



Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica
Mestrado - Doutorado

**AVALIAÇÃO DE MODELOS REOLÓGICOS PARA
CONCRETO SUBMETIDO A REAÇÃO ÁLCALI-
AGREGADO BASEADA EM ANÁLISE NUMÉRICA DE
AMORTECIMENTO**

por

Marlon de Barros Cavalcanti

*Tese de Doutorado apresentada à Universidade Federal da Paraíba
para obtenção do grau de Doutor.*

MARLON DE BARROS CAVALCANTI

**AVALIAÇÃO DE MODELOS REOLÓGICOS PARA
CONCRETO SUBMETIDO A REAÇÃO ÁLCALI-
AGREGADO BASEADA EM ANÁLISE NUMÉRICA DE
AMORTECIMENTO**

Tese apresentada ao curso de Pós-Graduação
em Engenharia Mecânica da Universidade
Federal da Paraíba, em cumprimento às
exigências para obtenção do Grau de Doutor.

Orientador: Sandro Marden Torres

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

C376a Cavalcanti, Marlon de Barros.

AVALIAÇÃO DE MODELOS REOLÓGICOS PARA CONCRETO SUBMETIDO
A REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO BASEADA EM ANÁLISE NUMÉRICA DE
AMORTECIMENTO / Marlon de Barros Cavalcanti. - João
Pessoa, 2020.

174 f. : il.

Orientação: Sandro Torres.

Tese (Doutorado) - UFPB/CT.

1. Reação Álcali-Agregado. 2. Modelo Reológico. 3.
Amortecimento. I. Torres, Sandro. II. Título.

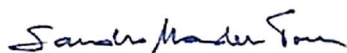
UFPB/BC

AVALIAÇÃO DE MODELOS REOLÓGICOS PARA CONCRETO SUBMETIDO A REAÇÃO ÁLCALI- AGREGADO BASEADA EM ANÁLISE NUMÉRICA DE AMORTECIMENTO

por

MARLON DE BARROS CAVALCANTI

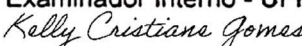
Tese aprovada em 16 de dezembro de 2019



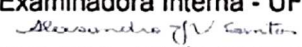
Prof. Dr. SANDRO MARDEN TORRES
Orientador - UFPB



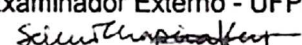
Prof. Dr. RODINEI MEDEIROS GOMES
Examinador Interno - UFPB



Profa. Dra. KELLY CRISTIANE GOMES DA SILVA
Examinadora Interna - UFPB



Prof. Dr. ALEXSANDRO JOSÉ VIRGINIO DOS SANTOS
Examinador Externo - UFPB



Prof. Dr. SELMO CHAPIRA KUPERMAN
Examinador Externo

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Pedro e, principalmente, dona Maria Jandira, pelo amor e dedicação, o meu eterno reconhecimento e gratidão do exemplo de vida e orientação (in memoriam).

A minha esposa Joseilda, que nos momentos importantes da vida caminhou ao meu lado e onde sua generosidade e apoio tornaram possível a conclusão deste doutorado. A ela dedico todo meu amor.

As minhas filhas Lívia Maria e Maria Júlia, presentes de Deus, que me fazem ter fé no futuro e prosseguir na direção de um mundo melhor.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, ao orientador e amigo Prof. Dr. Sandro Marden Torres, ao apoio financeiro da Chesf e acadêmico da UFPB, ao Prof. Dr. Aerson Moreira Barreto pelo apoio dos ensaios de ressonância que serviram de base a construção da presente Tese, ao Prof. Dr. Leandro Francisco Moretti Sanchez pela oportunidade de doutorado sanduíche no Canadá e, a todos que compõem os Programas de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica e Engenharia dos Materiais da UFPB, incluindo funcionários, estudantes, professores e em especial ao Prof. Dr. Ricardo Vasconcelos Gomes da Costa, que em muito contribuíram para a conclusão do presente Doutorado.

Profissionalmente, agradeço ao Eng. Alberto Jorge Coelho Tavares Cavalcanti por compartilhar sua experiência e dados sobre as barragens da Chesf, ao Eng. Robson Afonso Botelho pelas oportunidades profissionais que me proporcionou na Chesf e, aos Eng. Marcel Chasse e Eng. Juan Pablo Morales pelo entusiasmo de compartilhar conhecimento e possibilitar conhecer as instalações da barragem de Mactaquac no Canadá.

A todos os referidos e a muitos outros que não foram citados, meu sincero muito obrigado.

AVALIAÇÃO DE MODELOS REOLÓGICOS PARA CONCRETO SUBMETIDO A REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO BASEADA EM ANÁLISE NUMÉRICA DE AMORTECIMENTO

RESUMO

Parâmetros estruturais podem ser elucidativos quanto aos efeitos da Reação Álcali-Agregado (RAA) em concretos, sendo os componentes elásticos e viscosos deste material, sob tal patologia, obtidos por análise do espectro vibracional na frequência de ressonância dos esforços dinâmicos longitudinais. Os parâmetros encontrados nas vigas de concreto ensaiadas por ressonância são: amortecimento, fator de perda e módulo de elasticidade. Tais parâmetros advêm da análise de dados dos ensaios no domínio da frequência (amplitude vs. frequência), onde se emprega equivalência entre amortecimento viscoso e de histerese. Na obtenção do fator de perda e amortecimento se utiliza para ajuste de curva o método dos mínimos quadrados, com minimização do erro entre os dados da curva experimental e aqueles da curva teórica de ressonância no espectro da frequência. A frequência de ressonância usada nas análises é identificada comparando a frequência natural teórica com as frequências obtidas nos ensaios, sendo fundamental a aderência de comportamento da função de resposta de frequência dos ensaios com a teórica. Dentre os parâmetros oriundos da análise de ressonância o amortecimento é ponto-chave em abordagem numérica sugerida para avaliar modelos reológicos, a serem adotados na predição dos efeitos da RAA sobre o concreto no tempo, onde amortecimento faz-se dependente da frequência na consideração da matriz global de amortecimento, definida como combinação linear de matrizes globais de massa e rigidez (amortecimento de Rayleigh), sendo possível assim determinar valores para parâmetros mecânicos de elementos como mola e amortecedor, os quais podem ser associados de várias formas na composição de modelos reológicos, possibilitando prever não destrutivamente a evolução e comportamento de parâmetros globais e frações do concreto. Palavras chaves - Reação Álcali-Agregado, Modelo Reológico, Amortecimento.

EVALUATION OF RHEOLOGICAL MODELS FOR CONCRETE SUBMITTED TO ALKALI-AGGREGATE REACTION BASED ON NUMERICAL ANALYSIS OF DAMPING

ABSTRACT

Structural parameters can be elucidative as to the effects of the Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concrete, being the elastic and viscous components of this material, under such pathology, obtained by analysis of the vibrational spectrum at the resonant frequency of longitudinal dynamic stresses. The parameters found in the resonance tested concrete beams are: damping, loss factor and modulus of elasticity. These parameters come from the data analysis of the tests in the frequency domain (amplitude vs. frequency), where equivalence between viscous damping and hysteresis is employed. In obtaining the loss factor and damping is used for curve fitting the least squares method, with error minimization between the experimental curve data and those of the theoretical resonance curve in the frequency spectrum. The resonant frequency used in the analyzes is identified by comparing the theoretical natural frequency with the frequencies obtained in the tests, and the behavioral adherence of the frequency response function of the tests with the theoretical is fundamental. Among the parameters derived from the resonance analysis, damping is a key point in a numerical approach suggested to evaluate rheological models, to be adopted in the prediction of the effects of AAR on concrete over time, where damping is frequency dependent in the consideration of the global damping matrix, defined as a linear combination of global mass and stiffness matrices (Rayleigh damping), thus it is possible to determine values for mechanical parameters of elements such as spring and damper, which can be associated in various ways in the composition of rheological models, making it possible to predict non-destructively the evolution and behavior of global parameters and fractions of the concrete. Keywords - Alkali-Aggregate Reaction, Rheological Model, Damping.

