modulus) calculated from the static tests of simple uniaxial compression. As the compressive strength, the values of initial tangent modulus (E_{c0}) and the secant modulus (E_{cs}) determined from the compression tests were dependent on the characteristics of concrete, increasing as the cement content increased. The value of the secant modulus of elasticity was more appropriate as compared with the tangent modulus due to its better correlation with the value of dynamic modulus of elasticity. The results indicate that the non-destructive testing via impulse excitation can be used to determine the dynamic modulus of elasticity of concrete with expanded clay.

Key-words: Modulus of Elasticity, Impulse Excitation Technique, Concrete, Expanded Clay.

1. INTRODUÇÃO

As estruturas de engenharia civil estão frequentemente sujeitas a uma condição de carregamento dinâmico devido ao impacto direto. Exemplos típicos de componentes estruturais de alta vulnerabilidade à carga de impacto são estruturas de transporte as quais estão sujeitas a colisão de veículos, estruturas sujeitas a terremotos, estruturas marinhas e de alto mar que estão expostas ao impacto com o gelo, estruturas protetivas que são sujeitas ao impacto de projéteis e impactos de aeronaves e estruturas que recebem carregamentos de impacto e ondas de choque durante explosões.

As estruturas de transporte, tais como colunas em estacionamentos de prédios nos andares localizados ao longo da passagem de automóveis, postes da rede elétrica ou pilares de pontes, entre outros, estão entre as estruturas mais estudadas em condições de impacto, uma vez que repetidamente estão sujeitas ao impacto devido principalmente a veículos em movimento.

Hartik et al. (1988) analisaram 114 falhas de pontes nos EUA em um período de 38 anos (1951-1988). Entre as 114 falhas, 17 (15%) foram devidas a colisões com caminhonetes.

Em um estudo similar, Wardhana e Hadipriono (2003) analisaram 503 falhas em pontes em um período de 11 anos (1989-2000) e reportaram que 14 (3%) das falhas em pontes foram causadas por colisões com caminhonetes ou outros veículos.

Uma pesquisa sobre as causas de falhas em pontes nos EUA foi feita de 1966 a 2005 (Briaud, 2007). A Figura 1.1 mostra a frequência das várias causas de falha em pontes nos EUA. Este estudo mostra que depois das causas hidráulicas, a maior causa de falhas em pontes é devido à colisão (14%). Em 1502 casos estudados de falhas de pontes, 200 falhas foram devido à colisão de veículos.

Sharma et al. (2012) discutiram vários cenários de colisão de veículo com uma ponte. Estes autores concluíram que as colunas de concreto armado apresentam danos durante o impacto devido à transferência de uma grande força cisalhante sob um pequeno intervalo de tempo. Devido ao pequeno intervalo, o mecanismo de resistência é baseado em cisalhamento, inércia, taxa de deformação local e deslocamento. Para minimizar o dano em uma coluna de concreto armado e assegurar um projeto econômico, um desempenho baseado em análise e projeto é requerido.

Suter (2005) mencionou também o crescente aumento do número de colisões de veículos com colunas de pontes em países europeus.

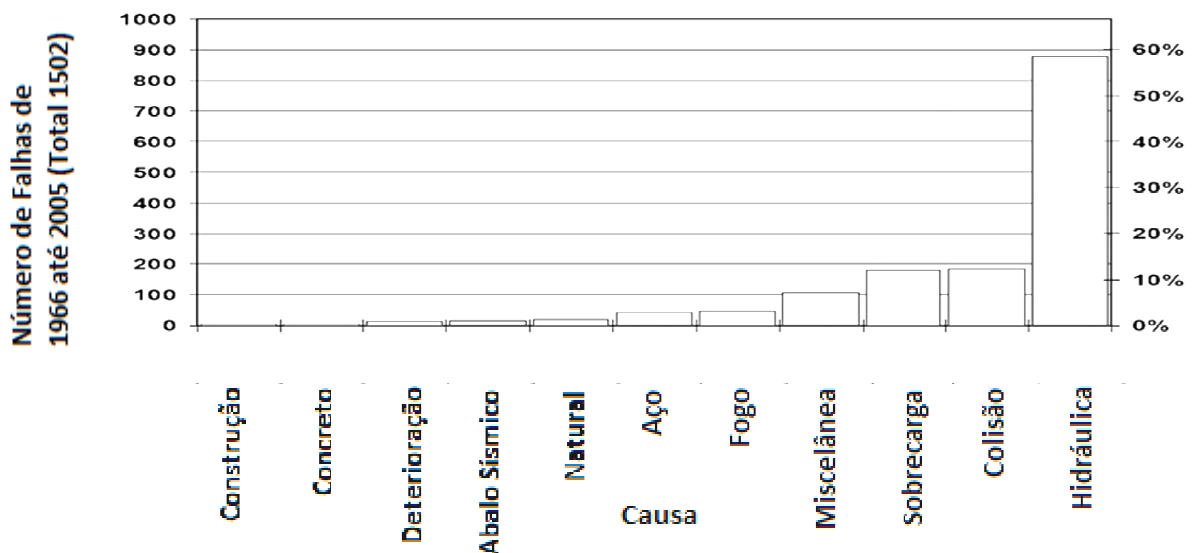


Figura 1.1. Causas de falhas de pontes nos EUA entre 1966-2005 (Briaud, 2007).

O custo econômico devido ao fechamento de pontes, desvios, manutenção e reparos combinados se tornam expressivos somados com o inestimável custo das perdas de vidas humanas. Assim, o projeto e proteção de colunas de concreto reforçado sujeitos à impacto, especialmente de veículos, são importantes considerações (Sharma et al., 2012).

Sharma et al. (2012) concluíram que a necessidade de estabelecimento de procedimentos adequados, baseados em níveis de desempenho, para estimar a resistência, de uma estrutura frente a cargas dinâmicas é vital. Experimentos e simulações mostraram que a magnitude da força cisalhante dinâmica durante um

evento de impacto podem ser maiores que os valores estimados por procedimentos estáticos. Contudo, a análise e projeto de estruturas que estão sujeitas a carregamento dinâmico são sempre muito complexas quando comparadas com estruturas sujeitas à carregamento estático. Estas análises são ainda mais complicadas quando envolvem materiais de comportamento não elástico, como o concreto reforçado.

Em geral, os métodos de análise simplificada usados nos códigos correntes e padrões, utilizam um impacto transversal usando um carregamento estático lateral equivalente que não apresentam precisão adequada. Além disso, a análise de falha de uma estrutura é complexa, pois pode envolver componentes estruturais constituídos de diferentes materiais, tais como concreto armado, aço, polímero reforçado com fibras, etc. Contudo, a análise adequada do comportamento dessas estruturas frente ao impacto é um guia muito importante para se projetar este tipo de elemento estrutural visando alcançar alta resistência ao impacto (Al-Thairy e Wang, 2011; Fam e Kim, 2010; Kalili e Saboori, 2010; Sharma et. al., 2012).

Pesquisadores têm estudado a influência de diferentes parâmetros, tanto de forma teórica quanto de forma experimental, por meios de ensaios destrutivos e não destrutivos, como o tipo de material, localização do impacto pré-carregamento axial, e a velocidade do impacto. Muitas investigações experimentais conduzidas sobre impactos laterais em colunas demonstram o efeito da taxa de deformação e o confinamento em condições de grandes impactos (Al-Thairy e Wang, 2011; Fam e Kim, 2010; Kalili e Saboori, 2010; Sharma et. al., 2012).

Neste contexto, a análise dinâmica não-destrutiva pode ser um importante procedimento para a verificação da integridade e da segurança de uma estrutura, ou seja, uma maneira de identificar e localizar danos, além de detectar mudanças na sua deformabilidade devido ao impacto. Qualquer estrutura íntegra possui freqüências e modos de vibração particulares, daí a existência de danos leva à modificação dos modos de vibração.

O ensaio dinâmico fornece os valores de freqüência, entre outros parâmetros, cujas variações podem ser utilizadas tanto para identificar a presença do dano como para determinar a rigidez equivalente de peças já fissuradas ou não (Almeida, 2005; Diógenes et. al., 2011; Han e Kim, 2004; Lundqvist e Rydén, 2012).

Os ensaios dinâmicos não-destrutivos apresentam a vantagem de fornecer informações globais da estrutura e poderem ser repetidos e comparados ao longo do tempo, além de apresentarem baixo custo, rapidez e confiabilidade. Por exemplo, o módulo de elasticidade do material pode ser monitorado ao longo da vida útil da estrutura a partir de um único corpo de prova. Com o módulo de elasticidade é possível estimar a resistência do material, parâmetro necessário ao projetista. Além disso, a análise dinâmica experimental pode ser utilizada na elaboração, verificação, calibração, ajuste e correção de modelos teóricos e numérico-computacionais, entre outras aplicações

A Técnica de Excitação por Impulso (tradução do inglês *Impulse Excitation Technique*), abordada neste trabalho, é uma das técnicas de análise dinâmica não destrutiva utilizada para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico e do amortecimento de materiais por meio das frequências naturais de vibração. A Técnica de Excitação por Impulso consiste em excitar o corpo de prova com um leve impulso mecânico (uma pancada ou batida leve) e calcular os módulos de elasticidade e o amortecimento a partir das frequências e da atenuação da resposta acústica, frequências estas que dependem univocamente da massa, das dimensões, da geometria e dos módulos de elasticidade dos materiais (Diógenes et. al., 2011).

Apesar das inúmeras vantagens dos métodos de análise não-destrutivos há ainda pouca pesquisa no Brasil sobre esse tema.

2. OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho foi determinar o módulo de elasticidade dinâmico de diferentes traços de concreto leve com argila expandida por meio da técnica de análise dinâmica experimental via excitação por impulso e comparar os resultados com o módulo de elasticidade obtido por ensaios estáticos de compressão uniaxial simples.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Impacto

Segundo Beer e Staab (2006), uma colisão entre dois corpos, que ocorre em um intervalo de tempo muito pequeno, e durante o qual os dois corpos exercem forças relativamente grandes, um sobre o outro, é denominada Impacto. A normal comum às superfícies em contato durante o impacto é denominada Linha de Impacto. Se os centros de massa dos dois corpos em colisão estão localizados sobre essa linha, o impacto é chamado de Impacto Central. Se as velocidades dos dois corpos são orientadas ao longo da linha de impacto, o impacto é denominado Impacto Direto. Sob impacto, os dois corpos irão se deformar e terá início, então, um período de restituição, ao final do qual, dependendo da intensidade das forças de impacto e dos materiais envolvidos, os mesmos ou retomarão a sua forma original ou ficarão permanentemente deformados.

Ainda segundo os autores supracitados, no caso do impacto perfeitamente plástico, não há período de restituição e ambos os corpos ficam juntos após o impacto. No caso geral de Impacto, a energia total dos corpos não se conserva. Isto pode ser verificado comparando-se as energias cinéticas antes e depois do impacto. A perda de energia cinética é em parte transformada em calor e em parte gasta na geração de ondas elásticas dentro dos dois corpos em colisão.

Em problemas de impacto, o método de impulso e quantidade de movimento é o único praticável. O método de trabalho e energia não pode ser usado, pois o impacto (com exceção do perfeitamente elástico) ocasiona uma perda de energia mecânica (Beer e Staab, 2006).

3.2. Impacto em Estruturas

As estruturas de transporte estão entre as estruturas mais estudadas em condições de impacto e essa preocupação tem aumentado nos últimos anos, uma vez que com o rápido aumento do número de projetos de infraestrutura, a colisão de veículos com estruturas tem aumentado muito. A colisão pode ser acidental, no caso de veículo desgovernado, ou intencional, como em um ataque terrorista. Com isto, a colisão de veículos é uma das principais causas de falha em estruturas envolvendo cargas dinâmicas (Sharma et. al. 2012). Colunas de pontes, postes de sinalização de tráfego e postes de eletricidade são os membros estruturais mais vulneráveis a impacto de veículos, como ilustram as Figuras 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4.



Figura 3.1. Danos em uma coluna de concreto submetida a impacto causado pela colisão de um veículo (Thilakarathna et. al., 2010).



Figura 3.2. Danos em uma viga de concreto submetida a impacto causado pela colisão de um veículo pesado (Yang e Qiao, 2010).



Figura 3.3. Colapso da ponte em I-80 em Nebraska depois da colisão de um caminhão (Sharma, Hurlebaus e Gardoni, 2012).



a



b



c



d

Figura 3.4. Impactos frontais de um automóvel com poste: a) Detalhe da estrutura do poste, b) após o colapso total na região da estrutura de concreto armado do poste colidido, os vergalhões da armadura do concreto deformam-se em grande intensidade e rompe-se, a estrutura superior do poste tomba e a porção do poste engastada desenterra-se parcialmente ou integralmente, c) Deslocamento da base do poste destacado com um círculo em amarelo e com uma medida de $s = 5$ cm. e d) Colisão de um automóvel com um poste de CA. <http://www.acrigs.com.br/download/wilson-apostila-colisao.pdf>.

O impacto em estruturas tem sido estudado tanto de forma teórica quanto experimental. Nos itens a seguir é dada uma visão geral sobre as pesquisas

envolvendo modelagem numérica em estruturas sujeitas ao impacto, bem como sobre ensaios dinâmicos destrutivos e não destrutivos em presença de cargas dinâmicas.

3.3. Modelagem do Impacto em Estruturas

Nos anos recentes, tem sido desenvolvida uma variedade de métodos numéricos envolvendo carregamento dinâmico, especialmente para o tratamento de veículos em colisões com estruturas. Uma porção significativa destes métodos envolve principalmente a utilização de programas de computador baseados em métodos de elementos finitos e de diferenças finitas, sendo que este último tem recebido menos atenção (Wang e Meredith, 1983).

Segundo Thilakarathna et. al. (2010), a geração de um modelo numérico realístico de impacto, como por exemplo, de veículos em estruturas, é complexa. A resposta do impacto depende do modo de impacto, da taxa de sensibilidade do veículo, das características dinâmicas do impacto, do coeficiente de restituição, dos parceiros na colisão e de parâmetros específicos do veículo. Além do mais, o comportamento da força-tempo de um impacto a uma velocidade particular é diferente de veículo para veículo, mesmo que a massa seja a mesma. Conseqüentemente, a reconstrução de um impacto com um corpo rígido ou mesmo assumindo em corpo deformado simplificado pode não ser adequada.

Thilakarathna et. al. (2010) realizaram uma simulação numérica de um carregamento axial em uma coluna de concreto armado sob impacto transversal e sua vulnerabilidade. Para avaliar a vulnerabilidade de colunas à impactos veiculares um modelo numérico não linear foi desenvolvido e validado usando resultados experimentais existentes. O modelo numérico contou com os efeitos da taxa de deformação e do confinamento do concreto reforçado, que são fundamentais para o sucesso na previsão da resposta ao impacto. Foi proposta uma técnica universal para determinar a vulnerabilidade de uma coluna contra colisões considerando a nova geração de veículos.

Baseados em muitos resultados, os autores acima citados propuseram um método analítico para quantificar a vulnerabilidade das colunas. A análise foi

conduzida usando os elementos finitos com o programa DS-DYNA, incorporando os efeitos do aço, os efeitos do confinamento e da taxa de deformação. O impacto do veículo foi categorizado em quase-estático, carregamento típico do diagrama força-impulso. Como toda a estrutura não tem tempo suficiente para responder a rápida mudança de carregamento sobre condições de impacto, assumiram que o movimento lateral da mesma (coluna restringida) e o alongamento do cabo pré-tensionado durante o impacto não afetam o comportamento da coluna.

A definição de contato, o controle do tempo e da aplicação da carga axial está entre as maiores considerações da análise. Um modelo constitutivo de material que simula a falha sobre um estado de tensão tri-axial foi usado para o concreto. Os efeitos do gradiente de deformação foram sempre considerados e colunas feitas com concreto sob carregamento axial foram investigadas em detalhe. Um método simplificado baseado no pulso gerado no impacto em uma escala de testes de impacto foi usado para a reconstrução do impacto e dos efeitos de vários parâmetros de pulso que foram investigados para velocidades de impacto de 15 – 60 km/h (Thilakarathna et. al., 2010).

O atrativo do método proposto é que os resultados podem ser usados como base para geração de dados para determinar a vulnerabilidade de impacto de colunas da nova geração de veículos sob vários modos de colisão. A pequena flutuação do carregamento axial devido ao impacto foi desprezada quanto a alteração da capacidade de resistência à flexão, ou cisalhamento da coluna. Metade da coluna foi modelada, e condições de contorno apropriadas foram introduzidas para manter as condições de simetria. Os dois suportes foram restringidos contra rotação, enquanto a translação foi permitida na direção longitudinal, somente em uma extremidade, para simular a condição de restrição parcial na extremidade. A coluna de concreto foi modelada usando um elemento sólido com um ponto de integração com 25 mm, oito nós, hexagonal e com tensão constante (Thilakarathna et. al., 2010).

Segundo os autores (Thilakarathna et. al., 2010), estas condições de contorno representam o mais próximo possível as complexas condições de suporte do experimento. Eles concluíram que o estudo de convergência numérica mostrou que uma diminuição no tamanho da malha não influenciou na acurácia dos resultados,

enquanto aumentaram dramaticamente a duração das análises, e o carregamento de impacto gerou um estado de tensão tri-axial na coluna de concreto.

Sharma, Hurlebaus e Gardoni (2012) realizaram a avaliação da resposta de uma coluna de concreto sujeita ao impacto de um veículo, quer seja acidental ou intencional (como um ataque terrorista). Estes autores salientam que os métodos de análise correntes e procedimentos experimentais para estimar a capacidade das colunas reforçadas nem sempre expressam adequadamente o complexo mecanismo de um evento de impacto, mas somente apresentam previsão de prevenção de colapso, pois não levam em conta os diferentes níveis de desempenho. A categorização de diferentes estados de danos e definição de níveis apropriados de desempenho durante impactos variados de veículos é importante para minimizar os danos e propiciar um projeto econômico. O prognóstico da quantificação da força cisalhante dinâmica e a demanda a diferentes níveis de desempenho são a chave para projetos de proteção da estrutura. Em função disso, estes autores propuseram um melhoramento das análises estática e quase estática existentes para a análise dinâmica através de uma modelagem por elementos finitos, que é a representação mais realista de impacto de veículo com uma estrutura. O modelo foi validado para diferentes cenários reais de impacto de veículos em colunas, como ilustra a Figura 3.5.



Figura 3.5. Validação da colisão de um caminhão com a coluna de uma ponte de IH-20, longview, Texas. (a) Coluna de concreto armado depois da colisão com o veículo. (b) Simulação do evento de colisão (Sharma et. al. 2012).

Os estudos de caso mostraram que a força de cisalhamento dinâmica que leva à falha da coluna varia de acordo com a massa e a velocidade do veículo e é menor que a prevista pelos modelos estáticos ou quase-estáticos. Este trabalho

pode ser estendido para prognosticar a capacidade de resistência de outros componentes estruturais pré-tensionados como colunas, colunas de aço e vigas, além outros danos em estruturas causados pela alta velocidade de impacto devido a explosões e impacto de mísseis, por exemplo, (Sharma, Hurlbaeus e Gardoni, 2012).

Outro exemplo de estrutura sujeita ao impacto é o sistema de *guard-rail* (barreira de saída de pista) lateral, o qual é colocado na rodovia para minimizar o risco de acidentes fatais durante a saída de pista ou colisão com estruturas na beira da estrada. O comportamento típico de um *guard-rail* inclui redirecionamento do veículo para o acostamento e proteção do veículo de objetos como pilares de ponte de concreto armado com elevada rigidez existentes nas laterais da rodovia. Os equipamentos de absorção de energia mais utilizados são os postes deformáveis e vigas para absorver a energia cinética dos veículos (Wu e Thomson, 2007).