SUMÁRIO

1.	APRESENTAÇÃO	1
1.1	INTRODUÇÃO	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.2.1	GERAL	3
1.2.2	ESPECÍFICOS	3
1.3	ESTRUTURA DA TESE	3
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	BREVE HISTÓRICO	5
2.2	EXPANSÃO IMPOSTA	13
2.3	ANISOTROPIA DA EXPANSÃO	14
2.3.1	EXPANSÃO LIVRE	15
2.3.2	EXPANSÃO SOB CARGA OU CONFINADA	15
2.3.3	INFLUÊNCIA DA RESTRIÇÃO	17
2.4	DEGRADAÇÃO MECÂNICA	18
2.5	FENÔMENOS ENVOLVIDOS	23
2.5.1	FLUÊNCIA	23
2.5.2	UMIDADE	23

2.5.3 FISSURAÇÃO.....	24
2.5.4 TEMPERATURA	25
2.6 TIPOS DE MODELO	26
2.6.1 MODELOS MACROESTRUTURAIS.....	28
2.6.2 MODELOS MICROESTRUTURAIS	32
2.7 EXPANSÃO E REOLOGIA	36
3. ANÁLISE DINÂMICA	38
3.1 PARÂMETROS E ENSAIOS	38
3.2 ENSAIO DE RESSONÂNCIA.....	39
3.3 PROCEDIMENTO DE ENSAIO	41
3.4 AMORTECIMENTO NO CONCRETO	44
3.4.1 COMPARATIVOS DE FREQUÊNCIA, MÓDULOS E AMORTECIMENTO VS. IDADE.....	45
3.4.2 CONSIDERAÇÕES DO AMORTECIMENTO.....	46
3.5 AMORTECIMENTO E RAA.....	47
3.6 EQUIVALÊNCIA DE AMORTECIMENTOS	51
3.7 CÁLCULO DO AMORTECIMENTO.....	52
3.7.1 LARGURA DE BANDA DE MEIA POTÊNCIA (HALF-POWER BANDWIDTH)	52
3.7.2 AJUSTE DE CURVA.....	54
3.7.3 OUTROS MÉTODOS	59
3.8 RESSONÂNCIA POR ELEMENTOS FINITOS.....	62

3.8.1 ENSAIO VS. SIMULAÇÃO	70
3.8.2 SIMULAÇÃO DE RESSONÂNCIA.....	74
3.9 MISTURAS DE CONCRETO.....	76
3.10 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE RESSONÂNCIA	79
4. REOLOGIA	92
4.1 REOLOGIA NO TEMPO E FREQUÊNCIA	92
4.2 REOLOGIA NO TEMPO	92
4.3 REOLOGIA NA FREQUÊNCIA	96
4.4 FATOR DE QUALIDADE.....	99
4.5 AMORTECIMENTO E REOLOGIA.....	99
4.5.1 AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH.....	100
4.5.2 RAYLEIGH VS. REOLOGIA.....	102
4.6 PREVISIBILIDADE DO AMORTECIMENTO.....	105
4.7 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE REOLOGIA.....	107
4.8 REOLOGIA E SIMULAÇÃO DE EXPANSÃO	118
5. VISCOELASTICIDADE.....	130
5.1 DESACOPLAMENTO E RAA	130
5.2 RESULTADOS DAS ANÁLISE DE DESACOPLAMENTO	131
5.3 COMPARATIVO DE COMPONENTES	137
6. CONCLUSÕES	140
7. TRABALHOS FUTUROS	143

REFERÊNCIAS	145
-------------------	-----

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Vazio no concreto de Moxotó preenchido por gel (MIELENZ, 1984)	8
Figura 2.2 - PA-IV: a) Vista geral; b) Fissura em mapa na guia da comporta; c) Infiltração entre camadas de concretagem; d) Fissura na crista da barragem; e) Desalinhamento da tampa do gerador (AUTOR/CHESF)	11
Figura 2.3 - Mactaquac: a) Vista geral; b) Fissura no piso do gerador; c) Junta expansível na tubulação; d) Pilar da ponte rolante com prumo desalinhado no encontro apoio/viga; e) Blindagem da sucção raspada pela pá do rotor (AUTOR/NB POWER)	12
Figura 2.4 - Modelo de expansão como curva sigmoide no tempo (GIORLA, 2013)	13
Figura 2.5 - Expansão em 10 dias das vigas de concreto confinadas após liberadas (AUTOR - adaptado de BARRETO, 2019)	16
Figura 2.6 - Comportamento de elemento estrutural afetado por RAA: a) Padrão de fissuramento em elemento sem armadura no topo; b) Padrão de fissuramento em elemento com armadura no topo e base (ESPOSITO, 2016 - adaptado do ISE, 1992)	18
Figure 2.7 - Degradação do módulo de elasticidade de concreto submetido a RAA segundo autores indicados e modelo (KAWABATA et al., 2016a)	19
Figura 2.8 - Resultados experimentais dos concretos RR1 e RR2: a) Expansão; b) Módulo estático; c) Resistência à compressão; d) Resistência à tração (ESPOSITO, 2016)	20
Figure 2.9 - Dados experimentais da literatura: a) Módulo elástico estático; b) Módulo elástico dinâmico (ESPOSITO, 2016)	21
Figura 2.10 - Tendências de redução do módulo de elasticidade (SANCHEZ et al., 2017)	22
Figura 2.11 - Dano imposto por RAA para diferentes tipos de agregados (ESPOSITO, 2016 - adaptado de SANCHEZ et al., 2015)	24
Figura 2.12 - Dano qualitativo de RAA vs. nível de expansão (SANCHEZ et al., 2015) ..	25
Figura 2.13 - Efeito da temperatura em expansão de RAA (SAOUMA e PEROTTI, 2006)	25

Figura 2.14 - Pesos para redistribuição da expansão volumétrica da RAA em casos selecionados (SAOUMA e PEROTTI, 2006)	29
Figura 2.15 - Comparação entre pontos experimentais e modelo de expansão (CAPRA e SELLIER, 2001).....	30
Figura 2.16 - Influência da localização das bolsas de gel sobre o padrão de fissura (GIORLA, 2013)	32
Figura 2.17 - Influência de carga sobre orientação de fissuras (baseado no modelo de Dunant - GIORLA, 2013)	33
Figura 2.18 - Modelo reológico incorporando células de expansão (ESPOSITO, 2016) ...	35
Figura 2.19 - Estados inicial e deformados na vertical no tempo por uso de elementos finitos para os modelos reológicos de Burgers e Kelvin-Voigt (GIORLA, 2013)	37
Figura 3.1 - Esquema do ensaio de ressonância longitudinal (modificado de BARRETO, 2019).....	40
Figura 3.2 - Fator de perda e módulo de elasticidade encontrados para o aço (JUNG et al., 2006).....	42
Figura 3.3 - FRF longitudinal experimental e curva de ressonância adimensional para o 3º modo do aço; experimental - linha contínua; teórica - linha tracejada (AUTOR)	43
Figura 3.4 - Barra de aço para teste de configuração: A) Vista geral; B) Detalhe do furo para acoplamento de sensor (BARRETO, 2019)	43
Figura 3.5 - Diagrama esquemático de cálculo do fator de perda (NAGY, 1997).....	45
Figura 3.6 - Relações diversas entre parâmetros em ensaio dinâmico vs. idade para os concretos S279 e A300 (adaptado de NAGY, 1997).....	45
Figura 3.7 - a) FRF para amostra S3; b) FRF para amostra S1 (LEŚNICKI et al., 2011) ..	48
Figura 3.8 - Resposta dinâmica para sistemas viscoso e de histerese (adaptado de NASHIF et al., 1985)	49
Figura 3.9 - Velocidade de propagação de onda ultrassônica vs. idade nas vigas de concreto ensaiadas (legenda ver Tabela 3.3) (BARRETO, 2019)	50
Figura 3.10 - Ilustração de ensaio ultrassônico vs. dano para crescimento de gel da RAA (AUTOR/UFPB).....	51
Figura 3.11 - Esquema para amortecimento de um grau de liberdade: a) Viscoso; b) Histerese (adaptado de NASHIF et al., 1985).....	52
Figura 3.12 - Sinal de difícil visualização por largura de banda de meia potência (AUTOR).....	54

Figura 3.13 - Erro médio para largura de banda de meia potência e mínimos quadrados (GU e SHENG, 2015).....	58
Figura 3.14 - Curvas de ressonância adimensional para concreto: fator de perda e amortecimento; experimental - linha contínua; teórica - linha tracejada (AUTOR).....	59
Figura 3.15 - Curva de decréscimo logarítmico no domínio do tempo (AUTOR)	61
Figura 3.16 - Razões de amortecimento (ξ_a ou ξ) providenciadas por métodos de integração direta implícita (período do modo - T) (COOK et al., 2002)	67
Figura 3.17 – Deslocamento experimental de nó para sinal de excitação longitudinal com janela de corte de 17 microssegundos (MOSERA et al., 1999)	71
Figura 3.18 - Amplitudes no domínio da frequência com identificação de ruído (MOSERA et al., 1999)	72
Figura 3.19 - Simulação por elementos finitos do impacto sobre uma placa, mostrando as diversas frentes de onda (CARINO, 2001).....	73
Figura 3.20 - FRFs experimental e simuladas; 1º e 2º modos simulados $\approx 1,6$ e $4,9$ kHz; correspondentes aos simulados: 1º e 4º modos experimentais $\approx 1,8$ e $5,4$ kHz (AUTOR).....	75
Figura 3.21 - Resultados de expansão livre nas vigas da Tabela 3.3 para verificação do potencial de reatividade do agregado graúdo (adaptado de BARRETO, 2019).....	77
Figura 3.22 - Conjunção de modos onde o 1º “pico” experimental não tem aderência com a curva teórica de ressonância adimensional analisada; teórica - linha tracejada (AUTOR).....	80
Figura 3.23 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C420-I-L (AUTOR).....	81
Figura 3.24 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C500-I-L (AUTOR).....	82
Figura 3.25 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C420-R-L (AUTOR).....	84
Figura 3.26 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C500-R-L (AUTOR).....	86
Figura 3.27 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C420-R-C (AUTOR).....	87
Figura 3.28 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C500-R-C (AUTOR).....	88
Figura 3.29 - Comportamento de expansão livre dos concretos C420-R-L e C500-R-L (AUTOR).....	89

Figura 3.30 - Degradação do módulo de elasticidade dos concretos C420-R-L e C500-R-L comparativamente a diversos autores (ver Tabela 3.4) (AUTOR).....	90
Figura 3.31 - FRFs e curvas para η (experimental - linha contínua; teórica - linha tracejada) (AUTOR).....	91
Figura 4.1 - Modelos reológicos: 1) Maxwell; 2) Kelvin-Voigt; 3) Zener; 4) antiZener; 5) Burgers (AUTOR).....	93
Figura 4.2 - Esquema dos modelos GMB/GMB-EK e GZB (MOCZO e KRISTEK, 2005).....	96
Figura 4.3 - Módulo complexo e fator de perda associado aos modelos: a) Maxwell; b) Kevin-Voigt; c) Histerese; d) Zener (BALMES e LECLERE, 2017).....	97
Figura 4.4 - Esquema de amortecimento proporcional (COOK et al., 2002).....	101
Figura 4.5 - Modelo reológico antiZener e curva de atenuação correspondente (SEMBLAT, 1997).....	102
Figura 4.6 - Mudança na frequência natural com aumento de dano controlado (NEILD et al., 2003).....	106
Figura 4.7 - Mudança na frequência natural com aumento no amortecimento devido a RAA (AUTOR).....	107
Figura 4.8 - Módulo complexo e curva de atenuação: concreto C420-R-L (AUTOR).....	109
Figura 4.9 - Módulo complexo e curva de atenuação: concreto C500-R-L (AUTOR).....	110
Figura 4.10 - Módulo complexo e curva de atenuação: concreto C420-R-C (AUTOR)...	111
Figura 4.11 - Módulo complexo e curva de atenuação: concreto C500-R-C (AUTOR)...	112
Figura 4.12 - Módulo de elasticidade: concreto C420-R-L; fluência - linha contínua; relaxação - linha pontilhada (AUTOR)	113
Figura 4.13 - Módulo de elasticidade: concreto C500-R-L; fluência - linha contínua; relaxação - linha pontilhada (AUTOR)	114
Figura 4.14 - Módulo de elasticidade: concreto C420-R-C; fluência - linha contínua; relaxação - linha pontilhada; d^* - descolamento (AUTOR).....	115
Figura 4.15 - Módulo de elasticidade: concreto C500-R-C; fluência - linha contínua; relaxação - linha pontilhada; d^* - descolamento (AUTOR).....	116
Figura 4.16 - Elasticidade no tempo para amostras em expansão livre (marcador sólido) e amostras confinadas (marcador vazado) (AUTOR)	117
Figura 4.17 - Processo de confinamento na prensa das vigas (prismas) de concreto: A) Vista geral; B) Detalhe da viga de concreto confinada (BARRETO, 2019)	118

Figura 4.18 - Malha de elementos finitos para simulação de expansão das vigas de concreto C420-R-C e C500-R-C (AUTOR).....	122
Figura 4.19 - Deformações por modelo (Zener “◊” e Burgers “•”) / experimental “●” e tensão imposta experimental por RAA: concreto C420-R-L (AUTOR)	124
Figura 4.20 - Deformações por modelo (Zener “◊” e Burgers “•”) / experimental “■” e tensão imposta experimental por RAA: concreto C500-R-L (AUTOR)	125
Figura 4.21 - Simulação de elasticidade e deformação vertical na fluência por Burgers para amostra liberada de restrição: concreto C420-R-C (AUTOR)	126
Figura 4.22 - Simulação de elasticidade e deformação vertical na fluência por Burgers para amostra liberada de restrição: concreto C500-R-C (AUTOR)	127
Figura 4.23 - Simulação por CST da expansão: concreto C420-R-C (AUTOR)	128
Figura 4.24 - Simulação por CST da expansão: concreto C500-R-C (AUTOR)	129
Figura 5.1 - Desacoplamento dos componentes globais em componentes estruturais e não estruturais de Burgers (AUTOR).....	131
Figura 5.2 - Comportamento do componente rígido para sistema em série (AUTOR).....	134
Figura 5.3 - Comportamento do componente viscoso para sistema em série (AUTOR) ..	135
Figura 5.4 - Comportamento do componente rígido para sistema em paralelo (AUTOR).....	136
Figura 5.5 - Comportamento do componente viscoso para sistema em paralelo (AUTOR).....	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Comparativo de expansão para modelo vs. medida em campo de PA-IV (AUTOR).....	10
Tabela 2.2 - Resumo dos concretos RR1 e RR2 (ESPOSITO, 2016)	20
Tabela 2.3 - Vista geral de modelos para RAA (ESPOSITO, 2016).....	27
Tabela 3.1 - Estabilidade e precisão dos métodos de integração direta implícita; Legenda: deslocamento - D; frequência adimensional crítica - $\Omega_{crit} = \Delta t/T_{min} \geq \Delta t \omega_{max}$ (COOK et al., 2002).....	67
Tabela 3.2 - Proporção das misturas de concreto (BARRETO, 2019).....	77
Tabela 3.3 - Nomenclatura das vigas de concreto (modificado de BARRETO, 2019).....	77
Tabela 3.4 - Misturas de concreto afetado por RAA de diversos autores para comparativo de degradação da elasticidade (AUTOR).....	78
Tabela 3.5 - Quantitativo dos ensaios de ressonância (AUTOR).....	80
Tabela 3.6 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal: concreto C420-I-L (AUTOR).....	81
Tabela 3.7 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal: concreto C500-I-L (AUTOR).....	82
Tabela 3.8 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal: concreto C420-R-L (AUTOR)	83
Tabela 3.9 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal: concreto C500-R-L (AUTOR)	85
Tabela 3.10 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal: concreto C420-R-C (AUTOR)	87
Tabela 3.11 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal: concreto C500-R-C (AUTOR)	88
Tabela 4.1 - Regras para modelos reológicos no tempo (MOCZO e KRISTEK, 2005)	94