Para assegurar que o *guard-rail* terá a deformação desejada para a segurança em acidentes, a interação do solo-poste é um importante fator a ser investigado. Wu e Thomson (2007) realizaram um estudo da interação entre o *guard-rail* e o solo durante o carregamento quase estático e dinâmico. A interação entre o *guard-rail* e o solo foi estudado em experimentos e análise numérica. Foi medida a resistência de um simples poste fixado no solo e utilizado estes dados para validar um modelo computacional para investigar a interação do *guard-rail* e o solo. Uma série de testes quase estáticos e dinâmicos foi realizada.

Um estudo paramétrico foi conduzido para investigar a influência da rigidez do solo na interação solo-poste através do simulador computacional LS-DYNA. Os parâmetros utilizados para interação do solo e o concreto foram recomendados pela análise de colisões com os elementos laterais de pista. Barreiras de segurança são importantes equipamentos de proteção dos ocupantes de veículos envolvidos em acidentes em saída de pista. Wu e Thomson (2007) concluíram que interações fracas entre o solo-poste podem causar comportamentos indesejáveis no *guard-rail* e resultar em acidentes fatais (ver Figura 3.6).



Figura 3.6. Saída de pista devido à interação fraca solo-poste de um *guard rail* (Wu e Thomson, 2007).

Figueiredo (2006) realizou um estudo da aplicação do método dos elementos discretos na análise estática e dinâmica de estruturas de concreto reforçado com fibras de aço. Quando o concreto é submetido a carregamentos especiais, como cargas cíclicas ou aplicação de cargas de impacto, modificações em sua composição são necessárias, uma vez que o material não apresenta resistência necessária à tração. Pode-se adicionar fibras de aço ao concreto, passando ele então a funcionar como material compósito, onde a matriz é o concreto e o reforço são as fibras de aço. O autor concluiu que ocorre transferência de tensão através das fibras, melhorando a tenacidade e ocorrendo mecanismos de absorção de energia relacionados com o arrancamento das fibras.

Al-Thairy e Wang (2011) realizaram um estudo numérico por elementos finitos sobre o comportamento e modo de falha de uma coluna de aço comprimida axialmente e sujeita a um impacto transversal. Para realizar tal estudo, utilizaram uma massa rígida com diferentes velocidades e diferentes localizações de impacto na coluna.

A capacidade do modelo numérico para prognosticar a resposta e prever os diferentes modos de falha de impacto transversal em colunas, com e sem força axial de compressão, foram validados. Estes modos de falha incluem falha plástica, falha por tração e falha por cisalhamento transversal. A validação foi feita comparando os resultados da simulação com testes experimentais publicados disponíveis na literatura em termos da força de contato, forma da deformação, modo de falha e o máximo deslocamento transversal. A comparação entre a simulação e o resultado experimental confirmou que o modelo numérico desenvolvido apresenta acurácia

para prever os modos de falha (Figura 3.7). Os resultados experimentais identificaram três modos de falhas nas vigas submetidas a carregamento impulsivo dinâmico transversal:

- Grande deformação plástica de toda viga;
- Falha sob tensão de cisalhamento;
- Falha no corte transversal nos suportes.

Estes autores (Al-Thairy e Wang, 2011) concluíram que o principal modo de falha de colunas sujeitas à compressão axial (sem restrição) é por dobramento global (*global buckling*). A falha de algumas colunas envolveram distorção da flange (*flange distortion*), região evidenciada com círculo na Figura 3.7, contudo, essa distorção localizada é o resultado e não a causa da ruptura total da coluna. A falha da coluna foi primeiramente dependente do nível da energia cinética no impacto. Para uma mesma energia cinética no impacto, diferentes valores de massas de impacto e velocidade tiveram um efeito menos significativo na falha da coluna. Exceto para baixos níveis de compressão axial ($< 25\%$ do valor de resistência projetado) a formação de uma dobra plástica foi independente da posição do impacto, ocorrendo próxima ao centro da coluna.

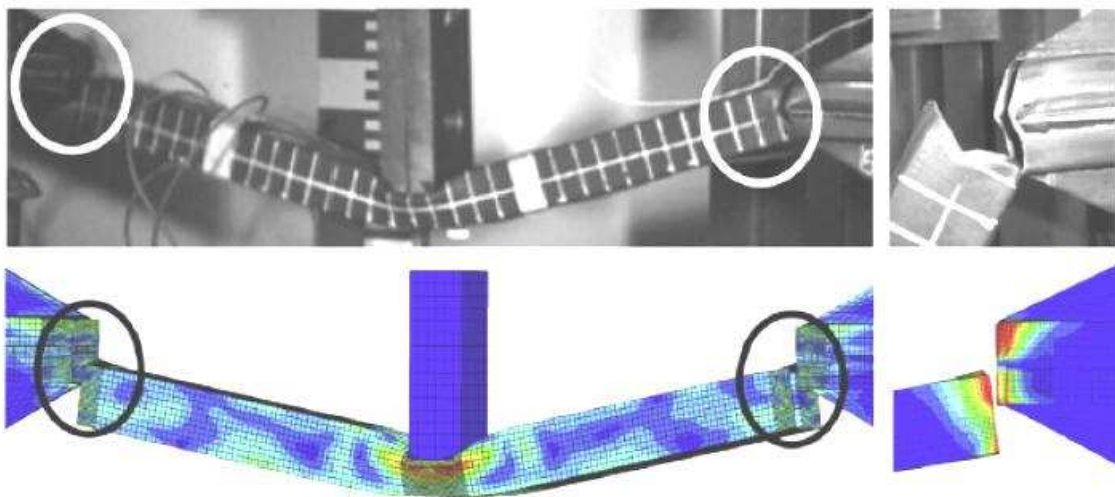


Figura 3.7. Deformação e fratura de suportes depois do impacto. Figura superior, dados experimentais; Figura inferior resultado da simulação numérica (Al-Thairy e Wang, 2011).

Yang e Qiao (2010) analisaram um sistema de proteção de impacto para pontes contra colisão de veículos pesados (ver Figura 3.8) constituído de material compósito. Este estudo foi baseado em diversos modelos teóricos de elasticidade e

elasticidade-plasticidade no impacto, assim como os métodos de absorção de energia. Metodologias sistemáticas para análise de projeto de proteção estrutural de pontes contra impacto de colisão de veículos pesados foram apresentadas considerando o efeito de cisalhamento de projéteis e comportamento não linear de compósito tipo sanduíche.

Três critérios de projeto baseados na força de contato, deflexão e energia foram propostos. Os modelos teóricos de elasticidade, elasticidade-plasticidade e densificação no impacto incluem o efeito de cisalhamento por projéteis que foram desenvolvidos para melhorar a análise de projetos de proteção de estruturas contra impactos de veículos pesados para o setor militar. Neste caso, são utilizados métodos para aumentar a capacidade de absorção de energia para prevenir a falha progressiva.

Estes autores concluíram que a resistência em componentes críticos da estrutura, como vigas de pontes, pode ser melhorada utilizando-se o núcleo de compósito tipo *honeycomb* (colméia de abelha), ou celular, para aumentar a ductilidade e a capacidade de absorção de energia no impacto de veículos pesados.

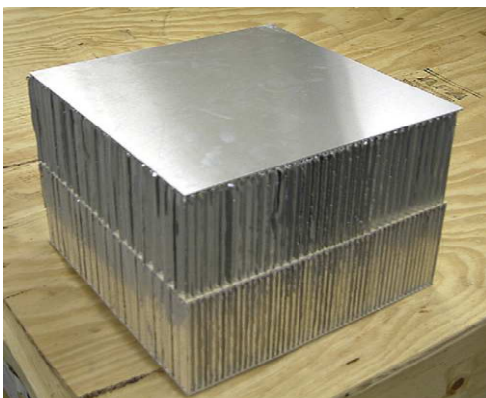


Figura 3.8. a) Núcleo de compósito tipo *honeycomb* (dimensões:304,8X304,8 X203,2 mm) b) Núcleo de compósito tipo *honeycomb* usado para aumentar a capacidade de absorção de energia de viga de ponte (Yang e Qiao, 2010).

Son e Fam (2008) realizaram uma modelagem com elementos finitos de tubos de compósito polimérico reforçado com fibra ocos e tubos enchidos com concreto, sob flexão. Este modelo serve para materiais e geometrias não lineares e é capaz de detectar a seção de falha em paredes finas de tubos. A falha do material nestes tubos foi detectada através do critério de falha Tsai-Wu. O modelo foi verificado usando resultados experimentais, foi então utilizado em um estudo paramétrico para examinar os tubos de diferentes diâmetros e espessuras. Estes autores concluíram

que a resistência à flexão aumentou com os ângulos da fibra reduzidos em relação ao carregamento ou o aumento da fração de fibras longitudinais.

Tubos de concreto-compósito polimérico reforçado com fibra possuem um grande potencial de uso em uma variedade de aplicações na engenharia estrutural. Um maior interesse em uso de tubos estruturais destes materiais tem crescido, além do uso em transmissão e postes de luz. O uso destes tubos como formas estruturais cheias de concreto para pilares tem sido explorado e o sistema tem sido implementado em projetos atuais. A proteção do tubo não corrosivo fornece proteção e confinamento para o núcleo de concreto, aumentando sua resistência, ductibilidade e durabilidade em adição a simplicidade de construção.

A estrutura laminada destes tubos compósitos pode ser projetada para oferecer a resistência e rigidez em uma direção específica, controlando os ângulos com varias camadas de fibras orientadas. Estes tubos podem ser transversal e longitudinalmente reforçados com aço. Estudos têm demonstrado vários benefícios do concreto compósito como o aumento da resistência à flexão e da rigidez, além de prevenir a falha no tubo.

Fam et. al. (2010) realizaram uma investigação numérica de postes tubulares de compósito de polímero reforçado com fibras de vidro sujeito a um carregamento lateral e axial. Postes fabricados com materiais compósitos têm apresentado potencial para substituir os materiais tradicionais utilizados nos postes de rede elétrica, tais como, madeira, concreto ou aço devido sua alta resistência mecânica associada com a alta resistência à corrosão. Os materiais compósitos consistem em fibras unidirecionais revestidos em uma matriz de resina. As fibras fornecem resistência e rigidez, enquanto a resina mantém as fibras coesas e transfere a tensão entre as fibras.

Uma análise de elementos finitos em 3D, usando o programa ANSYS, foi conduzida para estabelecer a resposta da deflexão lateral sobre diferentes carregamentos axiais e carregamento axial de flexão (ver Figura 3.9). O modo de falha foi estabelecido baseado na falha do material de acordo com o critério de Tsai-Wu, ou falha de estabilidade. O modelo foi validado utilizando resultados experimentais para duas amostras denominadas 2A e 25A. A falha da amostra 25A foi desencadeada pela flexão localizada (falha de estabilidade) enquanto a falha da amostra 2A foi causada pela ruptura do material.

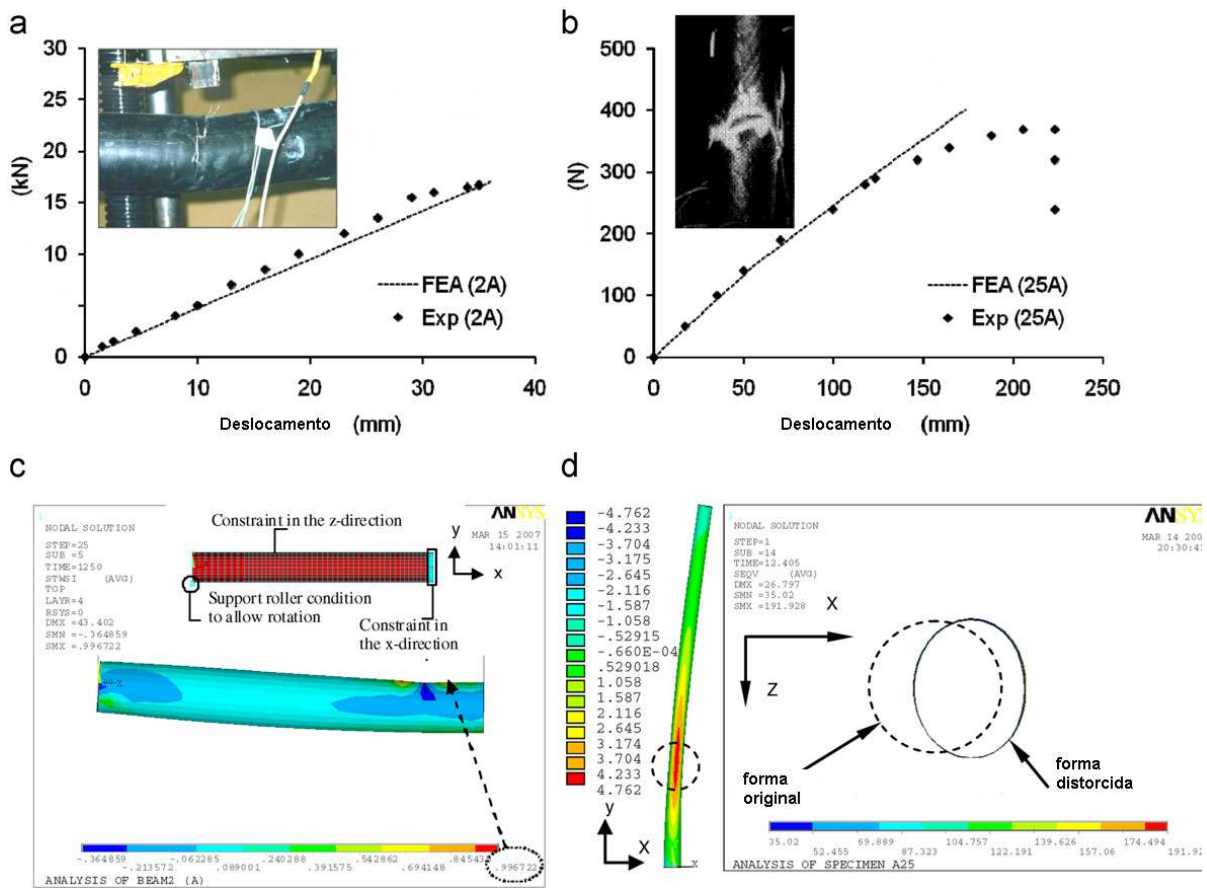


Figura 3.9. Validação da aproximação do modelo: (a) Resposta ao carregamento de flexão da amostra 2A; (b) Resposta ao carregamento de flexão da amostra 25A; (c) Modo de falha da amostra 2A; (d) Modo de falha da espécie A25 (Fam et. al., 2010).

Estes autores concluíram que o compósito de polímero reforçado com fibra tem o potencial de substituir alguns materiais de construção convencionais nas novas construções, sendo que as duas maiores vantagens deste material compósito é a sua alta resistência específica e características não corrosivas.

Postes tubulares de compósito podem fornecer uma alternativa à utilização de postes de luz feitos de madeira, concreto ou aço. Outra vantagem é que estes postes não necessitam de tratamento de galvanização superficial para prevenir a corrosão e podem ser facilmente transportados em regiões montanhosas devido ao baixo peso.

Postes tubulares de compósito podem ser projetados para atender as mais diversas necessidades controlando-se o ângulo das fibras e a taxa de fibras na direção longitudinal e circunferencial e o número de camadas. A espessura do tubo exerce um papel determinante no modelo de falha e na quantidade de energia

dissipada. As variáveis estudadas no comportamento destes tubos compósitos foram as condições de carregamento (concêntrico ou excêntrico), razão diâmetro/espessura e ângulo das fibras. Testes mostraram que postes de tubos compósitos forneceram resistência equivalente a postes de madeira com redução de peso.

Khalili e Saboori (2010) em estudo similar ao de Fam et. al. (2010) realizaram uma análise dinâmica de um poste de compósito de transmissão elétrica utilizando o método dos elementos finitos. Postes para transmissão elétrica podem ser submetidos à flexão dinâmica devido ao vento ou submetidos ao impacto de um veículo. Neste trabalho um poste de transmissão de polímero reforçado com fibras, com seção circular e parede fina foi submetido à uma tensão dinâmica no cabo e à impacto de um veículo. Foi assumido que o comportamento do material é elástico-linear e a seção transversal da parede é simétrica. O efeito do tipo de fibra e a orientação, a geometria do poste e a concentração de massa foram estudadas.

Estes autores concluíram que existe uma boa correlação entre os resultados do estudo e os obtidos do poste modelado pelo programa ANSYS, método dos elementos finitos. Compósitos de polímeros reforçados com fibras estão crescendo no uso popular nas aplicações de engenharia como alternativa a materiais convencionais. A característica única destes materiais, como baixo peso, resistência à corrosão e alta absorção de energia, baixo custo de transporte, colocação e manutenção, tornam muito promissor a sua aplicação em vários campos da engenharia. Uma de suas aplicações é a troca de postes de transmissão, tradicionalmente feitos de madeira, concreto ou aço por postes compósitos. Além disto, a sua absorção de energia pode diminuir grandemente ferimentos devido ao impacto de veículos.

Vanderbilt e Criswell (1988) realizaram o projeto e a análise da estrutura de um poste de transmissão. A estrutura de um poste de transmissão é usualmente utilizada para suportar linhas de transmissão acima de 345 kV de capacidade. Muitas destas estruturas são de postes de madeira, postes pré-tensionados de concreto e postes tubulares de aço que são algumas vezes utilizados em situações de grandes carregamentos (carregamentos de ventos e inundações agem sozinhos ou em combinação variável e ocasionalmente são severos na natureza). Várias características podem ser combinadas para fazer com que este tipo de estrutura e

estas variáveis forneçam uma análise estrutural interessante e problemas de projeto. A contínua exposição aos elementos resulta em estruturas cuja capacidade deteriora muito significativamente em serviço. As propriedades do material, como resistência e rigidez, especialmente da madeira, são muito variáveis com as condições do solo. Existem mais de 130 milhões de postes em uso e muitos milhares de novos postes são colocados em serviço todo ano. Estes autores concluíram que implementando-se no programa POLEDA (Pole Design Analysis), pode-se simular um projeto da estrutura de um poste com qualquer configuração e ser rapidamente analisado e projetado. Isto permite ao usuário determinar, projetar procedimentos ou carregamentos e fatores de resistência baseados em dados disponíveis.

Wang e Meredith (1983) realizaram a análise das deformações (elástica e plástica) em diferentes tipos de estruturas de um veículo durante uma colisão aplicando o programa MENTOR-III, o qual foi desenvolvido pelo método de diferenças finitas para realizar uma variedade de simulações de colisões, incluindo impacto frontal, impacto lateral e análise de deformação na colisão de veículos com estruturas. Estes autores concluíram que os projetistas de veículos de transporte modernos devem considerar a energia absorvida pelos vários componentes do veículo para assegurar que seu design irá desempenhar satisfatoriamente no que diz respeito à absorção de energia durante a colisão.

3.4. Ensaios Dinâmicos em Estruturas de Concreto

3.4.1. Ensaios Dinâmicos Destrutivos

Estes ensaios visam principalmente simular a estrutura em serviço e o comportamento da fissuração na peça quando a mesma é submetida a carregamentos dinâmicos. Os tipos de ensaio são os mais variados e por não serem objeto de estudo deste trabalho não serão abordados de forma detalhada.

Um exemplo de aplicação de ensaio não destrutivo é o estudo experimental realizado por Zineddin e Krauthammer (2007) para ajudar a compreender o

comportamento dinâmico estrutural de lajes de concreto reforçado sob carregamento de impacto para melhorar o seu projeto. As lajes de concreto reforçado estão entre os mais comuns elementos estruturais. O impacto de corpos rígidos nessas estruturas de concreto pode ocorrer durante sua vida útil como consequência da queda de material no piso industrial, pelo tráfico acidental e agressões intencionais. A análise e projeto de lajes de concreto reforçado é complexa, pois são materiais não-elásticos. Apesar do grande número de projetos e construções de lajes de concreto reforçado, o efeito do seu comportamento sob impacto geralmente não é levado em conta.