Tabela 4.2 - Funções de fluência e relaxação dos modelos para tensão e deformação unitária (AUTOR).....	95
Tabela 4.3 - Módulo complexo das reologias consideradas (RENAUD et al., 2011; SEMBLAT e LUONG, 1998)	98
Tabela 4.4 - Regras para modelos reológicos na frequência (MOCZO e KRISTEK, 2005).....	98
Tabela 4.5 - Relação entre parâmetros numéricos do amortecimento de Rayleigh e mecânicos (AUTOR).....	104
Tabela 5.1 - Desacoplamento dos parâmetros globais em parâmetros de Burgers (AUTOR).....	132
Tabela 5.2 - Viscosidade de alguns materiais (ANTON PAAR, 2019 ⁽¹⁾ ; MAHMOODZADEH e CHIDIAC, 2013 ⁽²⁾ ; GHOLIZADEH-VAYGHAN et al., 2019 ⁽³⁾).....	138

LISTA DE SÍMBOLOS

a, b, c	-	coeficientes
A	-	área da seção transversal
Amp, y_{max}	-	amplitude máxima
B	-	matriz de compatibilidade
C	-	amortecimento, viscosidade, viga confinada
$C\#$	-	consumo de cimento
C_c	-	amortecimento crítico
C_p	-	matriz constitutiva
d, D, u, v, w	-	deslocamento
d^*	-	descolamento
E	-	módulo de elasticidade
E_0	-	módulo de elasticidade inicial
E_c	-	módulo de elasticidade do modelo
f_p, f_{pp}	-	frequência pontual
$F, \bar{F}$	-	força
h	-	umidade
i	-	indicador de número complexo
I	-	agregado inócuo
k_{din}	-	rigidez dinâmica
k_{est}	-	rigidez estática
k, K	-	rigidez
L	-	comprimento, viga livre
m_c	-	massa concentrada
m, M	-	massa
N	-	função de interpolação

Q	-	fator de qualidade
R	-	agregado reativo
t	-	tempo
t_d	-	tempo adicional ao ponto de descolamento
T, Θ	-	temperatura
w'	-	velocidade
w''	-	aceleração
$ w $	-	amplitude de deslocamento
$ X1_{pt} , X2_{pt} , X3_{pt} $	-	amplitude simulada pontual
$ Y_p , Y_{pp} $	-	amplitude experimental pontual
α, β	-	parâmetros de Rayleigh
γ, β	-	parâmetros da Newmark, cisalhamento
Δt	-	variação de tempo
$\Delta \sigma$	-	variação de tensão
$\Delta \omega$	-	variação de frequência
ε	-	deformação
$\varepsilon_{RAA}^0(t)$	-	avanço de deformação imposta no tempo
ε_{RAA}^∞	-	deformação imposta final
ς	-	coordenada adimensional
η	-	fator de perda
λ	-	comprimento de onda
ξ	-	razão de amortecimento
ρ	-	densidade
σ	-	tensão de compressão
τ_{acc}	-	tempo característico
τ_{lat}	-	tempo de latência
ν	-	coeficiente de Poisson
ω, f	-	frequência
ω_R	-	frequência de Ricker
ω_{res}, f_{res}	-	frequência de ressonância
Ω	-	frequência adimensional

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT NBR	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas (Norma Técnica)
ASTM C	-	American Society for Testing and Materials (Concrete)
ASTM E	-	American Society for Testing and Materials (Misc. Subjects)
CDPM	-	Concrete Damaged Plasticity Model
CHESF	-	Companhia Hidro Elétrica do São Francisco
CST	-	Constant Strain Triangle
FFT	-	Fast Fourier Transform
FRF	-	Frequency Response Function
GMB-EK	-	Generalized Maxwell Body - Emmerich e Korn
GZB	-	Generalized Zener Body
ISE	-	Institution of Structural Engineers
ITZ	-	Interfacial Transition Zone
NB POWER	-	New Brunswick Power
PA-IV	-	Usina Hidrelétrica de Paulo Afonso IV
RAA	-	Reação Álcali-Agregado
REV	-	Representative Elementary Volume
SNR	-	Signal Noise Response
UFPB	-	Universidade Federal da Paraíba
USBR	-	United States Bureau of Reclamation

CAPÍTULO I

1. APRESENTAÇÃO

1.1 INTRODUÇÃO

Reação Álcali-Agregado (RAA) é um fenômeno de expansão deletéria que afeta o desempenho à longo prazo do concreto. Sua origem é uma reação química entre os íons de silício e íons alcalinos presentes na solução de poros no concreto, produzindo gel altamente hidrófilo que expande ao longo do tempo, introduzindo tensões na estrutura de concreto.

Dessa forma, para a RAA acontecer, existe a dependência da disponibilidade de três fatores:

- a) Álcalis solúveis;
- b) Sílica solúvel;
- c) Água.

A pressão induzida ao longo do tempo pelo gel produto da RAA pode provocar expansão macroscópica e danos internos na microestrutura do material. Nem sempre a reação leva à expansão, pois desde que haja espaço vazio suficiente para ser preenchido pelo gel, como poros e fissuras, o volume do concreto permanece inalterado.

A RAA é uma questão principalmente de durabilidade do concreto, que foi primeiramente descrita por Stanton na década de 1940. Desde então, casos de RAA foram relatados em várias estruturas de concreto, incluindo pontes, túneis e barragens, que são estruturas em contacto com água, as quais são particularmente suscetíveis ao desenvolvimento da RAA, dado que condições de umidade desempenham um papel importante nesse processo químico. Outra condição importante que vale ressaltar é a questão

da temperatura, que influencia o comportamento da expansão imposta por RAA nas estruturas de concreto.

O concreto afetado por RAA está sujeito à expansão e conseqüentemente a degradação, o que pode afetar a operacionalidade das estruturas de concreto, não necessariamente a ruína total. Por exemplo, nas barragens, existe registro de problemas operacionais, devido ao fechamento de juntas de expansão e alteração da geometria original dos componentes estruturais, onde uma técnica corretiva frequentemente usada é a abertura ou reabertura das juntas de expansão, para liberar e permitir que a geometria original seja recuperada e aliviar as tensões induzidas pela reação.

A experiência com barragens e usinas hidroelétricas afetadas por RAA vem revelar como sintomas mais peculiares os seguintes:

- a) Fissuras tipo mapa e transversais nas superfícies das estruturas;
- b) Aberturas de juntas entre camadas de concretagem;
- c) Alçamento progressivo da crista;
- d) Deflexão da crista para montante;
- e) Deslocamentos diferenciais entre blocos e abertura de juntas;
- f) Redução do módulo de elasticidade e da resistência à tração do concreto;
- g) Macrofissuração do concreto e desalinhamento dos equipamentos eletromecânicos, etc.

Conclui-se, então, que dada à necessidade de planejar procedimentos complexos de mitigação, considerando ainda a possibilidade de em alguns casos drásticos a barragem ter de ser demolida, faz-se necessária previsão realística da evolução da resposta estrutural da barragem.

A previsão da vida útil das estruturas afetadas por RAA requer o desenvolvimento de modelos capazes de representar com precisão o fenômeno. No entanto, RAA é difícil de modelar com precisão por causa da complexidade dos fenômenos, como: localização aleatória dos locais reativos, imperfeito conhecimento dos mecanismos de reação, dentre outros problemas. Apesar da quantidade significativa de pesquisas, ainda existe discordância entre modelos de predição e suas aplicações em estruturas afetadas por RAA.

Atualmente, a única maneira de se cogitar obter concreto seguro de RAA é através da identificação da reatividade potencial dos agregados e/ou a adição de aditivos pozolânicos ao novo concreto.

Pelo exposto, RAA é um dos fenômenos patológicos cujo interesse tem aumentado significativamente nas últimas décadas em função do surgimento de vários casos, que põe

em risco a servibilidade estrutural, conseqüentemente, a operacionalidade, como no caso de barragens, gerando elevadíssimos custos de reparo e manutenção.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Geral

Avaliar a eficiência do uso de parâmetros de amortecimento na melhora de modelos preditivos de dano em estruturas de concreto submetidas a RAA.

1.2.2 Específicos

Dentre os objetivos específicos do presente estudo no entendimento da RAA e seus efeitos no concreto, tem-se:

- a) Avaliar o potencial de uso de técnica de ensaio dinâmico, por ressonância longitudinal, para obtenção de parâmetros intrínsecos ao concreto;
- b) Estudar a evolução desses parâmetros no concreto;
- c) Avaliar a variação dos parâmetros mecânicos (elástico e viscoso) do concreto afetado por RAA;
- d) Avaliar modelos reológicos, baseado em análise dinâmica de amortecimento, tendo como referência o módulo de elasticidade do concreto ao longo do período de ensaios, para predição de comportamento do concreto submetido a RAA a longo prazo.

1.3 ESTRUTURA DA TESE

O presente trabalho está dividido em 07 (sete) capítulos.

O Capítulo I apresenta o tema RAA, ressaltando a expansão imposta ao concreto submetido a tal patologia e seus efeitos na degradação e operacionalidade das estruturas, onde dada à necessidade de planejar procedimentos complexos de mitigação faz-se necessária previsão realística da evolução estrutural do concreto.

O Capítulo II é dedicado ao estado da arte sobre o tema, apresentando revisão bibliográfica sobre alguns dos vários estudos científicos acerca da RAA, seus mecanismos de abordagem, fatores que influenciam a reação e resultados alcançados.

O Capítulo III trata da determinação do módulo de elasticidade do concreto, especialmente aquele submetido a RAA, por ensaio dinâmico utilizando frequência de ressonância longitudinal, iniciado em julho de 2017, para acompanhamento das propriedades viscoelásticas globais do concreto, incluindo fator de perda e amortecimento, cujas análises tiveram início em agosto de 2018, onde se apresenta os resultados quantitativos e qualitativos dos ensaios dinâmicos realizados e analisados no domínio da frequência.

O Capítulo IV faz a predição da degradação do módulo de elasticidade do concreto submetido a RAA através de modelos reológicos (analogias mecânicas), onde a variação da viscoelasticidade do concreto no tempo é parte integrante de abordagem numérica capaz de relacionar amortecimento com massa e rigidez na frequência, obtendo-se dessa forma ligação dos parâmetros numéricos com os parâmetros mecânicos dos modelos reológicos considerados. Nesse sentido, apresenta-se os resultados quantitativos e qualitativos da abordagem numérica adotada, sua discussão e correlação ao apresentado em estudos prévios sobre RAA, com demonstração numérica da predição de expansão para o concreto ensaiado e submetido a RAA.

O Capítulo V utiliza abordagem numérica aplicada ao amortecimento, vista no capítulo anterior, para separar os componentes elástico e viscoso globais em seus constituintes estruturais e não estruturais, de onde é possível visualizar cada fração do concreto, que no caso daqueles submetidos a RAA podem os constituintes não estruturais representar o gel da RAA, segundo o modelo reológico de Burgers adotado nas análises.

O Capítulo VI apresenta às conclusões finais do estudo realizado nesse trabalho, com base nos dados advindos dos ensaios dinâmicos de ressonância longitudinal, que aliados a construção de modelo reológico preditivo da degradação do concreto submetido a RAA chega-se ao entendimento das frações do concreto, obtidas por desacoplamento de seus componentes.

Por fim, o Capítulo VII faz 04 (quatro) sugestões para trabalhos futuros: viabilização da prática em barragens de ensaios dinâmicos, aprimoramento da metodologia de análise para detecção de dano por amortecimento utilizando-se o domínio do tempo, aprofundamento nos estudos de modelos reológicos de géis e implementação de modelo para dano plástico aliado a reologia preditiva do comportamento de concretos afetados por RAA.

CAPÍTULO II

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 BREVE HISTÓRICO

Dentre os vários registros de RAA pelo mundo, faz-se aqui alguns relatos de experiências vivenciadas pelo autor.

Em 1981 ROGERS (1986) relata expansão e deterioração de concreto por RAA registrada na província de Ontário/Canadá, devido uso de agregado reativo de uma pedreira em Cornwall, com expansão da ordem de 1% para o concreto utilizado em calçadas, meios-fios e sarjetas depois de três anos exposto a reação, tendo como resultado rupturas no concreto e deformações do pavimento asfáltico, além de outros danos associados.

A Ponte Governador Paulo Guerra no Recife (Pernambuco/Brasil) foi construída em 1977. Quase três décadas depois HELENE et al. (2005) relatou diversos sinais de deterioração, dentre eles a RAA, onde se procedeu a recuperação da estrutura, que considerando as condições locais e deterioração avançada se decidiu pelo confinamento dos blocos, pois manter o concreto seco não seria possível e sendo a umidade um fator relevante na reação, portanto, esperava-se a continuidade da RAA. No projeto era necessário que o confinamento tivesse força suficiente para resistir às forças de expansão da RAA, que depois de ensaios laboratoriais, bem como simulação em elementos finitos incluindo as deformações impostas pela RAA, decidiu-se usar para a força de confinamento o valor de 8 MPa. Esta solução proporcionou benefícios em relação à demolição, como economia de recursos financeiros e inconvenientes do trânsito para os motoristas.

Considerando RAA em barragens tem-se o caso de Mactaquac, que fica na Província de New Brunswick, próxima a cidade de Fredericton, parte leste do Canadá. Trata-se de uma barragem sob controle do governo provincial e teve sua construção concluída em 1968. Sua produção de energia, aproximadamente 660 MW de capacidade instalada e distribuída em 06 máquinas de 02 tipos diferentes, se destina ao abastecimento do Canadá e EUA, através de um sistema de transmissão compartilhada.

O projeto original de Mactaquac previa uma vida útil de 100 anos até 2068. Mas a barragem sofre desde a década de 80 os efeitos da RAA em suas estruturas de concreto, que requerem substanciais reparos e manutenção anual. Dessa forma, dentro de uma possível antecipação da vida útil da barragem para 2030, em 2013 a gestão responsável por Mactaquac iniciou junto à sociedade, engenheiros e pesquisadores as possíveis opções ao futuro da barragem, que poderia estender seu período de operação ou não, dentre elas a construção de uma nova casa de força até a remoção de todas as estruturas com restauração do Rio Saint John ao seu curso natural.

Em 2016 outra opção para manter Mactaquac operando durante toda sua vida útil tornou-se viável, depois de estudos detalhados mostrarem uma melhor integridade estrutural da barragem, sendo necessária a manutenção e substituição dos equipamentos ao longo do tempo a um custo estimado entre 2,9 e 3,6 bilhões de dólares canadenses (ÉNERGIE NB POWER, 2017).

Assim, de forma a não comprometer significativamente a operação da usina devido à movimentação das estruturas de concreto, a barragem de Mactaquac tomou ações como: colocação de juntas expansíveis nas tubulações, reabertura de juntas estruturais para alívio das tensões, grauteamento do concreto massivo para consolidação e impermeabilização das fissuras, tratamento das fissuras aparentes no fim da região blindada do rotor para evitar infiltração e percolação de água entre chapa de aço da blindagem e concreto, atirantamento do concreto sob a blindagem para minimizar seu deslocamento, ajustes na máquina, etc.

No Brasil, dentro do complexo gerador de Paulo Afonso/Bahia, da Companhia Hidro Elétrica do São Francisco - Chesf, encontram-se as Usinas Hidrelétricas de Moxotó e Paulo Afonso IV (PA-IV), no Rio São Francisco, na divisa dos Estados da Bahia e de Alagoas, que sofrem de RAA desde suas construções.

As obras de Moxotó foram iniciadas em 1972, tendo ocorrido o enchimento do reservatório em meados de 1976. Dotada de 04 unidades geradoras, com potência nominal de 110 MW cada, a usina totaliza 440 MW de potência instalada. A primeira unidade

geradora entrou em operação comercial em 1977 e as demais com defasagem de três meses cada.

PA-IV foi construída entre maio de 1975 e dezembro de 1981. Dotada de 06 unidades geradoras, numa Casa de Força subterrânea, com potência nominal de 410 MW cada, a usina totaliza 2.460 MW de potência instalada. O enchimento do reservatório ocorreu em agosto de 1979 com entrada em operação da primeira unidade em 01/12/79. A operação da segunda unidade foi iniciada em 06/05/80; da terceira em 16/10/80; da quarta em 29/07/81; a quinta foi em 20/12/81. Nesse período a estrutura da sexta unidade geradora já estava concluída, todavia a operação da mesma só foi iniciada em 20/05/83.