Para este estudo foram utilizadas lajes de concreto com as dimensões de 90 x 1524 x 3353 mm com três diferentes tipos de malha de aço: uma malha (mesh), duas malhas e duas malhas de barras soldadas. Para o teste de impacto foi utilizado um dispositivo avançado de martelo de impacto. A massa de impacto de 2608 kg foi lançada de alturas pré-determinadas no centro da laje (152, 305 e 610 mm). A Figura 3.10 mostra um esquema do arranjo experimental utilizado para avaliar o impacto em lajes de concreto armado (Zineddin e Krauthammer, 2007).

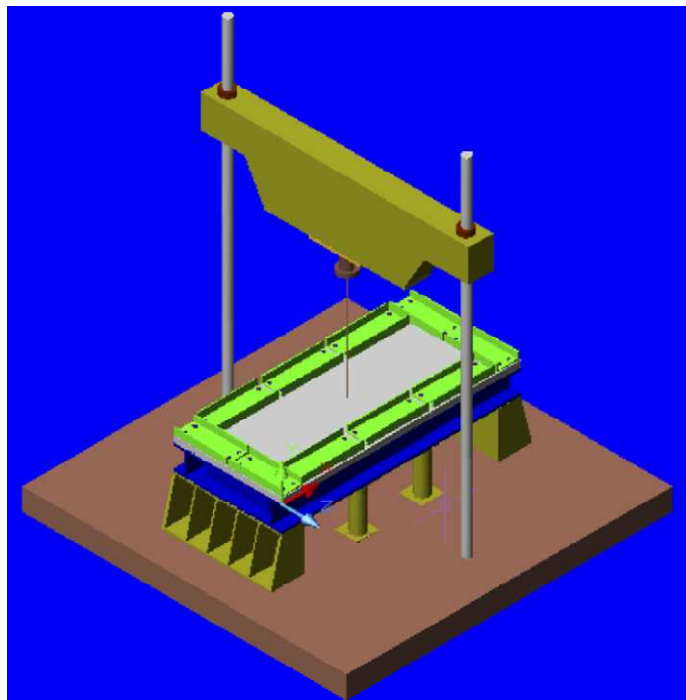


Figura 3.10. Esquema do arranjo experimental para avaliar o impacto em lajes de concreto armado (Zineddin e Krauthammer, 2007).

Acelerômetros foram montados atrás das lajes, em locais diferentes, como ilustra a Figura 3.11.



Figura 3.11. Fotografia mostrando os sensores montados na superfície de trás da laje (Zineddin e Krauthammer, 2007).

Medidores de deflexão foram colocados no meio da laje e outros nos pontos principais do eixos da laje. Dois acelerômetros foram colocados ao lado dos medidores de deflexão ao longo dos eixos principais; um acelerômetro foi colocado no ponto médio dos eixos menores; dois acelerômetros foram colocados sobre a moldura de aço paralelo aos acelerômetros dos eixos principais. Um acelerômetro foi montado no pistão do martelo e três acelerômetros foram montados na placa frontal da célula de carga em ângulo 120° um do outro. Extensômetros também foram montados nos reforços de aço das lajes de concreto para medir as deformações decorrentes. Foi utilizado um sistema de aquisição de dados controlado por computador. A correlação entre máximo impacto de carregamento e vários parâmetros de projeto foram estudados (Zineddin e Krauthammer, 2007).

O máximo deslocamento, a máxima deformação no aço, a aceleração e a propagação da fratura foram examinadas. Os dados obtidos incluíram a aceleração da massa de impacto, a aceleração da laje, carregamento e duração, deflexão da laje, deformação do aço de reforço e aquisição de vídeos de alta velocidade para acompanhamento da propagação da fratura (Zineddin e Krauthammer, 2007).

Neste estudo, convencionaram utilizar análise estática com fatores de majoração para representar o carregamento dinâmico. Entretanto, esta forma de análise não é suficientemente acurada para as severas condições de carregamento impostas a essas estruturas sob impacto. Se uma construção particular é sujeita a uma explosão ou queda de objeto, o piso da laje da estrutura será exposto a uma grande carga dinâmica acidental, ocorrendo falha por cisalhamento e diminuindo a capacidade do momento resistente da laje devido à redução da capacidade portante de carregamento da laje (diminuindo a capacidade da laje de transferir forças para os elementos estruturais abaixo da mesma), enfraquecendo assim severamente a estrutura. Como resultado, duas possibilidades de modos de falha podem ser induzidos (Zineddin e Krauthammer, 2007).

- Falha localizada na laje;
- Falha global, onde a laje não transfere o carregamento lateral e a construção fica lateralmente instável.

Nestes dois casos, estes tipos de falha podem evoluir para um colapso progressivo da estrutura. Esses modos de falha não têm a mesma probabilidade de ocorrência, como previsto, dependendo da taxa de carregamento. Os carregamentos estático e quase-estático favorecem o modo de falha global. Se o impacto for grande a resposta local sob carregamento poderá dominar o comportamento da laje. Quando a altura de queda do martelo é aumentada, o tempo será pequeno para a propagação da onda de tensão e o comportamento é dominado por falha localizada da laje, e como resultado a probabilidade de perfuração por ejeção do material fraturado (*punching*) ou cisalhamento direto aumentam (Zineddin e Krauthammer, 2007).

De um modo geral, a carga máxima não foi muito diferente para os diferentes tipos de reforço aço usados e para as diferentes alturas de queda do martelo, devido à falha de aço. Na verdade, mais reforço de aço (malha mais fina) induziu a uma ruptura localizada por cisalhamento e perfuração da laje (Figura 3.12a) . Por outro lado, menos reforço de aço (malha mais grossa) induziu uma falha frágil do concreto (Figura 3.12b). Além disso, a malha de aço soldado foi a de menor resistência (Figura 3.12c). Como conclusão, observaram que tanto a carga de impacto e os detalhes de reforço têm de ser considerados como parâmetros de influência de uma

possível mudança do modo de falha de lajes estruturais sob carregamento dinâmico (Zineddin e Krauthammer, 2007).



a- Altura de queda do martelo= 610 mm e malha de aço= 2 meshes



b- Altura de queda do martelo= 610 mm e malha de aço= 1 mesh



c- Altura de queda do martelo= 152 mm e malha de aço com solda = 2 meshes

Figura 3.12. Fotografias mostrando aspectos de falha de trás da laje em função de diferentes tipos de reforços de aço utilizados (Zineddin e Krauthammer, 2007).

3.4.2. Ensaios Dinâmicos Não-Destrutivos

Segundo Diógenes et. al., (2011) a análise dinâmica de estruturas é cada vez mais relevante para estruturas civis. Os ensaios dinâmicos de caráter não-destrutivo permitem que sejam obtidas informações integradas e globais da estrutura a respeito da rigidez e do amortecimento, podendo ser repetidos e comparados ao longo do tempo. Os ensaios dinâmicos de caráter não-destrutivo são úteis na elaboração de projetos estruturais, porque o módulo de elasticidade do material pode ser

monitorado ao longo da vida útil da estrutura a partir de um único corpo de prova. Com o módulo de elasticidade é possível estimar a resistência do material, parâmetro necessário ao projetista.

Algumas outras aplicações da análise dinâmica experimental são (Diógenes et. al., 2011):

- Elaboração, verificação, calibração, ajuste e correção de modelos teóricos e numérico-computacionais;
- Desenvolvimento e qualificação de um produto;
- Verificação da integridade estrutural e da confiabilidade;
- Amostragem de produção e
- Monitoramento das condições de funcionamento.

As técnicas experimentais dinâmicas não destrutivas se classificam em três categorias:

- Excitação por impulso;
- Velocidade sônica (ultrassom) e
- Frequência de ressonância.

A Técnica de Excitação por Impulso (tradução do inglês *Impulse Excitation Technique*) é um ensaio não destrutivo para a determinação dos módulos de elasticidade dinâmicos e do amortecimento de materiais através das frequências naturais de vibração. O procedimento de caracterização de materiais empregando a Técnica de Excitação por Impulso consiste em excitar o corpo de prova com um leve impulso mecânico (uma pancada ou batida leve) e em calcular os módulos de elasticidade e o amortecimento a partir das frequências e da atenuação da resposta acústica, como ilustra a Figura 3.13.

A resposta acústica consiste no som emitido pelo corpo de prova e tem origem nas suas frequências naturais de vibração, frequências estas que dependem univocamente da massa, das dimensões, da geometria e dos módulos de elasticidade. A utilização de ferramentas baseadas na resposta acústica apresenta diferença inferior a 1% na determinação da frequência de ressonância (Diógenes et. al., 2011).

Segundo o artigo acima mencionado a Técnica de Excitação por Impulso é especialmente adequada para a caracterização de corpos de prova com geometria

regular, que podem ser: barras quadradas, cilindros, placas, discos e anéis. Para corpos de prova com geometria complexa é possível avaliar os módulos de elasticidade de forma relativa. O amortecimento é determinado de forma absoluta tanto para geometrias regulares quanto complexas.

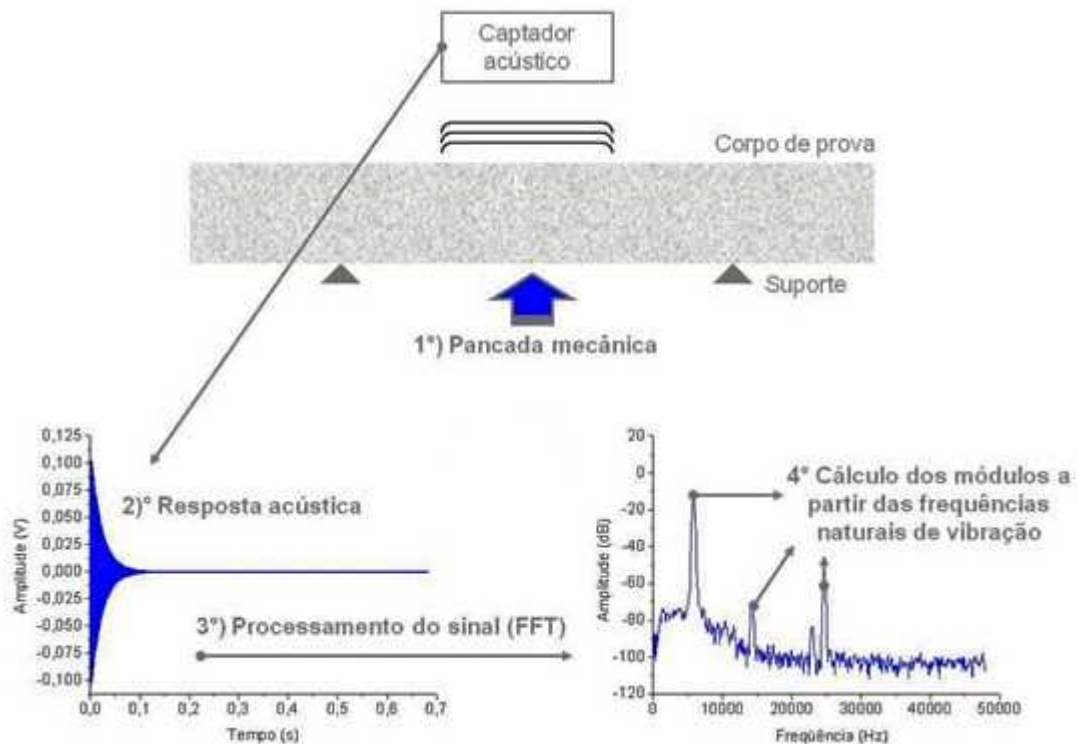


Figura 3.13. Princípio de funcionamento da Técnica de Excitação por Impulso.

<http://www.atcp.com.br/pt/produtos/caracterizacao-materiais/sonelastic/tecnica-excitacao-impulso.html>

Para a realização do ensaio, o corpo de prova deve ser apoiado em seus pontos e/ou linhas nodais com vistas a vibrar livremente ao receber a excitação. Em função desta necessidade, há suportes de corpo de prova ajustáveis adequados para diferentes tamanhos e geometrias.

O amortecimento é calculado a partir da taxa de atenuação do som. Quanto maior o amortecimento, menor a duração do som.

A Técnica de Excitação por Impulso mede de forma não destrutiva:

- O módulo de elasticidade ou módulo de Young (E);
- O módulo de cisalhamento (G);
- A razão de Poisson (ν);

- O fator de amortecimento (ξ).

A partir destes módulos e do amortecimento, também é possível determinar:

- O módulo de elasticidade volumétrico (K);
- Os módulos de elasticidade de materiais anisotrópicos em determinadas direções;
- O módulo de elasticidade complexo;
- O fator de dissipação $\tan(\delta)$;
- A velocidade longitudinal do som (V_l) e
- A velocidade transversal do som (V_s).

Como o ensaio é não-destrutivo, pode ser repetido indefinidamente e de forma intercalada com outros procedimentos, por exemplo, com tratamentos físico-químicos.

Em concreto essa técnica pode ser utilizada para:

- Acompanhamento e projeto de processos de cura e secagem do concreto;
- Estudo de dano por carga mecânica e fadiga de concreto armado;
- Estudo de processos de degradação por tratamentos termoquímicos e intempéries.

A técnica regulamentada pela ASTM C597:2009 é baseada na velocidade sônica (no tempo de propagação de um pulso sônico ou ultrassônico de curta duração ao longo do corpo-de-prova - frequência acima de 20 KHz) e existe uma dificuldade na determinação do coeficiente de Poisson, uma vez que além da velocidade longitudinal do som, também seria necessário conhecer a velocidade transversal.

A técnica de ressonância é muito utilizada na Engenharia, e permite por meio de vibrações longitudinais, transversais ou torcionais, obter-se a frequência fundamental de ressonância do elemento estrutural-prismático ou cilíndrico, (Diógenes et. al.,2011).

Os métodos de detecção de dano baseados em ensaios de vibração são os mais comuns e fundamentam-se no fato de que os parâmetros dinâmicos dependem das propriedades físicas da estrutura (propriedades elásticas, geometria e densidade do material) e, portanto, qualquer alteração em uma dessas propriedades provoca mudança nos parâmetros dinâmicos (frequências naturais, fatores de amortecimento

e modos de vibração). Quando ocorre uma fissura (dano) na seção de uma viga, existe uma redução no momento de inércia, que é proporcional a abertura e comprimento da fissura, e uma conseqüente redução da rigidez à flexão local. Ocorre, portanto, uma diminuição dos valores de frequência natural na flexão (Almeida e Hanai, 2008).

Lundqvist e Rydén (2012) realizaram um estudo onde medidas ultrassônicas foram aplicadas durante um carregamento uniaxial, mostraram um significativo efeito acústicoelástico no concreto. De acordo com a teoria da acústico – elasticidade, o módulo de elasticidade do material é dependente da tensão e aumenta com a aplicação da tensão de compressão. Desde que a frequência de ressonância de um corpo, entre outros fatores, como a massa e a geometria, depende do módulo de elasticidade do material, a frequência de ressonância é efetivamente dependente da tensão. Isto significa que a mudança no estado de tensão em uma estrutura de concreto pode ser estimada medindo-se o modo como esta vibra. Medindo-se a frequência de ressonância de um corpo em condições ambientais constantes, o módulo de elasticidade do material pode ser determinado.

Lundqvist e Rydén (2012) realizaram um estudo dos efeitos acústico-elásticos na frequência de ressonância de uma viga de concreto pré-tensionado. Um exemplo de aplicação deste estudo são as estruturas de concreto pré-tensionadas, nas quais a segurança e função da estrutura dependem da tensão de compressão no concreto, e onde vários efeitos de longos períodos de tempo, por exemplo, contração e retração do concreto, e relaxação do aço pré-tensionado, fazem a tensão do concreto diminuir com o tempo.

No estudo em questão, a espectroscopia acústica ressonante foi aplicada durante um carregamento e descarregamento estáticos em três vigas pré-tensionadas de concreto no contexto da acústico-elasticidade. A acústico-elasticidade baseia-se na influência da tensão na velocidade de ondas acústicas em um material elástico não linear, normalmente aumentando a velocidade da onda devido à tensão de compressão. A variação da velocidade da onda é devido à mudança no módulo de elasticidade em um material sob tensão. Em cada passo, múltiplos modos de vibração foram medidos utilizando um acelerômetro e uma pequena fonte de impacto.

Foi constatado que a medida da frequência de ressonância aumenta com o aumento da tensão de compressão, que pode ser predita utilizando modelagem por elementos finitos. Resultados de estudos experimentais em pontes de concreto indicaram que a medida da frequência de ressonância estrutural aumenta com o aumento da tensão de compressão (Lundqvist e Rydén, 2012).

Lundqvist e Rydén (2012) estudaram uma abordagem diferente explicando a dependência da tensão compressiva na frequência ressonante em estruturas de concreto utilizando a teoria chamada acústico-elasticidade. No total, quatro vigas foram construídas com três metros de comprimento com seção quadrada de 350x350 mm. Três das vigas foram pré-tensionadas, a quarta viga não foi pré-tensionada, para ser usada como referência (ver Figura 3.14). A idade do concreto era de 28 dias e a sua densidade igual a 2350 kg/m³.

Os resultados deste estudo podem possibilitar uma nova teoria baseada em observações da dependência da frequência de ressonância com a tensão de compressão em estruturas de concreto. Além do mais, os resultados indicam que a mudança do estado de tensão em uma estrutura de concreto pode ser detectada ou monitorada medindo-se uma ou mais frequências de ressonâncias. Um aumento da frequência de ressonância com o aumento da tensão compressiva foi observado experimentalmente (Lundqvist e Rydén, 2012).



Figura 3.14. Detalhes do suporte da viga (Lundqvist e Rydén,2012)

Para armazenar as frequências quando a viga vibrava, um acelerômetro piezoelétrico e um sistema de aquisição de dados foram utilizados. O acelerômetro foi colado em uma fina camada colada na superfície da viga, o que assegurou um

ótimo contato mecânico entre o acelerômetro e a viga. A viga foi excitada utilizando-se um martelo de impacto e o acelerômetro estava aderido no final do lado oposto ao ponto de impacto. O martelo de impacto e o acelerômetro estavam conectados a um processador de sinais em que o sinal de saída era enviado a um sistema digital de aquisição de dados. O sistema de aquisição de dados estava conectado a um computador que gravava os sinais. Estes autores concluíram que nos ensaios experimentais a frequência de ressonância aumenta com a aplicação de tensão compressiva para todos os modos de vibração. De acordo com a teoria acústico - elasticidade o aumento da frequência de ressonância deve ser linear com a aplicação da tensão (Lundqvist e Rydén, 2012).

Diógenes e Cossolino (2011) realizaram um estudo sobre a determinação do módulo de elasticidade do concreto a partir da resposta acústica. Os ensaios foram realizados com corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos. Foi utilizado o sistema Sonelastic, para a determinação não-destrutiva do módulo de elasticidade do concreto a partir das frequências naturais de vibração, obtidas pela técnica de excitação por impulso. Nesse sistema de aquisição, o módulo de elasticidade do concreto é calculado a partir do som emitido pelo corpo-de-prova ao sofrer um pequeno impacto mecânico. O som, ou resposta acústica, é composto pela frequência natural de vibração do corpo-de-prova que é proporcional ao módulo de elasticidade do concreto associado à direção da vibração. O sistema, ACE da Data Physics, utiliza a aquisição de dados por acelerometria. É composto por uma placa condensadora de sinal, um acelerômetro piezoelétrico e um martelo de impacto. Com este sistema se obtém a Função de Resposta em Frequência. A partir da Função de Resposta em Frequência podem-se obter os parâmetros modais da estrutura. Cada pico de amplitude está associado a uma frequência natural (ou frequência ressonante) e a um modo de vibrar.