As primeiras evidências da ocorrência de RAA em Moxotó datam de 1979, ou seja, apenas dois anos após a entrada em operação da usina, quando uma série de fissuras nas paredes e pisos da usina chamaram atenção.

Em PA-IV as primeiras evidências da ocorrência de RAA datam de meados de 1986, imediatamente após a determinação do fenômeno em Moxotó, quando foram detectadas fissuras nas estruturas de concreto, similarmente a Moxotó, onde em termos geológicos ambas as usinas usaram o mesmo tipo de agregado.

Nesse contexto, uma campanha de ensaios foi iniciada pela Chesf, onde exame petrográfico realizado por consultor americano, MIELENZ (1984), comprovou a presença da RAA em testemunhos de concreto retirados da Usina de Moxotó. Os resultados dos exames petrográficos detectaram como mineral reativo o quartzo deformado, onde o concreto apresentou evidências da RAA como acumulação de gel nos interstícios do perímetro dos agregados afetados e dentro das trincas adjacentes aos mesmos, bem como vazios no concreto preenchidos de gel (ver Figura 2.1).

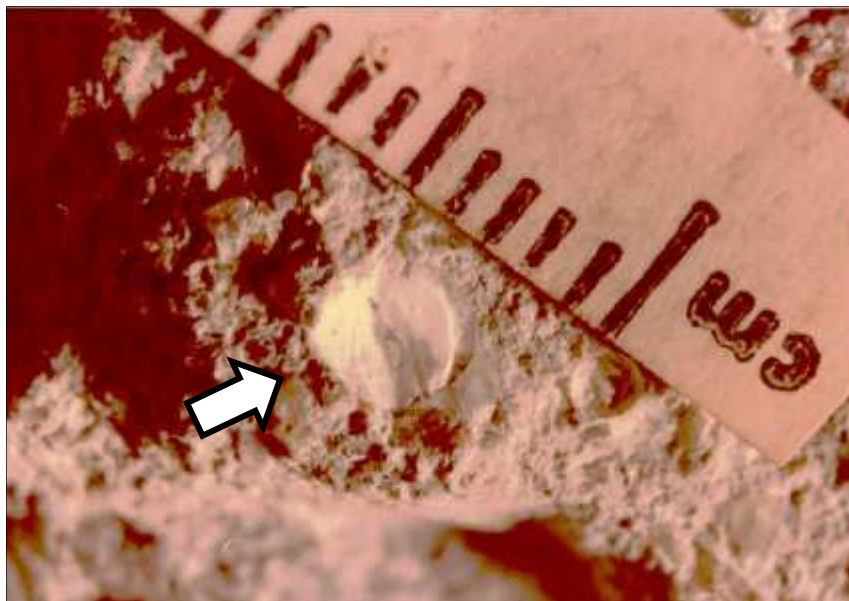


Figura 2.1 - Vazio no concreto de Moxotó preenchido por gel (MIELENZ, 1984)

O controle dos deslocamentos/deformações das estruturas de concreto e, de suas influências sobre as unidades geradoras, passou a ser realizado de forma sistemática pela Chesf, através de auscultação civil por instrumentação (CHESF, 2014) e mecânica por medições localizadas nos equipamentos, tais como: na civil por pêndulos diretos, pêndulos invertidos, extensômetros múltiplos de hastes e medidores triortogonais de junta, etc.; na mecânica por nivelamento da tampa da turbina, verticalidade de eixo, folga do entreferro do gerador, folga dos aros de desgaste do gerador, folga das aletas do distribuidor, etc.; os dados obtidos geraram uma série de relatórios sobre as usinas e demais estruturas, que serviram de base ao desenvolvimento de modelos tridimensionais de expansão em elementos finitos com controle por instrumentação em campo, considerando reologia de sólido linear padrão, para previsibilidade do comportamento estrutural do concreto submetido a RAA.

Tais modelos, na Chesf, desenvolvidos para predição dos efeitos da expansão imposta ao concreto pela RAA, foram ao longo de duas décadas sendo implementados por três empresas: PROMOM-COPEM-CONCREMAT (CONCREMAT, 2002-2003-2004a-2004b-2004c; COPEM, 2001a-2001b-2001c). Para Mactaquac, pertencente à NB POWER, acessória é feita pela HATCH.

Os modelos desenvolvidos nos casos das barragens procuram prever os efeitos da reação no deslocamento das estruturas e estado de tensões que se encontram. Eles são constantemente calibrados pelas leituras da instrumentação. Mactaquac, ainda, conta com

diagnóstico tridimensional do estado de fissuramento das estruturas por comparativo entre modelo e sobreposição de imagens em campo, principalmente na região de concreto sem blindagem na sucção da máquina.

Em Moxotó ações paliativas como a usinagem do aro da câmara do rotor da turbina, nivelamento e recentragem das unidades, permitiram manter em operação as unidades geradoras. Para minimizar os efeitos da expansão sobre essas unidades, foi elaborado um projeto de abertura das juntas de expansão entre os blocos de concreto, que foi implantado entre 1988 e 1991. A abertura das juntas de expansão melhorou temporariamente o desempenho das unidades geradoras.

Para PA-IV resultados de simulações indicaram que anomalias existentes nas estruturas podiam ser explicadas pela ocorrência da RAA, dentre essas elevação das tensões de tração nos condutos forçados da Tomada d'Água, as quais medidas corretivas foram desenvolvidas (CAVALCANTI et al., 2004; CONCREMAT, 2004b), mas não implementadas, sendo porém as estruturas monitoradas.

Nos modelos da Casa de Força e Tomada d'Água de PA-IV, apresenta-se tendência de expansão do concreto, confirmada pela instrumentação em campo. As melhores correspondências entre resultados do modelo desenvolvido no software Ansys 6.1 (ANSYS, 2002) e instrumentação em campo, de 2005 até 2015, são apresentadas na Tabela 2.1, que considerou como válidos os valores discrepantes até o limite de 20%.

Tabela 2.1 - Comparativo de expansão para modelo vs. medida em campo de PA-IV
(AUTOR)

Instrum.	Posição	Bloco	Haste	Modelo $\mu\epsilon/\text{ano}$	Instrum. $\mu\epsilon/\text{ano}$	Erro % (Valor Abs.)	Média Instrum. $\mu\epsilon/\text{ano}$
EM-1 (EM-15)	Vertical	GR1	H1	-14	-	-	-22
			H2	-17	-15	13%	
			H3	-28	-28	1%	
EM-2 (EM-16)	Vertical	GR2	H1	-15	-	-	-32
			H3	-33	-32	2%	
EM-3 (EM-17)	Vertical	GR3	H1	-33	-28	15%	-28
EM-4 (EM-18)	Vertical	GR4	H1	-15	-	-	-26
			H2	-17	-20	18%	
			H3	-33	-31	4%	
EM-5 (EM-19)	Vertical	GR5	H1	-15	-	-	-25
			H2	-17	-20	14%	
			H3	-33	-29	12%	
EM-4/5/7	Horizontal	TA 2/4/7	H1	-26	-22	17%	-22

Legenda: EM - Extensômetro Múltiplo; GR - Geração; TA - Tomada d'Água

Obs.: Instrumentação entre parêntesis “()” corresponde à nova numeração adotada

Como ilustração dos problemas da RAA em barragens pode-se visualizar os da Figura 2.2 para PA-IV da Chesf e da Figura 2.3 para Mactaquac da NB POWER.