A determinação do módulo de elasticidade estático do concreto foi feito por ensaio de compressão axial com controle de deslocamento em corpos de prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, aos 47 dias, utilizando a média aritmética dos valores obtidos para o módulo de elasticidade estático do concreto. Os ensaios foram feitos na máquina de ensaio universal Instron, utilizando-se dois extensômetros removíveis com base de 200 mm, fixados ao corpo-de-prova por meio de elásticos, em posições diametralmente opostas. O sistema de aquisição

utilizado foi o System 5000 da Vishay Instruments. Foi obtido o módulo de elasticidade estático tangente inicial do concreto segundo a ABNT – NBR 8522 :2008 utilizando a metodologia descrita no item 6.2.3.1 da referida norma. Os corpos-de-prova utilizados foram os mesmos empregados nos ensaios do módulo de elasticidade dinâmico, por se tratar de ensaios não-destrutivos (ver Figura 3.15).



Figura 3.15. Aparato para o teste dinâmico em um corpo de prova cilíndrico (Diógenes e Cossolino, 2011).

Para determinação do módulo de elasticidade dinâmico obtido com a frequência ressonante longitudinal foram adotadas as prescrições da ASTM C215: 2008 no que diz respeito ao posicionamento do acelerômetro, ao ponto de aplicação da excitação e à maneira de simular a condição de contorno necessária à realização do ensaio (ver Figura 3.16).



Figura 3.16. Arranjo para o teste dinâmico em um espécime cilíndrico (Diógenes e Cossolino, 2011).

Diógenes e Cossolino (2011) concluíram que a determinação do módulo de elasticidade do concreto a partir do ensaio dinâmico não-destrutivo apresentou resultados satisfatórios e confiáveis para estimar o módulo de elasticidade estático a partir do módulo de elasticidade dinâmico, utilizando as formulações disponíveis na literatura. Ainda mais, as diferentes datas de realização dos ensaios para a caracterização do módulo de elasticidade dinâmico não influenciaram os resultados encontrados. Supõe-se que a utilização do cimento de alta resistência inicial contribuiu para o resultado, porque os ensaios foram realizados 21 dias após a moldagem. Dessa forma, estes autores concluíram que o módulo de elasticidade dinâmico pode ser aplicado em pré-fabricados de concreto no controle tecnológico, para acompanhar a evolução da resistência do concreto e do módulo de elasticidade. Esse ensaio favorece a pré-fabricação, a racionalização da construção, pois não gera resíduo, tem alta reprodutibilidade e possibilita a avaliação das propriedades do concreto ao longo da vida útil da estrutura, a partir do mesmo corpo-de-prova.

Martin e Hornavar (1995) realizaram um estudo para avaliar a influência de diferentes propriedades do concreto em função do tempo de contato do martelo e da velocidade de pulsos de ondas de compressão produzidas por dois martelos de impacto de massas diferentes (280 g e 1,25 kg). Cada martelo de impacto foi instrumentado para que a força produzida na amostra de teste pudesse ser medida. A velocidade de pulso foi calculada utilizando um aparelho de teste de ultra-som digital, que forneceu a velocidade das ondas de compressão. O tempo de contacto e a velocidade de pulso foram calculados e a resistência à compressão medida a diferentes idades. Os resultados mostraram que o tempo de contacto diminuiu e a velocidade de pulso aumentou com a idade. Além disso, as proporções de mistura também afetam os resultados. Foi estabelecido que, o tempo de contato do impacto diminuiu, de modo que o tempo de contato real obtido foi mais afetado pelas proporções de mistura e condição geral do concreto.

Almeida e Hanai (2008) avaliaram experimentalmente, por meio de técnicas de análise dinâmica, a condição de integridade ou nível de danificação de elementos estruturais de concreto, investigando especialmente a modificação de suas propriedades modais. Foi estudada a influência da idade e da resistência à compressão de elementos de concreto simples, nos valores da frequência natural, e

conseqüentemente, nos valores do módulo de elasticidade obtidos para diferentes intensidades de danificação, introduzida por compressão simples. Os ensaios experimentais foram realizados em corpos de prova (CPs) cilíndricos e em prismas, e aplicados métodos estáticos e dinâmicos (vibração livre, transversal e longitudinal) para a determinação do módulo de elasticidade. Também foram realizados ensaios estáticos e dinâmicos em vigas de concreto armado, de tamanho reduzido, para análise do comportamento de parâmetros dinâmicos ao longo de um processo de danificação por fissuração e para a determinação da rigidez à flexão equivalente nos diferentes estágios de solitação. O método empregado para o ensaio dinâmico consistiu na obtenção da freqüência natural do primeiro modo de vibração dos prismas, submetidos a vibração livre, apoiados sobre quatro molas nos pontos nodais (Figura 3.17), simulando a condição de contorno livre-livre.



Figura 3.17. Amostra prismática de concreto para ensaio dinâmico (Almeida e Hanai, 2008).

A excitação foi provocada por impacto do martelo. A resposta do sinal foi obtida com o acelerômetro piezoelétrico instalado na extremidade ou na lateral do prisma. Foram confeccionadas três séries de amostras com resistências à compressão de: 14,4 MPa (baixa resistência, BR), 29,2 MPa (média resistência, MR) e 55,4 MPa (alta resistência, AR). Como será discutido em maior detalhe no item a seguir, o módulo de elasticidade estático (secante) foi obtido pela inclinação da reta definida do ponto de tensão equivalente a 0,5 MPa ao ponto do diagrama que corresponde a aproximadamente 30% e 40% da tensão máxima.

Cossolino e Pereira (2010) realizaram um estudo sobre o amortecimento, ou atrito interno. É uma das propriedades mais sensíveis de materiais e estruturas, tanto em escala macro quanto microscópica, sendo particularmente sensível à

presença de trincas e micro- trincas. É o fenômeno pelo qual a energia mecânica de um sistema é dissipada (principalmente pela geração de calor e/ou energia). O amortecimento determina a amplitude de vibração na ressonância e o tempo de persistência na vibração depois de cessada a excitação. Além da aplicação clássica no estudo de metais e em engenharia civil (devido à importância do amortecimento para a integridade de estruturas no caso de abalos sísmicos), a caracterização do amortecimento também vem sendo empregada no estudo de concretos para a avaliação de dano. A nucleação de trincas e micro-trincas pode ser monitorada com a caracterização do amortecimento, que aumenta devido ao atrito entre as paredes destas trincas.

O amortecimento de um sistema ou material pode ser classificado de três formas principais: interno, estrutural e fluídico (Cossolino e Pereira, 2010).

O interno está associado aos defeitos na microestrutura, granularidade e impurezas do material; efeitos termoelásticos causados por gradientes locais de temperatura. Já a estrutural está associada a perdas de energia por atrito em juntas e articulações semi-rígidas. Por último, o fluídico ocorre por resistência ao arraste em meio fluídico, por exemplo, a conversão de energia cinética de um pêndulo em energia térmica para o ar (Cossolino e Pereira, 2010).

Calcula-se o amortecimento a partir da atenuação da resposta acústica do material ou estrutura após uma excitação por impulso, ou a partir da relação entre a largura de banda e a frequência central de uma ressonância. Ambos os métodos consideram um modelo para os cálculos, normalmente o modelo de amortecimento visco elástico. A escolha do método depende da faixa do amortecimento e das frequências de vibração (Cossolino e Pereira, 2010).

O amortecimento é uma forma de dissipação de energia em um sistema oscilatório. A caracterização do sistema é importante para entender como a energia mecânica é dissipada e sua dependência com a velocidade e com a amplitude de vibração. Um modelo de amortecimento deve ser escolhido para representar essa dissipação de energia mecânica e permitir o cálculo de parâmetros comparativos de amortecimento (Cossolino e Pereira, 2010).

Existem dois tipos diferentes de modelos que são utilizados para representar o amortecimento interno, o amortecimento visco elástico e o amortecimento

histerético (ver Figura 3.18). Para qualquer dispositivo amortecedor há uma curva de histerese correspondente.

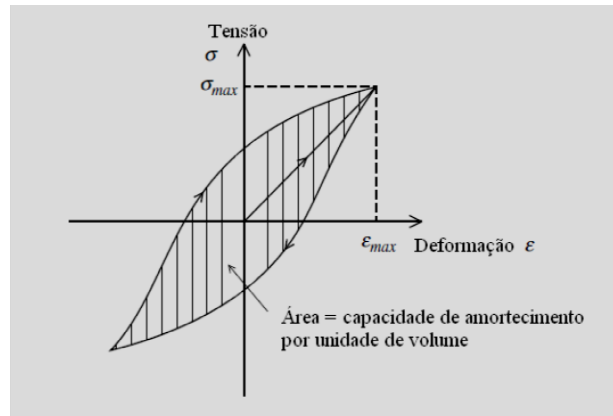


Figura 3.18. Curva de histerese típica para amortecimento mecânico (Cossolino e Pereira, 2010).

O amortecimento estrutural é o resultado da dissipação de energia mecânica causada por fricção devido ao movimento relativo entre componentes e por impacto ou contato intermitente nas articulações de um sistema mecânico ou estrutura. O comportamento da dissipação de energia depende do sistema mecânico em particular e, portanto, é extremamente complexo desenvolver um modelo analítico generalizado. A dissipação de energia é representada pelo modelo de Coulomb (Cossolino e Pereira, 2010).

Uma grande porção da dissipação de energia mecânica em edifícios, pontes, trilhos e muitas outras estruturas de engenharia civil e maquinários, ocorre através do mecanismo de amortecimento estrutural. Neste sentido o amortecimento interno torna-se insignificante comparado ao amortecimento estrutural (Cossolino e Pereira, 2010).

Os métodos de determinação do amortecimento são diversos e a escolha depende da faixa de amortecimento e da frequência de vibração. Quando um sistema oscilatório com um grau de liberdade, com amortecimento viscoso é excitado por um impulso (técnica de excitação por impulso, Sonelastic®), sua resposta vem na forma de decaimento no tempo, ver Figura 3.19 (Cossolino e Pereira, 2010).

De acordo com a metodologia utilizada por Recalde (2005) e Butterworth, Lee e Davison (2004), o decremento logarítmico pode ser calculado pela expressão:

$$\delta = \frac{1}{n} \ln\left(\frac{u_1}{u_{n+1}}\right) \quad \text{Eq. (3.1)}$$

Onde

δ : decremento logarítmico;

u_i : amplitude nos picos respectivos.

U_{t1} , U_{t2} , etc., são picos de amplitudes sucessivas, nos tempos t_1 , t_2 , etc. (ver Figura 3.20).

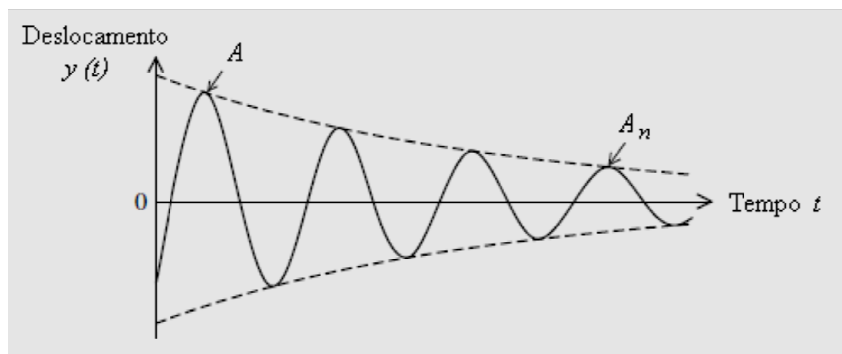


Figura 3.19. Resposta ao impulso para um oscilador simples (Cossolino e Pereira, 2010).

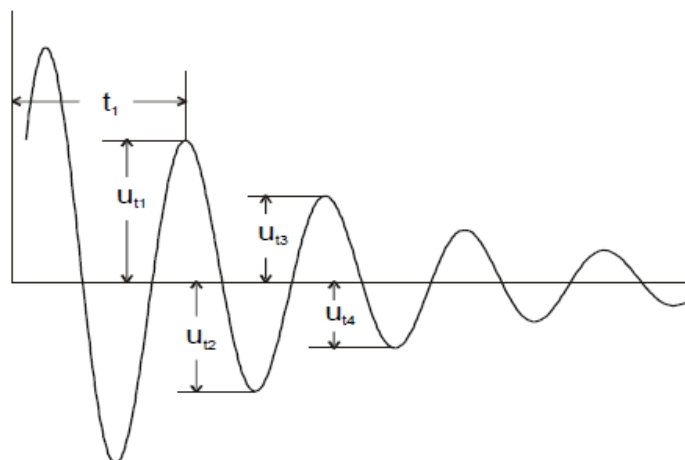


Figura 3.20. Decaimento dos deslocamentos com o tempo (Butterworth, Lee e Davison (2004).

Ainda segundo estes autores, apud Chopra (1995), o fator de amortecimento pode ser calculado pela expressão seguinte:

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \ln\left(\frac{u_{t1}}{u_{t3}}\right) \quad \text{Eq. (3.2)}$$

Onde:

ξ : fator de amortecimento;

u_t : picos de amplitudes sucessivas.

Outra forma para se calcular o fator de amortecimento é dada pela expressão abaixo:

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \quad \text{Eq. (3.3)}$$

ξ : fator de amortecimento;

δ : decremento logarítmico.

O decaimento de vibrações livres em sistemas amortecidos ideais pode ser descrito pelo envelope definido por $u(t) = Ae^{-bt}$, onde $u(t)$ é a amplitude de movimento em função do tempo. Os coeficientes “A” e “b” de tal expressão podem ser obtidos por ajuste exponencial de curva, a partir de resultados experimentais em ensaios dinâmicos. O coeficiente “b” representa o produto $\xi \cdot \omega_n$. Uma vez conhecido o valor de ξ , é possível deduzir o valor da frequência do modo de vibração que se deseja ω_n e, conseqüentemente, f_n , em Hz (ver Figura 3.21, que ilustra o ajuste da curva de decaimento).

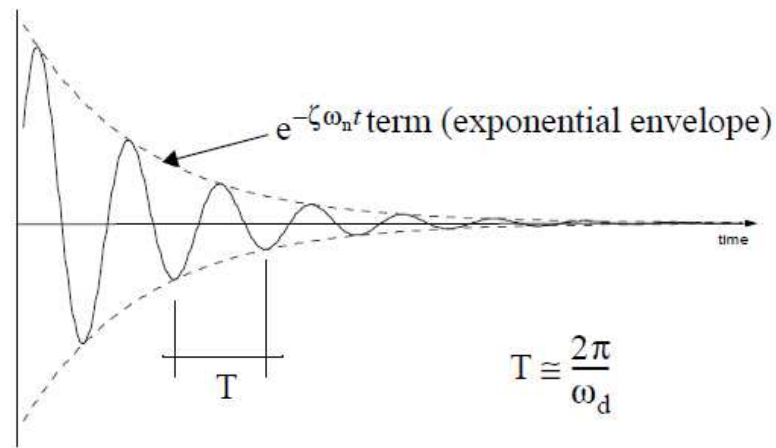


Figura 3.21. Curva de decaimento logarítmico em estruturas com amortecimento (Dyke, 2012).

A metodologia que utiliza as equações 3.1 a 3.3 é particularmente útil quando se quer identificar a frequência natural de vibração de estruturas. Segundo Diógenes et. al (2011) cada pico no espectro de frequências do sinal obtido em testes dinâmicos de estruturas corresponde a um modo de vibração e a uma frequência natural, devendo, dependendo da metodologia a ser utilizada, sendo considerado o pico correspondente ao modo de vibração em questão. Dessa forma, a outra maneira de identificar as frequências referentes aos modos de vibração de um corpo é através da transformada de Fourier. A transformada de Fourier converte o sinal no domínio do tempo em seu espectro de frequências, ou seja, no domínio da frequência (ver Figura 3.22). Computacionalmente, esse processo é realizado por algoritmos chamados de FFT- *Fast Fourier Transform* (Transformada Rápida de Fourier).

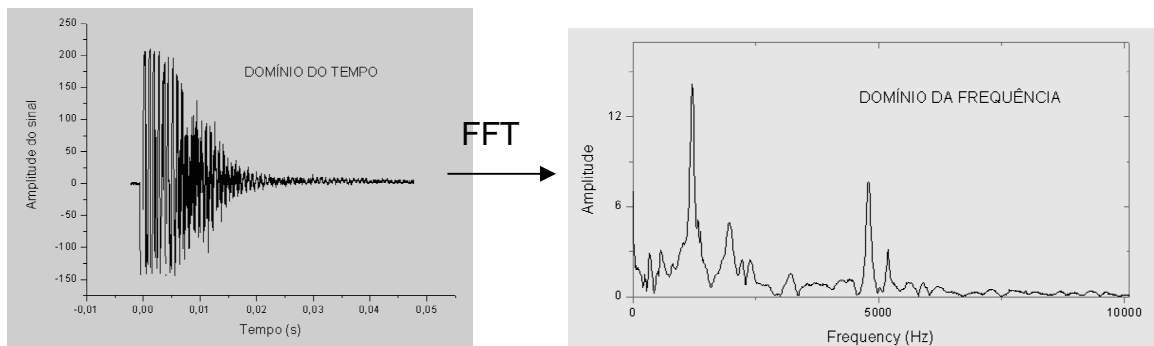


Figura 3.22. Transformada Rápida de Fourier (FFT): à direita o sinal no domínio do tempo e à esquerda o sinal no domínio da frequência (Fonte: o Autor).

A técnica de isolamento sísmico de base tem sido muito utilizada em estruturas na engenharia civil, para proteção de edifícios contra eventuais terremotos (engenharia sísmica). As vantagens que esta técnica fornece no comportamento dinâmico de estruturas submetidas à ação sísmica fazem dela uma alternativa aos métodos convencionais para combater terremotos, que são baseados somente na resistência estrutural e na capacidade de dissipação de energia, com isto a preservação de danos dos elementos estruturais dos edifícios fica objetivada. Desta maneira os edifícios isolados fornecem mais segurança que os demais (Cossolino e Pereira, 2010).

O conceito de isolamento de base consiste em desacoplar o edifício ou a superestrutura dos componentes horizontais do movimento do solo, pela interposição de elementos estruturais de baixa rigidez horizontal, entre a superestrutura e a fundação. Isto permite que a frequência fundamental do edifício com isolamento de base seja inferior à frequência fundamental deste, se executado com base fixa, bem como à frequência predominante de excitação sísmica. Este tipo de isolamento vem sendo empregado em usinas nucleares, edifícios, pontes e plataformas de petróleo (Cossolino e Pereira, 2010).

A Figura 3.23 permite a visualização das mudanças no amortecimento. O gráfico apresenta duas amostras de refratários, sendo uma com dano (representada pela cor preta) e outra sem dano (cor cinza). Ambas foram excitadas por impulso com força análoga, mesmo assim é possível observar uma maior absorção de energia no sinal da amostra com dano, ou seja, com maior amortecimento. Assim, fica evidente a importância do amortecimento na investigação da qualidade e resistência dos diferentes tipos de materiais (Cossolino e Pereira, 2010).

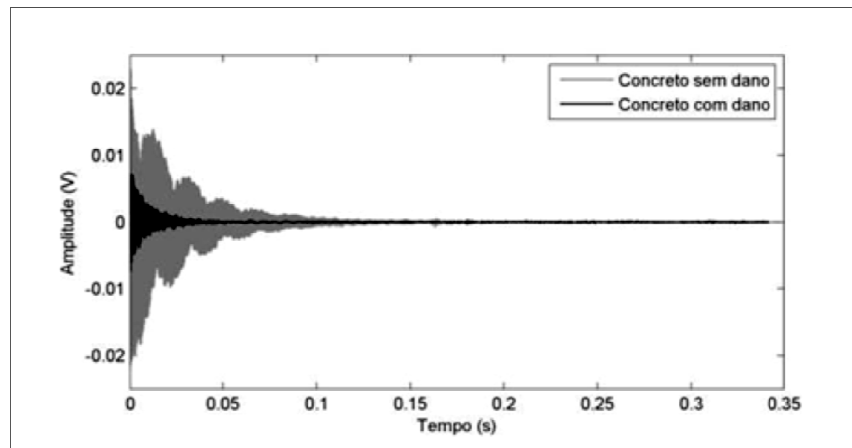


Figura 3.23. Comparação entre o sinal no tempo de um concreto que possui dano e um sem dano (algoritmo para a determinação do coeficiente de amortecimento de materiais pela técnica de excitação por impulso (Cossolino e Pereira, 2010).