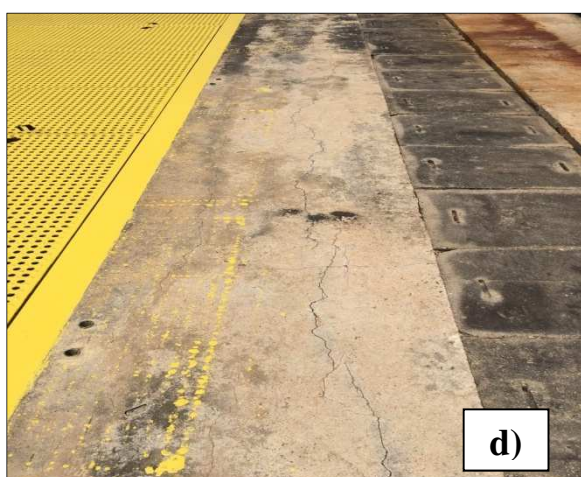
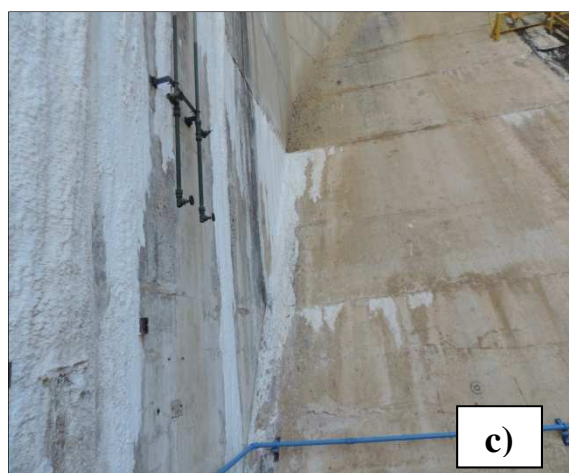


Figura 2.2 - PA-IV: a) Vista geral; b) Fissura em mapa na guia da comporta; c) Infiltração entre camadas de concretagem; d) Fissura na crista da barragem; e) Desalinhamento da tampa do gerador (AUTOR/CHESF)

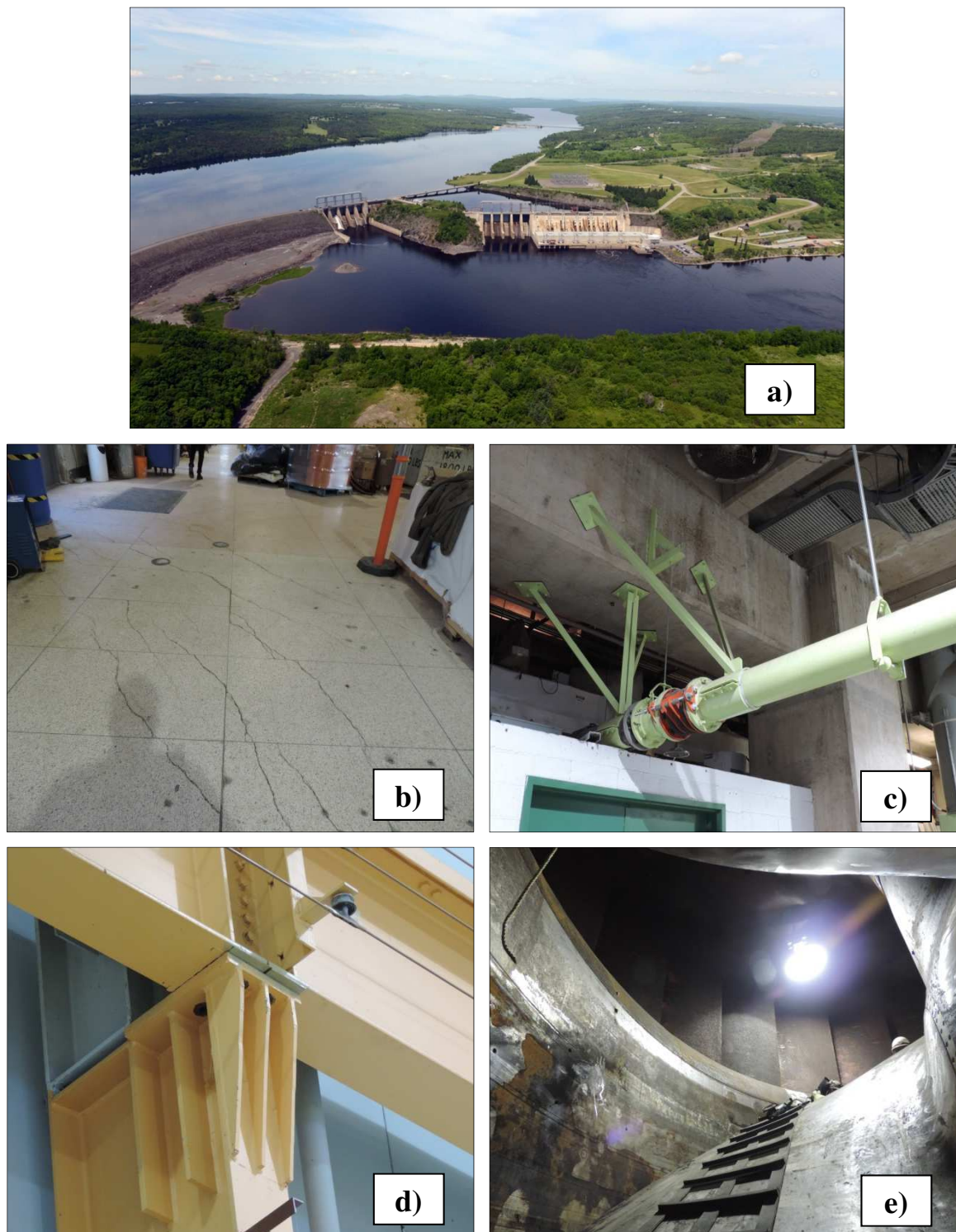


Figura 2.3 - Mactaquac: a) Vista geral; b) Fissura no piso do gerador; c) Junta expansível na tubulação; d) Pilar da ponte rolante com prumo desalinhado no encontro apoio/viga; e) Blindagem da sucção raspada pela pá do rotor (AUTOR/NB POWER)

2.2 EXPANSÃO IMPOSTA

A expansão do concreto livre submetido a RAA, que é influenciada pela composição da mistura de projeto, as condições ambientais e o procedimento de moldagem, se caracteriza por uma evolução sinusoidal no tempo (Larive, 1998), onde no início à reação química se desenvolve e nenhuma expansão no concreto pode vir a ser observada; esse estágio é caracterizado por um tempo de latência (τ_{lat}); posteriormente, a expansão se desenvolve rapidamente, dentro de um tempo característico (τ_{acc}), até que um valor assintótico seja alcançado (GIORLA, 2013; ESPOSITO, 2016), sendo $\varepsilon_{RAA}^0(t)$ e ε_{RAA}^∞ componentes de avanço da reação (ver Figura 2.4). A Equação 2.1 descreve a curva da Figura 2.4.

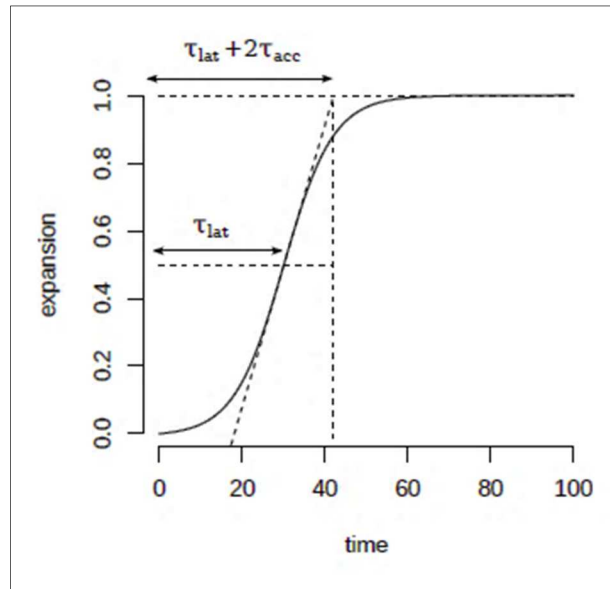


Figura 2.4 - Modelo de expansão como curva sigmoide no tempo (GIORLA, 2013)

$$\frac{\varepsilon_{RAA}^0(t)}{\varepsilon_{RAA}^\infty} = \frac{1 - e^{-t/\tau_{acc}}}{1 + e^{(\tau_{lat} - t)/\tau_{acc}}} \quad (2.1)$$

No desenvolvimento da RAA a distribuição dos poros influencia a direção de expansão preferida, bem como a direção onde a resistência à tração é menor. Esse fato é confirmado pela tendência de orientação das fissuras pela expansão.