3.5. Determinação do Módulo de Elasticidade Estático e Dinâmico do Concreto

O módulo de elasticidade é uma propriedade mecânica importante do concreto e imprescindível na avaliação da rigidez do material e nos cálculos para a determinação das deformações e tensões de projeto. Para o projeto estrutural, o limite de elasticidade indica a deformação máxima admitida antes do material sofrer deformação permanente e também é uma maneira de identificar o grau de restrição à deformação e afastar a possibilidade de fissuração (Almeida e Hanai, 2008).

Os métodos empregados na determinação do módulo elástico podem ser dinâmicos, através de vibrações com diminutas amplitudes de deformação, ou estáticos, que submetem o corpo de prova a uma tensão conhecida e simultaneamente mensuram a deformação induzida. Estes ensaios podem ser conduzidos tanto em temperatura ambiente como em altas temperaturas, com ou sem atmosfera controlada. O valor do módulo de elasticidade estático (E_{ce}) pode ser determinado pela declividade da curva tensão x deformação obtida quando o concreto é submetido a carregamento uniaxial de compressão ou tração, com velocidade controlada. Como a curva tensão-deformação do concreto apresenta um comportamento não-linear, existe certa dificuldade para a determinação exata do módulo de elasticidade (Metha e Monteiro, 1994; Almeida e Hanai, 2008). De acordo

com a reta utilizada para a determinação do módulo de elasticidade, este pode ser tangente ou secante como ilustra a Figura 3.24.

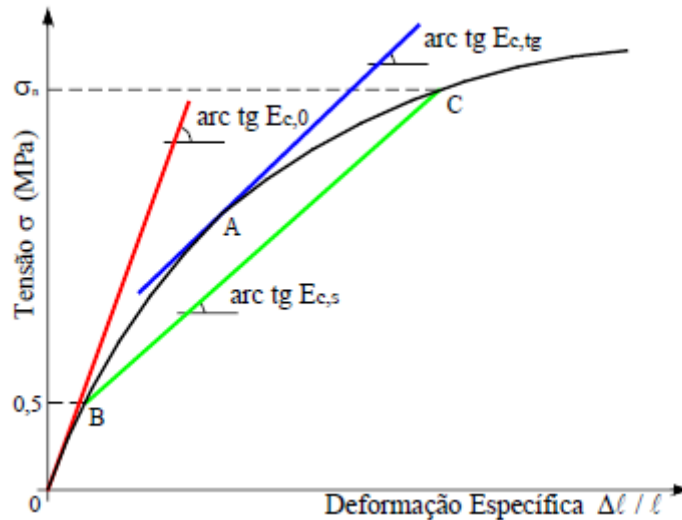


Figura 3.24. Representação dos módulos de elasticidade tangente inicial ($E_{c,0}$) tangente ($E_{c,tg}$), e secante ($E_{c,s}$) (Almeida, 2005).

O módulo tangente inicial (E_{c0}) corresponde à inclinação da reta tangente na origem (ponto B da Figura 3.24), enquanto o módulo tangente ($E_{c,tg}$) corresponde à inclinação da reta tangente em um ponto qualquer (ponto A da Figura 3.24), que se aplica a pequenas variações de carga em relação ao ponto considerado. O módulo tangente inicial (E_{c0}) não é muito utilizado, mas seu valor é importante especialmente em condições em que o concreto trabalha com uma tensão inferior a 40% de sua resistência, uma vez que o mesmo apresenta pouca variação nessas condições. O módulo secante (E_{cs}) corresponde a inclinação da reta secante definida como da origem ou de um valor mínimo ao ponto que equivale à tensão considerada (ponto C da Figura 3.24). Quanto maior o módulo mais rígido o material e menor a deformação elástica que resulta de uma dada tensão (Almeida, 2005).

De acordo com a norma NBR 8522:1984 o módulo de elasticidade secante pode ser calculado por:

$$E_{c,s} = \frac{\sigma_n - \sigma_{inf}}{\varepsilon_n - \varepsilon_0} \quad \text{Eq (3.4)}$$

Onde:

σ_n é a tensão considerada para o cálculo do módulo secante

$$\sigma_{inf} = 0,5 \text{ MPa}$$

ϵ_n é a deformação específica correspondente à tensão σ_n

ϵ_0 é a deformação específica correspondente à tensão σ_{inf}

A norma ABNT NBR 8522:1984 estabelece que podem ser consideradas tensões entre 10% e 80% da resistência final (f_c).

O erro nas medidas realizadas por este método fica em torno de 15% e são dependentes dos módulos elásticos dos acessórios de medida, da rigidez do próprio quadro de força da máquina, de arredondamentos nos cálculos, da precisão do equipamento e de quem executa o ensaio (Morrel, 2006).

Para a análise de deformações e tensões em estruturas carregadas dinamicamente o módulo de elasticidade dinâmico é o mais adequado. O módulo de elasticidade dinâmico pode fornecer informações a respeito da deformabilidade do concreto, da rigidez de um elemento estrutural, de suas ligações com outros elementos e da integridade da estrutura, inclusive daquelas que estão submetidas a ações estáticas (Diógenes et. al., 2011).

A qualidade e a reprodutibilidade dos resultados dos ensaios dinâmicos fazem com que o módulo de elasticidade dinâmico seja um parâmetro global, obtido de maneira integrada e com alto grau de precisão, por ser uma propriedade que pode ser obtida num mesmo corpo-de-prova ao longo de um determinado período. O módulo de elasticidade dinâmico é empregado em ensaios que avaliam as alterações do concreto submetido a variações no seu carregamento em seu estado de serviço, avaliando assim, a durabilidade do concreto (Diógenes et. al., 2011).

Nos ensaios dinâmicos não-destrutivos para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico pode-se considerar que este está relacionado ao comportamento elástico do concreto e que o mesmo não é afetado pela fluência, já que os níveis de vibração aplicados implicam em tensões baixas. Assim, o módulo de elasticidade dinâmico é igual ao módulo tangente a origem da curva tensão x deformação determinado no ensaio estático (Diógenes et. al., 2011).

Almeida e Hanai (2008) tentaram estabelecer uma correlação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a resistência do concreto, porém ainda não existe uma relação generalizada. Assim, a estimativa da resistência em função do valor do

módulo de elasticidade dinâmico precisa ser baseada em resultados experimentais (relação entre módulo de elasticidade dinâmico e a resistência do concreto à compressão).

A utilização de métodos experimentais não-destrutivos, que não interferem diretamente na amostra, fornece o valor do módulo de elasticidade do material de forma mais precisa. Além disso, para a análise de deformações e tensões das estruturas carregadas dinamicamente, ou daquelas sujeitas a terremotos ou cargas de impacto, é mais adequado o uso do módulo de elasticidade dinâmico (E_{cd}). A qualidade e a repetibilidade, apresentadas nos resultados dos ensaios dinâmicos, fazem com que o módulo dinâmico seja um parâmetro global, obtido de maneira integrada e com um alto grau de confiabilidade. O módulo de elasticidade dinâmico está relacionado, quase totalmente, ao comportamento elástico do concreto, já que durante a vibração são aplicadas tensões muito baixas, apresentando deformações instantâneas muito pequenas (Diógenes et. Al., 2011).

Segundo Metha e Monteiro (1994) o E_{cd} é geralmente 20, 30 e 40 % maior do que o módulo estático para concretos de alta, média e baixa resistências, respectivamente, porém, tais autores não especificam a qual módulo estático essas relações estão associadas, se ao módulo tangente, secante ou cordal.

Algumas relações empíricas relacionam o módulo estático (E_{ce}) e o dinâmico (E_{cd}), porém são limitadas a determinadas condições (Diógenes et. Al., 2011).

Por exemplo, o Código Britânico de Prática de Uso Estrutural do Concreto CP 110:1972 estabelece que: para concretos com teor de cimento menor que 500 kg/m^3 ou para concretos com agregados de peso normal a relação entre os módulos é dada pela equação (3.5):

$$E_{ce} = 1,25E_{cd} - 19 \text{ (em GPa)} \quad \text{Eq. (3.5)}$$

Já para teor de cimento maior que 500 kg/m^3 ou para concretos com agregados leves a relação de E_{ce} e E_{cd} é dada pela equação (3.6):

$$E_{ce} = 1,04E_{cd} - 4,1 \text{ (em GPa)} \quad \text{Eq.(3.6)}$$

Para Lyndon e Balandran (1986) apud Neville, 1997 a relação é dada pela equação (3.7)

$$E_{ce} = 0,83 \cdot E_{cd} \quad \text{Eq.(3.7)}$$

Entre os fatores que influenciam o valor do módulo de elasticidade dinâmico (E_{cd}) e/ou a relação entre este e o módulo estático (E_{ce}) pode-se citar a idade e a resistência. Neville (1982) mostrou que para um mesmo concreto a relação entre os módulos (estático e dinâmico) aumenta com a idade, e se aproxima de um valor final (0,8 em 12 meses de idade). O módulo dinâmico aumenta com o aumento da resistência e quanto maior o E_{cd} , menor a diferença entre E_{cd} e E_{co} (Han e Kim, 2004). Em concretos diferentes, a relação entre os módulos é tanto maior quanto maior a resistência do concreto (Neville, 1982).

A Tabela 3.1 mostra as comparações entre os módulos estáticos (E_{ce}) e dinâmicos (E_{cd}) para as amostras cilíndricas e prismas do trabalho de Almeida e Hanai (2008).

Tabela 3.1. Comparações entre os módulos estáticos (E_c) e dinâmicos (E_d) para as amostras cilíndricas e prismáticas (Almeida e Hanai, 2008).

Relação	Observação	Idade	BR	MR	AR
$E_{d,trans} / E_{c,30\%}$	dinâm trans/estát cps cilínd.	28 (ou 124) dias	28,37%	21,10%	6,02%
$E_{d,trans} / E_{c,40\%}$	dinâm trans/estát cps cilínd.	28 (ou 124) dias	28,67%	21,41%	6,18%
$E_{d,trans} / E_{c,30\%}$	dinâm trans/estát prismas	28 (ou 124) dias	13,94%	12,42%	13,97%
$E_{d,trans} / E_{c,40\%}$	dinâm trans/estát prismas	28 (ou 124) dias	14,64%	12,68%	14,16%
$E_{d,long} > E_{d,trans}$	prismas íntegros	28 (ou 124) dias	4,05%	4,54%	2,14%
$E_{d,long} / E_{c,30\%}$	dinâm long/estát cps cilínd.	28 (ou 124) dias	33,57%	26,59%	8,30%
$E_{d,long} / E_{c,40\%}$	dinâm long/estát cps cilínd.	28 (ou 124) dias	33,88%	26,92%	8,45%
$E_{d,long} / E_{c,30\%}$	dinâm long/estát prismas	28 (ou 124) dias	18,55%	17,52%	16,41%
$E_{d,long} / E_{c,40\%}$	dinâm long/estát prismas	28 (ou 124) dias	19,28%	17,80%	16,61%

BR= Baixa Resistência

MR= Média Resistência

AR= Alta Resistência

Observa-se que existe uma variação do módulo com a resistência. Os resultados experimentais obtidos confirmaram que quanto maior a resistência do concreto, maior a relação entre o módulo de elasticidade estático e o dinâmico ($E_{c,30\%}/E_{d,trans}$): série BR (Baixa Resistência)= 0,78; série MR (Média Resistência) = 0,82 e série AR (Alta Resistência) = 0,94. A relação entre os módulos ($E_c / E_{c,d}$) não apresenta grandes variações dentro do intervalo de tempo estudado para as séries BR e MR (28 dias), e os valores se aproximam de 0,8. A relação entre

os módulos apresenta crescimento com a idade para a série AR que foi analisada aos 124 dias.

Outras pesquisas revelam que a frequência de ressonância e o módulo dinâmico também são influenciados pelo tamanho do corpo-de-prova, pelas proporções da mistura (quantidade de agregado e de água), pelas propriedades dos agregados (módulo) e pelas condições de cura, tais como temperatura e umidade (Almeida e Hanai, 2008).

3.6. Concretos Leves

O emprego de concreto leve na construção civil em nível mundial tem atraído bastante atenção, pois possibilita aliar resistência e baixo peso específico. Além da melhoria obtida nessas características, os concretos leves têm importância significativa em outras propriedades dos concretos, como o módulo de deformação, retração, fluência e melhora na zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento endurecida (Rossignolo, 2005).

Diversas grandes obras pelo mundo foram feitas utilizando concreto leve, dentre elas cita-se a *Lake Point Tower* em Chicago, construída em 1968 com 71 pavimentos. Utilizou concreto leve com massa específica de 1730 kg/m^3 e resistência à compressão de 22 MPa. Esta redução na massa específica dos concretos leves é obtida pela substituição do material sólido por ar, que se faz introduzindo vazios na massa do concreto, com a incorporação de ar ou espuma, formando vazios entre as partículas de agregados, produzindo o concreto sem finos, ou ainda utilizando agregados com altos índices de vazios (Metha e Monteiro, 1994).

Um exemplo de concreto leve que utiliza agregados com alto índice de vazios é o concreto produzido com argila expandida (objeto de estudo deste trabalho), que pode ser utilizado como concreto estrutural, enchimento, vedação em prédios, pontes e obras viárias.

3.6.1. Propriedades Mecânicas do Concreto Leve Estrutural

Para uma mesma resistência mecânica, o teor de cimento em concretos leves é superior quando comparado ao concreto convencional. As partículas de agregado graúdo podem ser um fator limitador da resistência, porém não existe uma relação definida entre a resistência do agregado com a do concreto. Essa influência pode ser controlada limitando a dimensão máxima do agregado (Neville, 1997).

A resistência à compressão e a massa específica são as propriedades mais utilizadas na caracterização dos concretos leves, estando diretamente relacionadas com o tipo e a granulometria do agregado leve utilizado. A granulometria tem mais influência na massa específica e na resistência mecânica nos concretos leves do que nos concretos convencionais, isso porque a massa específica, no caso das argilas expandidas, é inversamente proporcional à dimensão. Portanto, na análise das propriedades dos concretos leves, tem-se de levar em consideração que os agregados possuem resistência mecânica relativamente baixa, sendo assim, a resistência mecânica da matriz de cimento possui grande importância na resistência do concreto (Rossignolo, 2003). A resistência à compressão do concreto leve deve ser relacionada ao teor de cimento para um dado abatimento, e não para quantidade de água. Isso ocorre devido à dificuldade em se determinar o quanto de água é absorvida pelo agregado, não sendo possível estabelecer uma relação água/cimento precisa (Metha e Monteiro, 1994).

Os concretos leves apresentam estabilização dos valores finais de resistência à compressão em idades menores, se comparado com os concretos convencionais. Geralmente, aos 7 dias, os concretos leves já alcançam mais de 80% da resistência à compressão aos 28 dias, e após esse período não há ganhos significativos de resistência (Eurolightcon apud Rossignolo, 2003).

O consumo de cimento dos concretos leves de alto desempenho varia entre 400 a 600 kg/m³, valores acima disto contribuem pouco para o aumento da resistência à compressão do concreto, uma vez que a resistência da matriz seria maior que a do agregado leve (Aïtcin, 2000 apud Rossignolo, 2003). Logo, o consumo de cimento é limitado a uma quantidade que possibilite o aumento da resistência à compressão do concreto leve.

A resistência à compressão, para dados teores de cimento e água, pode ser aumentada, reduzindo-se a dimensão máxima do agregado ou substituindo o

agregado leve miúdo por uma areia natural de boa qualidade. Porém, deve-se levar em consideração que isso acarretará em um aumento considerável de massa específica do concreto (Metha e Monteiro, 1994).

Segundo Newman & Choo (2003), assim como ocorre no concreto convencional, uma vasta gama de agregados produz uma gama correspondente de resistências. Ao comparar concreto leve com concreto convencional, é importante considerar os tipos de materiais constituintes em ambos os casos. Os fatores que afetam a resistência são:

- Resistência e rigidez das partículas agregadas – onde as partículas mais fracas exigem maior teor de cimento. A resistência do concreto depende do tipo de agregado, ligação partícula-matriz e semelhança entre partículas.

- Relação água /cimento – este tem o mesmo efeito sobre a resistência como para o concreto convencional. No entanto, a redução da relação a/c devido à absorção de água pelos agregados leves é difícil de prever e, portanto, a determinação da relação a/c para as misturas não é possível uma vez que é difícil de medir e verificar. Com isso, a mistura requer maior teor de água total.

- Teor de cimento – para uma dada trabalhabilidade, a resistência mecânica é aumentada com o acréscimo no teor de cimento, dependendo do tipo de agregados utilizados. Embora o aumento da resistência para um aumento constante do teor de cimento dependa do tipo de agregado utilizado, para um agregado leve com acréscimo do teor de cimento de 10% superior dará um aumento da resistência mecânica de aproximadamente 5%.

- Idade de ruptura – relações de resistência x idade de ruptura são semelhantes aos de concreto convencional. Quanto à hidratação, para o concreto leve é melhor do que para o concreto convencional, isso ocorre devido à reserva de água disponível no total dos poros dos agregados leves que é denominado “cura interna”. Assim o concreto com agregado leve é mais tolerante a cura inadequada do que o concreto convencional.

- Densidade – a densidade do concreto é afetada principalmente pela densidade de partículas agregadas que está relacionado à porosidade das partículas e, portanto, resistência das partículas. Assim, os agregados de diferentes densidades irão resultar em diferentes resistências do concreto, bem como as densidades (Newman e Choo, 2003).

São considerados concretos estruturais com agregado leve, aqueles que apresentarem resistência à compressão aos 28 dias acima de 17,0 MPa e massa específica até 1700,0 kg/m³ (Neville, 1997).

Lima (2010) analisou as potencialidades da argila expandida na obtenção de concretos leves que possam ser utilizados para fins estruturais em obras de construção civil, demonstrando graficamente a variação da resistência à compressão em função do teor de cimento utilizado no concreto. O uso da argila expandida no desenvolvimento experimental obteve concretos leves com resistências à compressão entre 17 e 24 MPa aos 28 dias de idade e massa específica do concreto seco em torno de 1200,0 kg/m³, demonstrando que, dependendo do módulo de deformação, o material pode ser uma excelente alternativa para a produção de concretos leves estruturais.

Maycá et. al (2009) realizaram um estudo com substituição total do agregado graúdo por argila expandida, sendo executados 09 traços com variações no teor de argila expandida (20%, 30% e 40%) e na matriz cimento areia (1:3; 1:4 e 1:5, em massa). Foram realizados ensaios de resistência à compressão aos 7 e 28 dias de idade e verificada a massa específica de cada traço. Os resultados de resistência à compressão variaram entre 10 e 33 MPa e massa específica entre 1470 kg/m³ e 1829 kg/m³.

Dall'Agnol e Andrade, 2012 avaliaram também as propriedades mecânicas de concretos leves utilizando argila expandida, conforme os métodos prescritos pela norma americana ACI 211.2-98 e pelo método de dosagem IPT/EPUSP. Verificaram que os traços moldados através do método IPT/EPUSP proporcionaram melhores resultados e constataram a importância da manutenção de um teor de argamassa alto, a fim de que o material apresente uma homogeneidade adequada, bem como o abatimento especificado. Ainda foi visto que é fundamental o papel do consumo de cimento na resistência mecânica do concreto. Através da análise de variância-ANOVA, foi verificado que o traço tem influência significativa nas duas propriedades analisadas (resistências à compressão e à tração). Todavia, a idade não apresentou influência significativa na resistência à tração, principalmente ao se considerar que os concretos foram moldados com um cimento CP V ARI, que apresenta um desenvolvimento de resistência maior nas menores idades. Os concretos leves apresentaram resistências à compressão entre 18,71 e 25,37 MPa aos 28 dias.

Moravia et. al. (2010) avaliaram a massa específica dos concretos leves com argila expandida no estado fresco e no estado endurecido e compararam com concreto convencional. Adotaram quatro traços de dosagem para avaliar a resistência à compressão visando atingir resistências entre 20 e 40 MPa . O módulo de elasticidade do concreto leve e do concreto convencional foi avaliado pelos métodos estático, dinâmico, e empírico. O módulo de elasticidade dinâmico dos concretos (módulo de Young) foi determinado a partir da medida da frequência de ressonância (transversal) de acordo com a norma ASTM C 215. Cabe salientar que poucos são os estudos disponíveis na literatura que avaliam o módulo de elasticidade do concreto com argila expandida.

A Figura 3.25 apresenta as curvas tensão x deformação para o concreto leve com argila expandida e para o concreto normal com traços projetados para atingir 40 MPa de resistência e a Tabela 3.2 apresenta os resultados para os módulos de elasticidade estático e dinâmico.

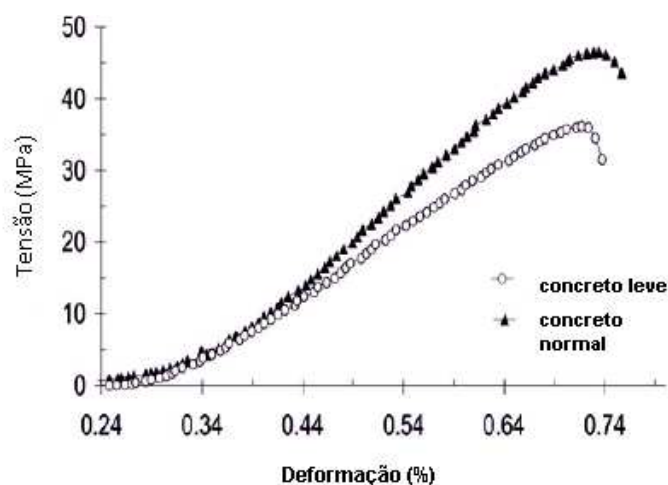


Figura 3.25. Curva tensão x deformação para o concreto leve com argila expandida e do concreto normal com traço projetado para atingir 40 MPa de resistência (Moravia et. al., 2010).

Os resultados mostraram uma melhor relação resistência/peso para o concreto leve, apesar deste tipo de concreto ter apresentado menor módulo de elasticidade e menor resistência à compressão. O módulo de elasticidade estático foi menor que o módulo de elasticidade dinâmico para ambos os tipos de concreto. Esta diferença foi atribuída às diferenças de precisão dos métodos utilizados para a determinação do módulo de elasticidade, sendo que o método de determinação a

partir da inclinação da curva tensão x deformação é considerado o mais preciso por estes autores (Moravia et. al., 2010).

Tabela 3.2. Módulo de elasticidade estático e dinâmico para o concreto normal e para o concreto com argila expandida (Moravia et. al., 2010).

Concreto	Módulo de Elasticidade Estático	Módulo de Elasticidade Dinâmico	Resistência à Compressão
Concreto normal	25,1 GPa	29,1 GPa	46,6 MPa
Concreto com argila expandida	16,0 GPa	18,2 GPa	33,4 MPa

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. Generalidades

O programa experimental deste trabalho é composto por duas partes. A primeira parte corresponde ao ensaio dinâmico de caracterização do concreto leve com argila expandida via técnica de excitação por impulso, de caráter não-destrutivo. Já a segunda parte do trabalho consistiu de ensaios estáticos destrutivos de resistência à compressão uniaxial. Os ensaios foram realizados em cilindros de concreto com o intuito de determinar o módulo de elasticidade dinâmico (E_{cd}) numa primeira etapa, visando a posterior validação da metodologia empregada por meio comparativo com o módulo de elasticidade estático (E_{ce}). A Figura 4.1 mostra um fluxograma do procedimento experimental utilizado.

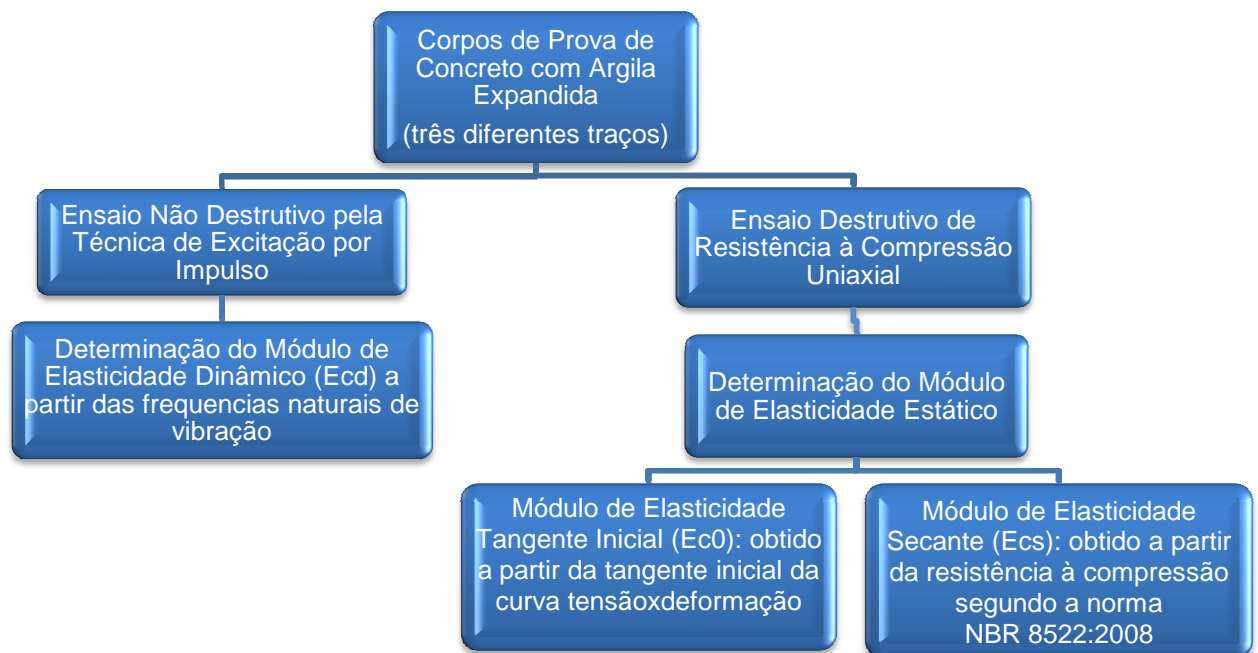


Figura 4.1. Fluxograma do procedimento experimental.

4.2. Descrição dos Corpos de Prova

Tanto para os ensaios dinâmicos não destrutivos quanto para os ensaios estáticos destrutivos de resistência à compressão uniaxial foram utilizados os mesmos corpos de prova. Os corpos de prova de concreto leve com argila expandida foram moldados na forma de cilindros com dimensões de 10x20 cm com três diferentes traços: 1:3, 1:4 e 1:5 com massa 2,386, 2,405 e 2,537 Kg respectivamente. O objetivo foi relacionar as propriedades de resistência à compressão e consumo de cimento com a magnitude do módulo de elasticidade, avaliando sua correlação estática e dinâmica. Foram utilizados dois corpos de prova para cada traço e a idade dos corpos de prova ensaiados foi de aproximadamente um ano.

Os materiais componentes do concreto utilizado neste trabalho foram:

- Cimento: CP V ARI;
- Areia: Granulometria média em estado seco;
- Argila expandida: Não continha dados do fabricante.

As propriedades físicas e químicas do cimento CP V ARI são apresentadas nas Tabelas 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1. Caracterização física do cimento CP V ARI (Dall'Agnol e Andrade, 2012).

Ensaio		Resultado
Resíduo # 0,075 mm		0,5 %
Água da pasta de consistência normal		38 %
Peso específico		3,08 g/cm ³
Superfície específica		4190 cm ² /g
Resistência mecânica (MPa)	1 dia	14,8
	3 dias	35,5
	7 dias	43,7

A areia natural empregada para a confecção dos corpos de prova é proveniente do município de Porto Alegre, extraída das margens do Lago Guaíba, cujos resultados referentes à caracterização do material estão apresentados na Tabela 4.3. A Tabela 4.4 mostra as propriedades da argila expandida.

Tabela 4.2. Composição química do cimento CP V ARI (Dall'Agnol e Andrade, 2012).

Composto	Valor (%)
SiO ₂	19,54
Al ₂ O ₃	3,87
Fe ₂ O ₃	2,97
CaO	65,4
MgO	1,89
SO ₃	2,76
Na ₂ O	0,03
K ₂ O	0,63
Cal livre	1,27
Perda ao fogo	2,47
Resíduo insolúvel	0,73

Tabela 4.3. Caracterização da areia utilizada na produção dos concretos (Dall'Agnol e Andrade, 2012).

Determinações	Método de ensaio	Resultados obtidos	
		Abertura da peneira ABNT	Porcentagem acumulada
Composição Granulométrica	NBR 7217	4,75 mm	0
		2,36 mm	0
		1,18 mm	3
		600 µm	24
		300 µm	67
		150 µm	93
		< 150 µm	100
Dimensão máxima característica (mm)		1,18	
Módulo de finura		1,87	
Massa específica (kg/dm ³)		2,64	
Massa unitária (kg/dm ³)		1,57	

Tabela 4.4. Propriedades da argila utilizada na produção dos concretos leves (Dall'Agnol e Andrade, 2012).

Propriedades	Argila expandida
Módulo de finura	1,02
Dimensão máxima característica (mm)	19
Massa unitária (kg/dm ³)	0,48
Massa específica (kg/dm ³)	0,894
Absorção d'água (%)	7

Para a moldagem do concreto foi utilizado o método do IPT/EPUSP (Helene; Terzian, 1992). Um dos parâmetros mais importantes para o método IPT/EPUSP é a manutenção do mesmo teor de argamassa para que as famílias de concreto produzido possam ser comparadas, que no caso foi de 76%. Os valores para a relação água/materiais secos (a/m) dos concretos foi de 1:3, 1:4 e 1:5, através dos quais foram desdobrados os traços de concreto leve com argila expandida, conforme mostrado na Tabela 4.5. Mais informações sobre a moldagem dos corpos de prova e propriedades dos materiais constituintes estão disponíveis em Dall'Agnol e Andrade, 2012.

Tabela 4.5. Traços dos concretos leves (Dall'Agnol e Andrade, 2012).

Relação a/c	Traço em massa (cimento:areia:argila expandida)	Consumo de cimento/m ³
0,47	1:2,04:0,96	377
0,55	1:2,18:1,2	304
0,70	1:3,56:1,44	250

a/c= relação água/cimento

4.3. Descrição do Ensaio Dinâmico Via Técnica de Excitação por Impulso

A formulação proposta pela norma americana ASTM C-215:1991 padroniza os procedimentos experimentais necessários para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico, pela medição das frequências fundamentais longitudinal de elementos de concreto. O ensaio baseado nessa norma é o método da ressonância de impacto, que consiste na utilização de um martelo de impacto, um sensor (acelerômetro piezoelétrico) e um analisador digital de sinais. A amostra pode ter seção circular ou retangular. Para obter o modo de vibração longitudinal, a aplicação do impacto e a instalação do sensor devem estar alinhadas em posições contrárias.

O ensaio dinâmico de caracterização do concreto por via técnica de excitação por impulso, de caráter não-destrutivo, utilizado neste trabalho é constituído de um acelerômetro piezoelétrico, um martelo de impacto comum e um osciloscópio (da

marca Tektronix TDS 2024B, quatro canais) conectado a um computador para armazenamento dos dados adquiridos, como ilustra a Figura 4.2.

Visando a determinação do E_{cd} obtido com a frequência ressonante longitudinal, foi posicionado o acelerômetro no final do lado longitudinalmente oposto ao ponto de aplicação da excitação (ver Figura 4.3).

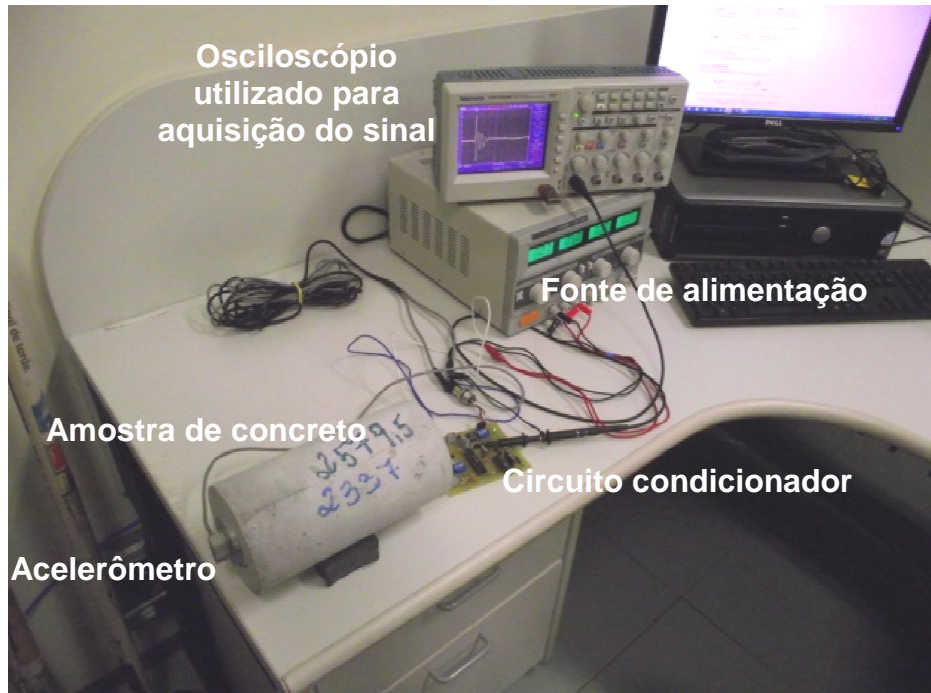


Figura 4.2. Fotografia ilustrando a montagem do sistema para ensaio dinâmico via técnica de excitação por impulso.

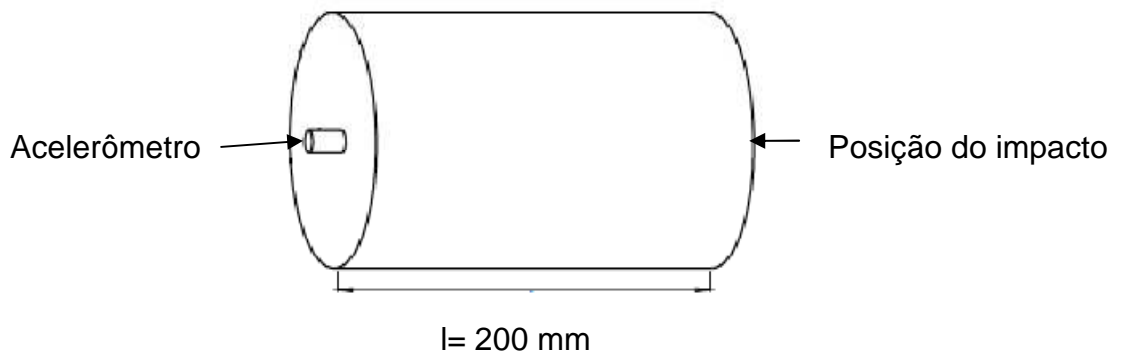


Figura 4.3. Representação esquemática do ensaio dinâmico via técnica de excitação por impulso.

Para o cálculo do módulo dinâmico (E_{cd}), utilizando a frequência fundamental longitudinal, foi utilizada a expressão indicada pela ASTM C-215: 1991:

$$E_{c,d} = D_m \times m \times (f')^2 \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Onde:

E_{cd} : é o módulo de elasticidade dinâmico (MPa);

m : massa da amostra (Kg);

f' : é a frequência fundamental longitudinal, obtida do ensaio (Hz).

D_m : é uma função de forma, dada pela expressão:

$$D_m = 5,093 \left(\frac{l}{d^2} \right) \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Onde:

l : é o comprimento da amostra (m);

d : diâmetro do cilindro (m).

Neste trabalho, o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal foi obtido por meio de ensaios dinâmicos, onde primeiramente foram determinadas as frequências naturais dos cilindros, utilizando o valor médio entre dois ensaios.

4.4. Descrição do Ensaio de Resistência à Compressão

Os ensaios para a determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade estático (E_{ce}) do concreto foram realizados por meio de ensaios simples de compressão uniaxial em corpos de prova cilíndricos (dimensões 10x20 cm), utilizando a média dos resultados de duas amostras para cada traço. Para garantir o paralelismo entre as faces superior e inferior do cilindro foi efetuado capeamento com enxofre (ver Figura 4.4).



Figura 4.4. Fotografia dos corpos de prova utilizados para os ensaios de compressão simples.

Os ensaios de resistência à compressão foram realizados com uma máquina de ensaios universal (tração e compressão) da marca *EMIC*, modelo *PC2001* (Ver Figura 4.5) no Laboratório de Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia da PUCRS. Para a obtenção da deformação foi utilizado um relógio comparador Mitutoyo com precisão de 0,01 mm.

Desses ensaios, foram obtidas as resistências à compressão e calculados os módulos de elasticidade tangente inicial (E_{co}), plotando-se o gráfico tensão x deformação.



Figura 4.5. Fotografia da máquina utilizada para os ensaios de compressão (fotografia cedida por Martimiano Krusciel de Moraes e editada pelo autor).

O módulo de elasticidade tangente inicial (E_{c0}) é obtido segundo ensaio descrito na ABNT NBR 8522:2008. Porém, esta norma cita que quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto, para a idade de referência de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando a expressão:

$$E_{ci} = 4700 F_{ck}^{1/2} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

Onde:

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial, (MPa);

F_{ck} : resistência característica do concreto, (MPa).

O módulo de elasticidade secante, E_{cs} , a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, pode ser calculado pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Onde:

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial, (MPa);

E_{cs} : módulo de elasticidade secante, (MPa).

Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou de uma seção transversal, pode ser adotado um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante E_{cs} .

Neste trabalho foram obtidos os valores tanto para o E_{c0} obtido experimentalmente quanto para E_{cs} calculado pela NBR 8522:2008.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1. Ensaios Dinâmico Via Técnica de Excitação por Impulso

Os resultados das respostas do acelerômetro foram adquiridos e visualizados na sua forma original. A Figura 5.1 mostra um gráfico típico da amplitude do sinal do acelerômetro em função do tempo, obtido pelo ensaio dinâmico. A Figura 5.2 mostra um gráfico típico do espectro de freqüências, a partir da FFT (*Fast Fourier Transform*) do sinal no tempo.

A partir da resposta temporal, os valores das freqüências foram calculados, utilizando-se o algoritmo de FFT do *software Origin*. A partir dos picos obtidos, foram investigadas as freqüências referentes aos modos de vibração, em particular ao modo longitudinal.

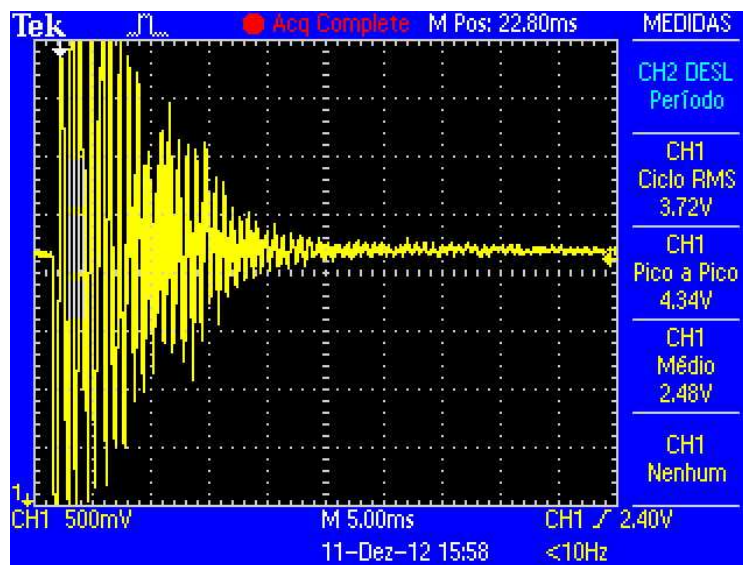


Figura 5.1. Gráfico típico das amplitudes do sinal do acelerômetro em função do tempo obtidas pelo ensaio dinâmico.

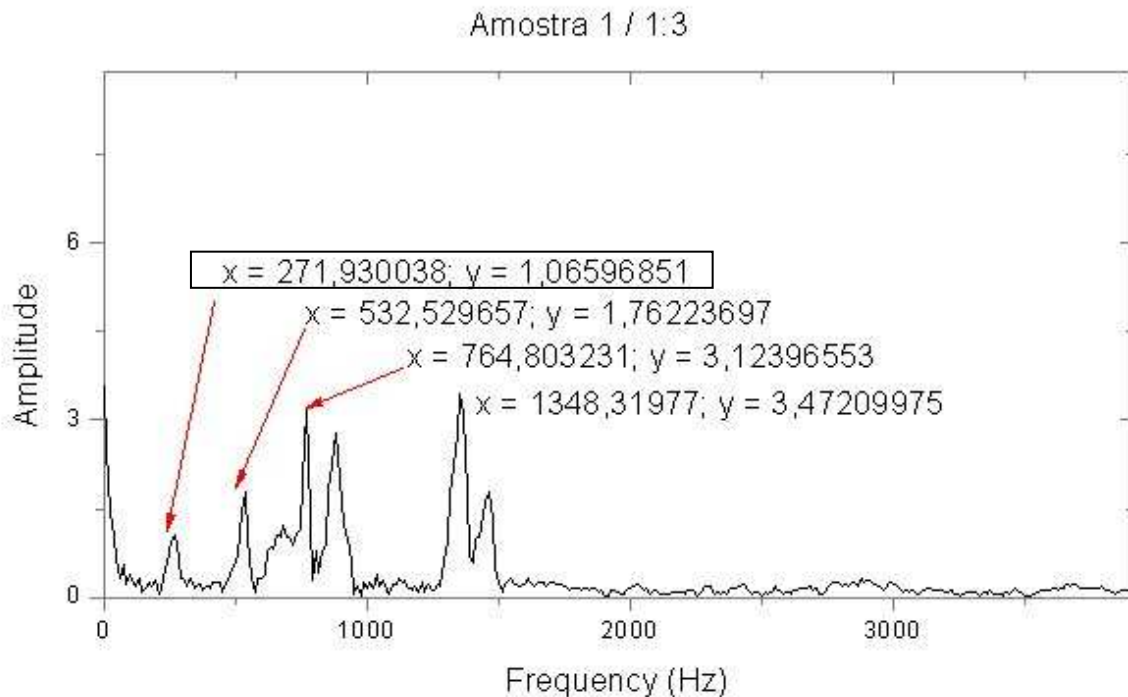


Figura 5.2. Gráfico típico das frequências do sinal do acelerômetro obtidos por FFT do sinal no tempo.

No gráfico apresentado na Figura 5.2, o valor de frequência considerado para o cálculo do módulo de elasticidade dinâmico, a partir da expressão dada pela Eq. 4.1, foi o correspondente ao primeiro pico encontrado, ou seja, $f' = 272$ Hz, para a frequência natural do modo de vibração longitudinal, no caso em exemplificação. Foi observado um pico menor, próximo ao valor de 30 Hz, para todas as amostras ensaiadas, que foi desconsiderado aqui, por ter sido atribuído ao método de fixação (apoio) do corpo de prova, que, ao ser aplicado na equação para cálculo do módulo de elasticidade dinâmico resultou em valor irreal.

Uma das características dos ensaios dinâmicos é a capacidade de detectar as frequências naturais da peça ensaiada. Na Figura 5.3 observa-se a coincidência nos picos encontrados no teste dinâmico, quando a respectiva amostra foi submetida a impactos com diferentes intensidades. Os picos similares indicam que o método é sensível às frequências de ressonância da peça e, conseqüentemente, demonstram corretamente os modos de vibração da amostra. Nesta ilustração a mesma amostra de traço 1:5 foi utilizada.

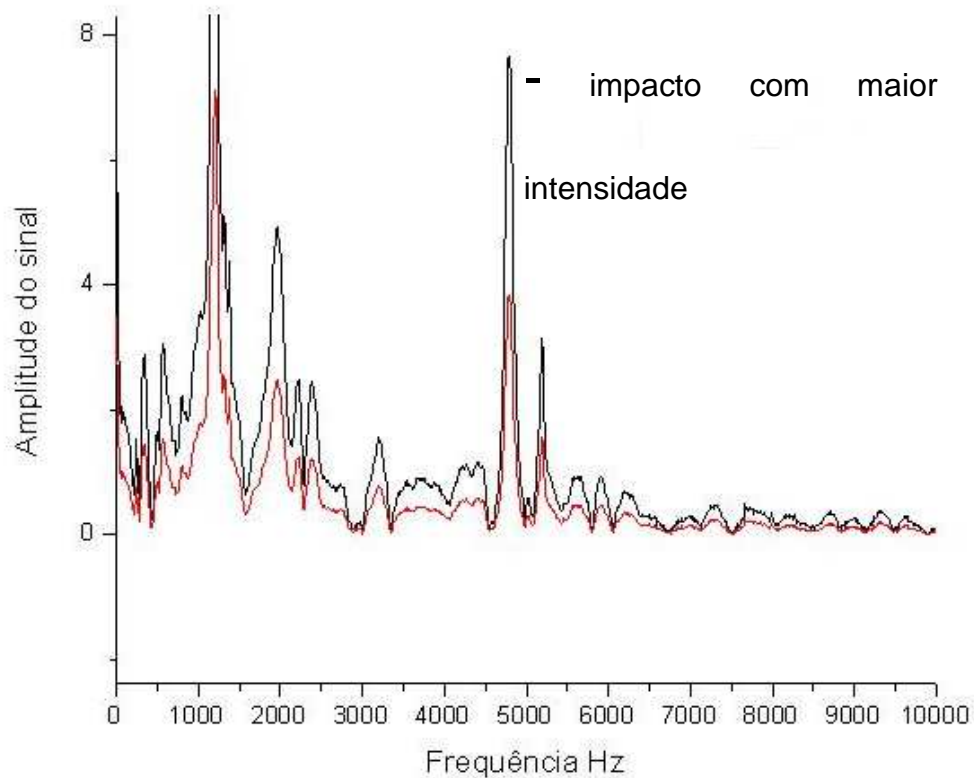
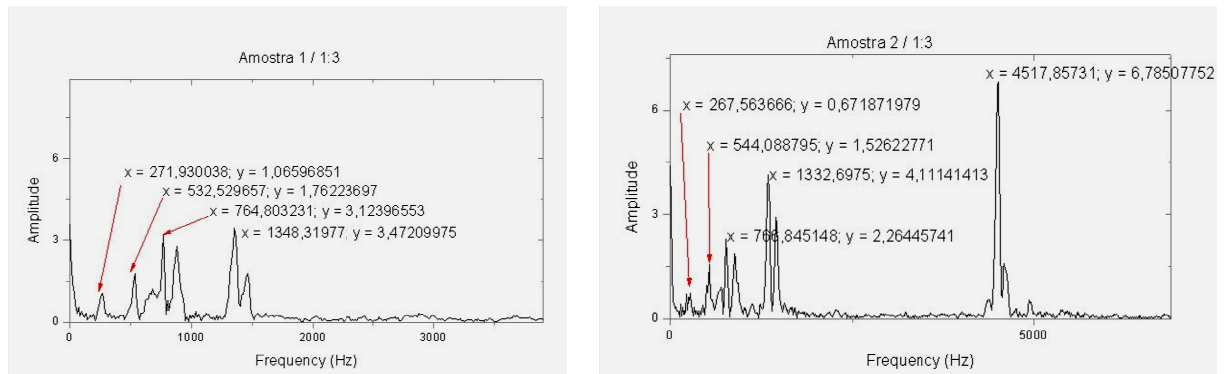
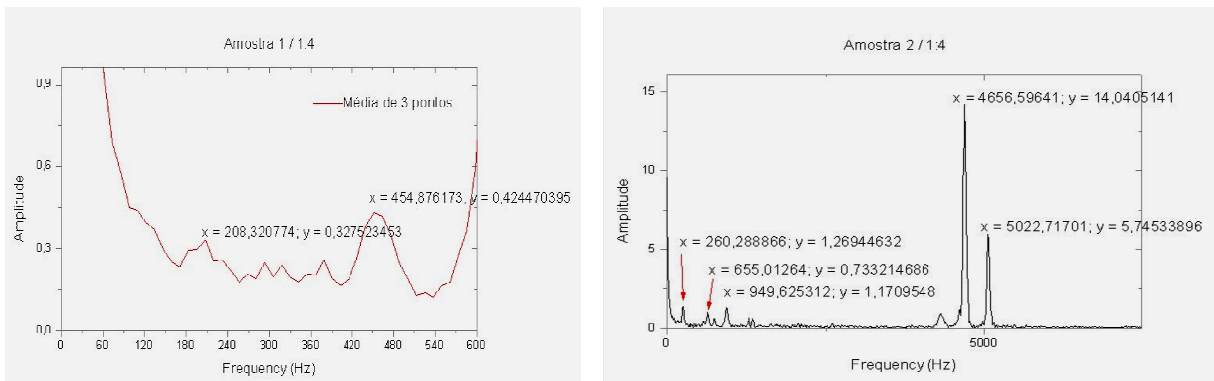


Figura 5.3. Exemplo da similaridade das curvas espectrais encontradas sob diferentes condições de impacto: os picos se repetem, indicando representar de maneira adequada os modos de vibração da amostra (curva escura, impacto com maior intensidade e curva vermelha impacto com menor intensidade).

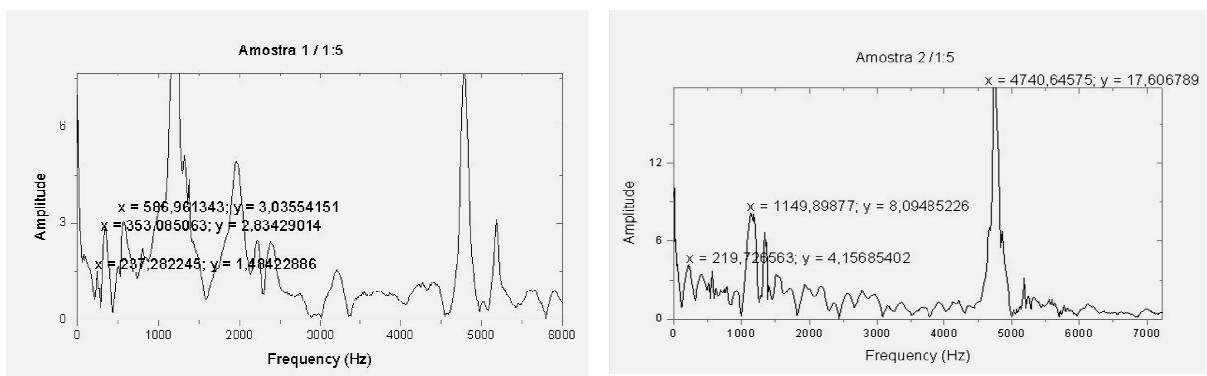
A Figura 5.4 e Tabela 5.1 mostram as frequências naturais longitudinais (f') obtidas pelo ensaio dinâmico, através de *FFT* da resposta no tempo. Foram realizados dois ensaios para cada uma das amostras, para cada um dos três traços.



a- Traço 1:3



b- Traço 1:4



c- Traço 1:5

Figura 5.4. Frequências naturais longitudinais (f') obtidas pelo ensaio dinâmico, através de FFT da resposta no tempo. O cálculo do módulo de elasticidade dinâmico, a partir da expressão dada pela Eq. 4.1, foi o correspondente ao primeiro pico encontrado. Foi observado um pico menor, próximo ao valor de 30 Hz, para todas as amostras ensaiadas, que foi desconsiderado aqui, por ter sido atribuído ao método de fixação (apoio) do corpo de prova.

Tabela 5.1. Frequência natural longitudinal f' (a direção longitudinal corresponde àquela paralela a maior dimensão do corpo-de-prova) obtida pelo ensaio dinâmico.

Traço	f' (Hz)
1:3	272
	268
1:4	208
	260
1:5	237
	219

Os valores médios do módulo de elasticidade dinâmico (E_{cd}) obtidos para os corpos de prova cilíndricos, a partir da frequência natural longitudinal (a direção longitudinal corresponde àquela paralela a maior dimensão do corpo-de-prova), são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2. Módulo de elasticidade dinâmico (E_{cd}) obtido a partir de ensaios dinâmicos via excitação por impulso (equações 4.1 e 4.2).

Traço	E_{cd} (GPa)	Média E_{cd} (GPa)
1:3	17,98	17,72±0,37
	17,46	
1:4	10,60	13,58±4,22
	16,56	
1:5	14,52	13,45±1,5
	12,39	

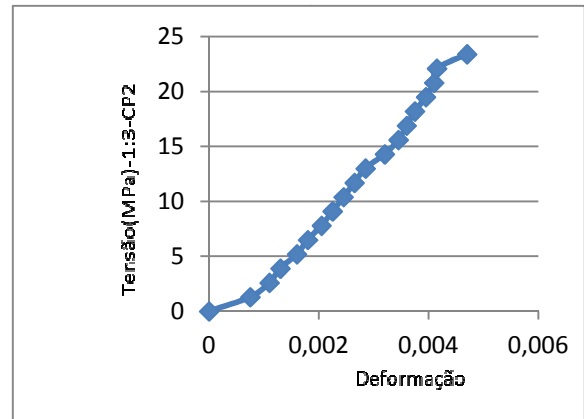
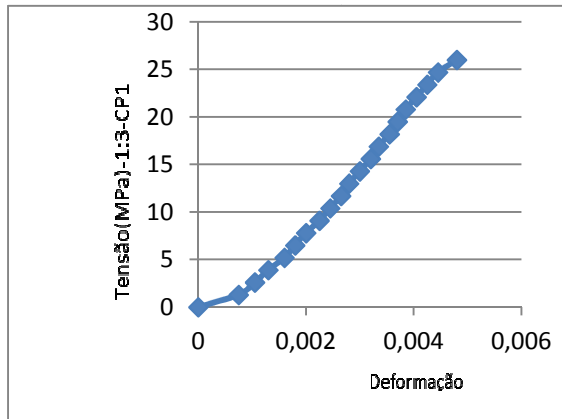
Comparando-se os diferentes traços, observa-se a influencia da atenuação da argila expandida na resposta ressonante da frequência acústica (Tabela 5.1) e consequentemente no valor do módulo de elasticidade dinâmico (E_{cd}), ver Tabela 5.2. Os corpos de prova com maior teor de argila expandida (menor teor de cimento), correspondente aos traços 1:4 e 1:5, apresentam valores inferiores de frequências acústicas naturais que o obtido com maior teor de cimento (traço 1:3). A magnitude do E_{cd} encontrado neste trabalho está de acordo com o resultado de E_{cd} encontrado por Moravia et. al. (2010), que foi de aproximadamente 18 GPa para um

concreto com argila expandida com resistência à compressão de 40 MPa. Cabe ressaltar que os concretos usados neste trabalho apresentaram resistências inferiores, como apresentado no item a seguir.

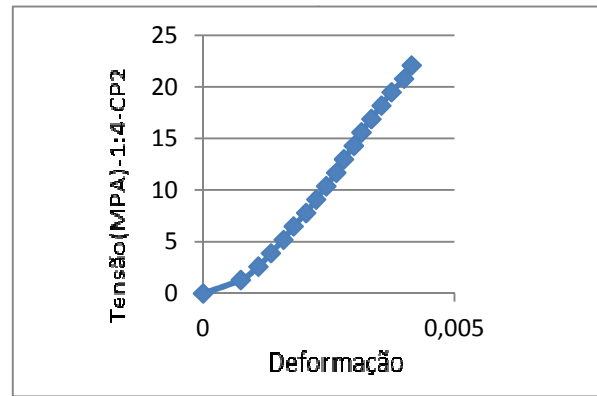
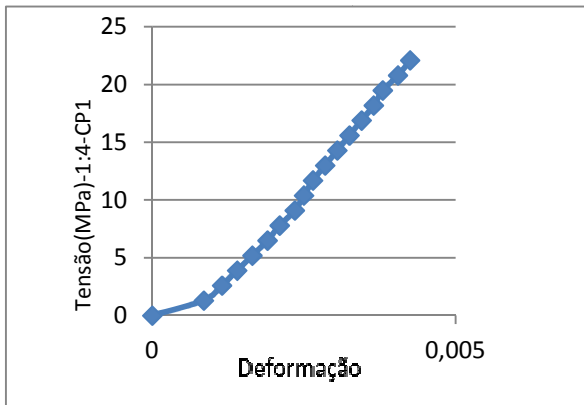
Com relação ao coeficiente de amortecimento, o mesmo apresentou um comportamento com influência da argila expandida. O amortecimento de um elemento de concreto está compreendido em uma faixa aproximadamente elástica e depende bastante do estado de tensão ao qual está submetido o elemento. Os baixos níveis de tensão (que correspondem aos CPs livres de tensão compressiva), o fator de amortecimento somado a argila expandida atenuou a resposta acústica da frequência ressonante.

5.2. Ensaio de Resistência à Compressão

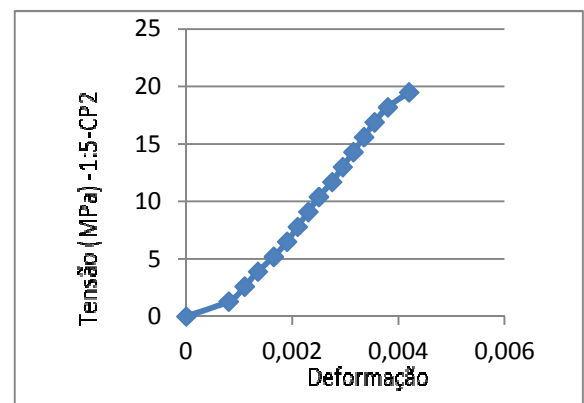
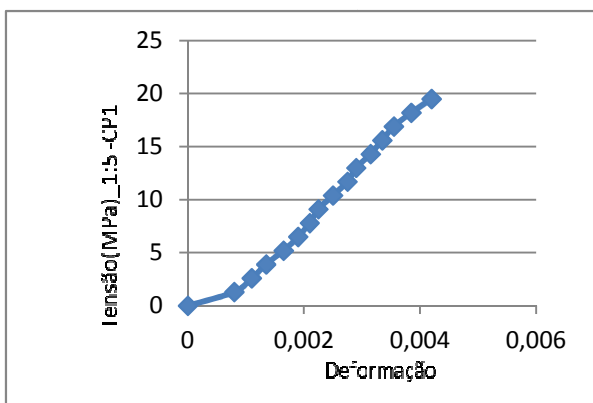
Com relação aos ensaios de compressão axial, as curvas tensão x deformação para os diferentes traços são apresentadas na Figura 5.5.



a- Traço 1:3



b- Traço 1:4



c- Traço 1:5

Figura 5.5. Curvas tensão x deformação para diferentes traços.

As equações obtidas neste trabalho apresentaram uma boa linearidade, ou seja, a deformação foi proporcional ao acréscimo de carga, com uma boa aproximação da lei de Hooke para tensão-deformação (ver Tabela 5.3).

Tabela 5.3. Regressões e Coeficiente de Determinação encontrados para o módulo de elasticidade estático.

Traço	Equação	R ²
1:3	$y=6510,8x-4,8568$	0,9947
	$y=5904,6x-3,9532$	0,9937
1:4	$y=6343,4x-5,0541$	0,9962
	$Y=6359,9x-4,6675$	0,9952
1:5	$Y=5671,1x-3,74$	0,9963
	$Y=5692,5x-3,8122$	0,9962

Os valores médios da resistência à compressão (F_c) e do módulo de elasticidade tangente inicial (E_{c0}), com o concreto curado, são apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4. Resistência à compressão (f_c) e módulo de elasticidade tangente inicial (E_{c0}) obtidos a partir de ensaios de compressão uniaxial.

Traço	Resistência à compressão (f_c) (MPa)	E_{c0} (GPa)	Média E_{c0} (GPa)
1:3	24,38±1,26	6,32	6,22±0,14
		6,12	
1:4	20,48±0,22	6,12	6,12±0,00
		6,12	
1:5	18,58±0,27	5,67	5,65±0,03
		5,63	

Os valores de resistência à compressão não variaram muito de traço para traço, pois os valores encontrados para a resistência à compressão ficaram entre 18,58 a 24,38 MPa. Salienta-se que são considerados concretos estruturais com agregado leve, aqueles que apresentarem resistência à compressão aos 28 dias acima de 17,0 MPa e massa específica até 1700,0 kg/m³ (Neville, 1997). Contudo, a resistência à compressão aumentou conforme o consumo de cimento, sendo para que para os traços 1:3, 1:4 e 1:5 o consumo de cimento por m³ foi de 377, 304 e 250, respectivamente. Observação esta que está de acordo com Metha e Monteiro (1994) que afirmam que a resistência à compressão de concretos leves está relacionada com o consumo de cimento e não com o fator água/cimento como ocorre nos concretos convencionais.

Assim como a resistência à compressão, os valores de E_{c0} encontrados a partir do ensaio de compressão foram dependentes dos traços de cimento, aumentando a medida que o conteúdo de cimento aumentou. Contudo os valores de E_{c0} foram em média baixos, variando de 5,65 a 6,22 GPa (cerca de 3 a 4 vezes menor).

Em função disso, foi calculado o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) conforme norma ABNT NBR 8522:2008, cujos resultados são apresentados na Tabela 5.5. Neste caso observa-se uma boa correlação com o E_{cd} , sendo o E_{cs} o qual foi também dependente do conteúdo de cimento, ou seja, à medida que o conteúdo de cimento aumentou houve um aumento no E_{cs} , variando de 17,22 a 19,72. Para todos os traços o E_{cs} foi maior que o E_{cd} , sendo que o E_{cs} foi em média cerca de 10,1 a 21,9% superior ao E_{cd} .

Tabela 5.5. Resistência à compressão (f_c) e módulo de elasticidade estático (E_{ce}) obtidos a partir de ensaios de compressão uniaxial.

Ecs Calculado pela NBR 8522:2008	Média Ecs Calculado pela NBR8522:2008	Percentual aproximado do E_{cs} em relação ao E_{cd}
20,08	19,72±0,51	+ 10,14%
19,36		
18,15	18,08±0,10	+ 25,90%
18,01		
17,13	17,22±0,13	+ 21,90%
17,31		

5.3. Comparação entre o Módulo de Elasticidade Estático (E_{ce}) e Módulo de Elasticidade Dinâmico (E_{cd})

A Tabela 5.6 e as Figuras 5.6 e 5.7 apresentam de forma resumida um comparativo entre os valores obtidos experimentalmente para o E_{cd} , E_{c0} e E_{cs} nos ensaios estático e dinâmico, respectivamente.

Tabela 5.6. Valores obtidos experimentalmente para o E_{cd} , E_{c0} e E_{cs} .

Traço	E_{cd} (GPa)	Média E_{cd} (GPa)	E_{c0} Método gráfico (GPa)	Média E_{c0} (GPa)	E_{cs} Calculado pela NBR (GPa)	Média E_{cs} Calculado pela NBR (GPa)
1:3	17,98	17,72±0,37	6,32	6,22±0,14	20,08	19,72±0,51
	17,46		6,12		19,36	
1:4	10,60	13,58±4,22	6,12	6,12±0,00	18,15	18,08±0,10
	16,56		6,12		18,01	
1:5	14,52	13,45±1,5	5,67	5,65±0,03	17,13	17,22±0,13
	12,39		5,63		17,31	

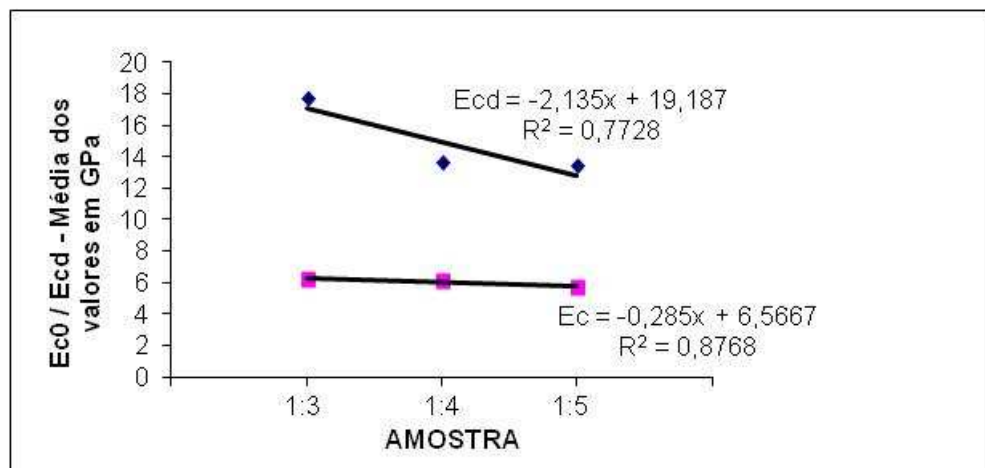


Figura 5.6. Valores médios de E_{cd} e E_{eo} obtidos pelo método gráfico para diferentes traços.

O concreto é um material que apresenta caráter heterogêneo e não linear, portanto o que se pode esperar é um valor menor para o módulo de elasticidade

dinâmico, quando comparado ao módulo de elasticidade à compressão (Metha e Monteiro, 1994). Esta observação está de acordo com o E_{cd} obtido para concreto com maior teor de argila expandida comparado com o módulo de elasticidade secante (E_{cs}). Entretanto, os valores para o E_{cd} obtidos nesse tipo de ensaio dinâmico relatados na literatura são de 20 a 30% maiores que o E_{ce} obtido experimentalmente (Metha e Monteiro, 1994).

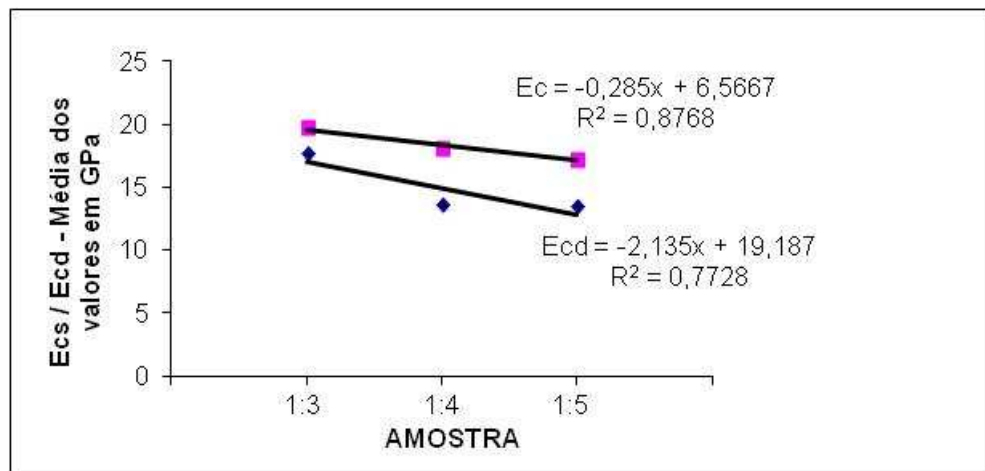


Figura 5.7. Valores médios de E_{cd} e E_{cs} calculados pela equação 4.4 da NBR 8522.

Neste trabalho o E_{cd} foi expressivamente maior que o E_{c0} pelo método gráfico embora apresente valores com a mesma ordem de grandeza do módulo de elasticidade secante (E_{cs}) obtido pela equação (4.4) da norma ABNT NBR 8522:2008. Uma das prováveis fontes de erro na determinação do E_{c0} é que a deformação foi medida com relógio comparador, o que pode ter gerado erro na leitura das deformações e cargas correspondentes. Salienta-se que pequenas variações na inclinação da curva tensão x deformação promovem grandes variações no E_{c0} .

Contudo, um estudo mais aprofundado sobre as possíveis causas das diferenças encontradas deve ser assunto de um trabalho futuro, porém, para melhor compreender os efeitos da atenuação provocada pelo teor de argila expandida no E_{cd} . Além disso, o comprimento dos corpos de prova pode influenciar, embora a literatura cite que a relação comprimento x diâmetro deva ser maior ou igual a 2, na prática se recomenda-se valores entre 3 e 5.

Considerando a metodologia utilizada neste trabalho, o E_{cs} foi o que apresentou a melhor correlação com o E_{cd} .

6. CONCLUSÕES

- Os resultados obtidos indicam que é possível correlacionar os ensaios de compressão axial e de resposta acústica para os corpos de prova testados;
- Para ambos os módulos, dinâmico e estático, houve uma tendência de aumento do seu valor com o consumo de cimento, demonstrando uma boa correlação entre os dois métodos estudados;
- Considerando a metodologia utilizada neste trabalho, o valor do módulo de elasticidade secante mostrou-se mais apropriado quando comparado com o módulo tangente inicial, devido a sua melhor correlação com o valor do módulo de elasticidade dinâmico;
- O ensaio dinâmico via técnica de excitação por impulso para o cálculo do valor do módulo de elasticidade dinâmico mostrou-se uma ferramenta com potencial para ser utilizada não só na manutenção preventiva de estruturas de concreto sujeitas a carregamentos dinâmicos, mas também na avaliação de danos causados por impacto, sendo igualmente importante como dado de entrada para modelagem numérica envolvendo impacto em estruturas.

7. PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

No contexto do trabalho, confirmou-se a necessidade de aprofundar o estudo das propriedades mecânicas da argila expandida e a quantificação de sua resistência estrutural para utilização na prevenção de sismos. A correlação do ensaio dinâmico e estático precisa ser melhor investigada quando da utilização da argila expandida, com uma maior quantidade de corpos de prova, aumentar o número de repetições dos ensaios não destrutivos, além de instrumentar o martelo de impacto, estudar o efeito de uma variação maior de traços e a influência da idade dos corpos de prova.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **ABNT** – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 8522:2008 – Módulo de Elasticidade - Padronização**. Rio de Janeiro, 1998.

- 2- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C215-08: **Standard test method for fundamental transverse, longitudinal and torsional frequencies of concrete specimens**. Philadelphia, 2008.

- 3- ALMEIDA, S F. **Análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo (2005).

- 4- ALMEIDA, S. F.; HANAI, J.B. Análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. São Carlos. V. 10, N. 44, p. 49-66, 2008.

- 5- AL-THAIRY, H.; WANG, Y.C. A numerical study of the behaviour and failure modes of axially compressed steel columns subjected to transverse impact. **International Journal of Impact Engineering**, 38, pp. 732-744, 2011.

- 6- BEER, F. P.; STAAB, G. H. **Mecânica Vetorial para Engenheiros**. Tradução de Nelson Manzanares Filho e Ariosto Bretanha Jorge; Revisão Técnica de José Carlos Amorim. 7ª ed. – Rio de Janeiro: McGraw-Hill Intera mericana do Brasil, 2006, p. 755-913.

- 7- BRIAUD J-L. **Introduction to soil erosion**. TX, USA: Texas A&M University, College Station; 2007.
- 8- BUTTERWORTH, J.; LEE, J. H.; DAVIDSON, B. **Experimental determination of modal damping from full scale testing**. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, August 2004.
- 9- CHOPRA, A. K. **Dynamics of structures**, Prentice Hall Inc.,1995.
- 10- COSSOLINO, L.C; PEREIRA, A.H.A. (publicado online em: 21/10/2010). Módulos Elásticos: Visão Geral e Métodos de Caracterização. Informativo Técnico Científico. Disponível em: <http://www.atcp.com.br/imagens/produtos/sonelastic/artigos/RT03-ATCP.pdf>. Acesso em 25 de novembro de 2012.
- 11- DALL' AGNOL, F; ANDRADE, J.O. **Avaliação das propriedades mecânicas do concreto leve com argila expandida através da análise de varância (ANOVA)**. Anais do 40º Congresso Brasileiro do Concreto-Ibracon, Maceió, Alagoas, Outubro, pp. 1-19, 2012.
- 12- DIÓGENES, H.J. F.; COSSOLINO, L. C.; PEREIRA, A. H. A.; EL DEBS, M. K.; EL DEBS, A. L. H. C. Determination of modulus of elasticity of concrete from the acoustic response. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, Volume 4, Number 5, p. 792- 813, 2011.
- 13- DYKE, Shirley J. **An Introduction to Dynamics of Structures**. Disponível em: <http://ucist.cive.wustl.edu/>. Acesso em dezembro de 2012.
- 14- FAM, A.; KIM, Y. J.; SON, J. A numerical investigation into the response of free end tubular composite poles subjected to axial and lateral loads. **Thin-Walled Structures**, 48, p. 650-659, 2010.

- 15- FIGUEIREDO, M. P.. **Aplicação do Método dos Elementos Finitos na análise estática e dinâmica de estruturas de concreto reforçado com fibras de aço**. Dissertação de Mestrado apresentada na Escola de Engenharia da UFRGS, 2006, 109 p.
- 16- HARTIK, I.E., SHAABAN, A.M., GESUND, H., VALLI, G,Y,S,, WANG, S,T. United States bridge,failures, 1951e1988. **Journal of Performance of Construction Facilities**. V.4(4),pp. 272-277,1900.
- 17- HAN S.H.; KIM, J.K. Effect of temperature and age on the relationship between dynamic and static elastic modulus of concrete. **Cement and Concrete Research**, v.34, p.1219-1227, 2004.
- 18- HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. Manual de dosagem e controle do concreto. São Paulo: **PINI**, 1992. 349p.
- 19- **Impactos frontais de um automóvel com poste**: Disponível em: TORESAN JR., Wilson. Disponível em: <http://www.acrigs.com.br/download/wilson-apostila-colisao.pdf>. Acesso em 17 de julho de 2011, p. 7; 8; 15 e 12.
- 20- KHALILI, S. M. R.; SABOORI, B. Transiente dynamics analysis of tapered FRP composite transmission poles using finite element method. **Composite Structures**, 92, p. 275-283, 2010.
- 21- LIMA, I.G.C.A. **Um Estudo sobre Produção do Concreto Leve Estrutural**. UNIVERSIDADE ESTADUAL DE FEIRA DE SANTANA. Trabalho de conclusão de curso realizado pela disciplina Projeto Final II do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Feira de Santana, 2010.
- 22- LUNDQVIST, Peter; RYDÉN, Nils. Acoustoelastic effects on the resonance frequencies of prestressed concrete beams – Short – term measurements. **NDT&E International**, 50, p. 36-41, 2012.

- 23- MAYCÁ, J.; RECENA, F.A.P.; CREMONNINI, R.A. **Estudo da resistência à compressão de concretos leves produzidos com argila expandida nacional.** Anais do 37º Congresso Brasileiro do Concreto- Ibracon, PP. 1-11, Outubro, 2009.
- 24- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. (1994). **Concreto: estrutura, propriedades e materiais.** São Paulo: Pini.
- 25- MORAVIA, W.G, GUMIER, A.G., VASCONCELOS, W.L. Efficiency Factor and Modulus of Elasticity of Lightweight Concrete with Expanded Clay Aggregate. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, Vol. 3, N. 2, p. 195 – 204, 2010.
- 26- MORREL, R. NPL Measurement Good Practice Guide - Elastic Module Measurement. **UK National Physical Laboratory Report**, n. 98, 2006. 100 p.
- 27- NEWMAN, J.; CHOO, B. S. **Advanced concrete technology.** Department of civil engineering, Imperial college, London – ELSEVIER, 2003.
- 28 – **Princípio de funcionamento da Técnica de Excitação por Impulso.** Disponível em: <http://www.atcp.com.br/pt/produtos/caracterizacao-materiais/sonelastic/tecnica-excitacao-impulso.html> . Acesso em 28 de novembro de 2011.
- 29- RECALDE, J. J., **Vibration characteristics and use in concrete damage assessment.** MSc Dissertation, North Carolina State University, 2005.
- 30- ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C. **Concreto estrutural leve. Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações.** G.C. Isaia (Editor). São Paulo: IBRACON, 2005. Vol.2. p. 1333-1362.
- 31- SHARMA, H.; HURLEBAUS, S.; GARDONI, P. Performance-based response evaluation of reinforced concrete columns subject to vehicle impact. **International Journal of Impact Engineering**, 43, pp 52-62, 2012.

- 32- SON, J.; FAM, A. Finite element modeling of hollow and concrete-filled fiber composite tubes in flexure: Model development, verification and investigation of tube parameters. **Engineering Structures**, 30, pp 2656-2666, 2008.
- 33- SUTER, R. **Reinforcement of bridge piers with FRP sheets to resist vehicle impact**. IABSE symposium, Lisbon, Portugal; 2005.
- 34- THILAKARATHNA, H. M. I; THAMBIRATNAM, D. P; DHANASEKAR, M.; PERERA, N. Numerical simulation of axially loaded concrete columns under transverse impact and vulnerability assessment. **International Journal of Impact Engineering**, 37, p. 1100-1112, 2010.
- 35- TORESAN JR., Wilson. **Colisão de automóveis em postes de concreto armado: estudo do fenômeno e desenvolvimento de uma metodologia de cálculo de velocidade**. Disponível em: <http://www.acrigs.com.br/download/wilson-apostila-colisao.pdf>. Acesso em 17 de julho de 2011, p. 1-31.
- 36- VANDERBILT, M. D.; CRISWELL, M. E. Analysis and design of single-pole transmission structures. **Computers and Structures**, vol. 28, nº 4, pp. 551-562, 1988.
- 37- WANG, H.C.; MEREDITH, D. The crush analysis of vehicle structures. **International Journal of Impact Engineering**, Vol. 1, nº 3, p. 199-225, 1983.
- 38- WARDHANA, K., HADIPRIONO, F.C. Analysis of recent bridge failures in the United States. **Journal of Performance of Construction Facilities**. V. 17(3), pp. 144 -150, 2003.
- 39- WU, W.; THOMSON, R. A study of the interaction between a guardrail post and soil during quasi-static and dynamic loading. **International Journal of Impact Engineering**, 34, pp 883-898, 2007.

40- YANG, M.; QIAO, P. Analysis of cushion systems for impact protection design of bridges against overweight vehicle collision. **International Journal of Impact Engineering**, 37, pp 1220-1228, 2010.

41- ZINEDDIN, M.; KRAUTHAMMER, T. Dynamic response and behavior of reinforced concrete slabs under impact loading. **International Journal of Impact Engineering**, V.34, pp. 1517-1534, 2007.