A Equação 2.1, para previsão de expansão imposta por RAA, formulada por Larive, pode ser ajustada ao concreto em estudo por fatores determinados em laboratório ou por fatores derivados do monitoramento de estruturas reais em campo.

Ainda, a expansão imposta por RAA pode ser adicionada a outras deformações típicas do concreto, como deformações térmicas, elásticas, plásticas, de retração, entre outras, para representação realística do concreto em análise de tensão-deformação (KAWABATA et al., 2016a).

2.3 ANISOTROPIA DA EXPANSÃO

Em uma estrutura o concreto está sujeito a vários estados de tensões a depender das condições de contorno, propriedades do material, restrições e esforços solicitantes. Numa barragem, por exemplo, esses esforços constituem o peso próprio da estrutura, a pressão hidrostática da água a montante, gradientes térmicos, efeitos de fluência e relaxação, etc. O projeto estrutural é concebido para suportar todos esses esforços, mas não considera os esforços e degradação imposta pela RAA.

Trabalho conduzido por GIORLA (2013) descreve RAA como dois processos simultâneos, mas desacoplados: produção de sílica gel e consequências mecânicas. As cargas mecânicas afetam os processos de ruptura no material e podem condicionar o fenômeno de expansão da RAA.

Quando a RAA se desenvolve em uma estrutura de concreto, sua expansão pode ser modificada pelo efeito do estado de tensões e restrições. Contudo, diferentes estudos levaram a conclusões divergentes no que diz respeito a esses efeitos e sobre a degradação das propriedades do concreto diante deles. Estudos mostraram que a aplicação de uma carga uniaxial em uma amostra sob RAA reduz a expansão na direção da carga, até negativando, se a carga é alta o suficiente e, a expansão na direção lateral/radial também muda em função da carga e da restrição lateral/radial (MULTON e TOUTLEMONDE, 2006).

Dessa forma, diante do estado de tensões ou restrições no concreto, a expansão imposta pela RAA mostra forte comportamento anisotrópico. Adicionalmente, o concreto pode ter na fluência importante função nas deformações tardias das estruturas afetadas por RAA.

Observações de Larive, sobre a direção de moldagem, mostraram as expansões medidas nessa direção variando de 1,3 a 2,8 vezes a expansão na direção perpendicular, onde 2,67 foi a razão adotada no último modelo da Chesf para PA-IV (80 $\mu\epsilon$ /ano vertical e 30 $\mu\epsilon$ /ano horizontal), sendo, no geral dos resultados considerados válidos, de 1,27 a maior razão encontrada na simulação do modelo e de 1,45 a maior razão encontrada nas medições de campo, conforme Tabela 2.1.

Ainda, dentro da anisotropia da RAA em relação a sua direção de moldagem, MULTON e TOUTLEMONDE (2006) relatam que, por vezes, a expansão ao longo da direção vertical (direção de moldagem) é muito maior que na direção horizontal, como quando de ensaios de expansão sobre amostras de cilindros de concreto (KAWABATA et al., 2016a).

Dessa forma, coeficiente de anisotropia intrínseca, usado em modelagem, tem sido expresso como razão da expansão vertical para a expansão horizontal. Tal prática, como mencionado anteriormente, foi adotada em modelo preditivo da Chesf nos anos 1990 e 2000.

2.3.1 Expansão Livre

A anisotropia da expansão devido a RAA durante ensaios de expansão livre é um fenômeno complexo. Vários trabalhos notaram que as expansões de RAA são sempre maiores perpendiculares às fissuras; concluíram então que a anisotropia é influenciada pela direção das fissuras (MULTON e TOUTLEMONDE, 2006), fato esse que pode estar associado a maior expansão na direção de moldagem do concreto.

2.3.2 Expansão sob Carga ou Confinada

Larive relatou que os primeiros experimentos sobre a influência da contenção na expansão imposta por RAA foram do estudo de McGowan em 1955, que estudou a expansão de argamassas altamente reativas sob carga, onde o baixo nível de tensão imposta (menos de 1 MPa) foi suficiente para reduzir inicialmente a expansão. No entanto, após a remoção da carga, as amostras voltaram a expandir novamente, como relatado em GIORLA (2013).

A Figura 2.5 mostra tal evidência nos ensaios utilizados nesse estudo, conduzidos por BARRETO (2019), em vigas de concreto submetidas a RAA e mantidas em condição de

confinamento, sob restrição axial, onde após aproximadamente 1,5 ano, quando da retirada do confinamento, resultou considerável expansão dessas vigas em 10 dias, período esse em que recuperou cerca de 20% da expansão total sofrida pelas vigas sem restrição de expansão para o período de 1,5 ano, i.e., em 10 dias ocorreu 20% de 0,1% resultando 0,02%.

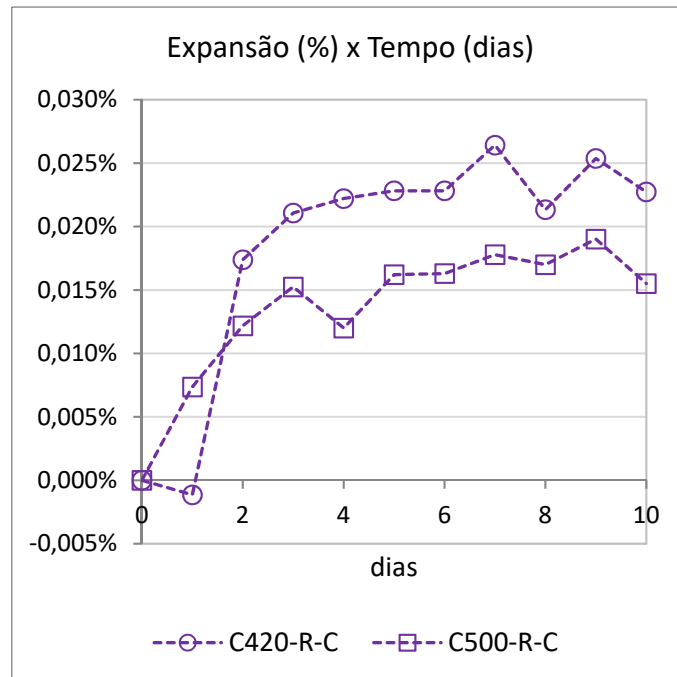


Figura 2.5 - Expansão em 10 dias das vigas de concreto confinadas após liberadas
(AUTOR - adaptado de BARRETO, 2019)

Trabalho conduzido por MULTON e TOUTLEMONDE (2006) estudou o desenvolvimento da RAA sob as seguintes condições: tensão imposta em uma direção e deformações restritas nas demais. A configuração experimental é semelhante à usada no estudo de Larive, exceto que anéis de aço são usados para fornecer uma restrição passiva na direção lateral/radial. Variando a espessura dos anéis varia o grau de restrição da configuração. A anisotropia da expansão foi calculada em função da carga aplicada e do grau de restrição.

Para expansão imposta por RAA sob condição de apenas carga axial aplicada, mostra-se que as deformações medidas ao longo da direção de compressão são completamente nulas para cargas aplicadas maiores que 5 MPa, mas as expansões impostas por RAA não são completamente nulas, pois as deformações radiais são suavemente

aumentadas, sendo esse fato explicado por transferência de expansão, i.e., quando a compressão aplicada é alta o suficiente a expansão imposta pelo gel da RAA ao concreto prefere as direções menos comprimidas, tendo real efeito sobre a deformação axial a restrição dos anéis.

Ainda, o trabalho de MULTON e TOUTLEMONDE (2006) concluiu que a deformação volumétrica imposta pela RAA pode ser considerada constante, qualquer que seja o estado de tensões.

2.3.3 Influência da Restrição

A influência da restrição na expansão por RAA tem sido estudada em condições laboratoriais e ambientais. Tais estudos forneceram informações valiosas sobre o fenômeno (GIORLA, 2013), dentre elas:

- 1) A influência das condições de contorno na expansão por RAA é essencialmente mecânica;
- 2) A expansão é reduzida na direção da maior restrição, tal como para tensão. Se a restrição for alta o suficiente, a expansão desaparece nessa direção. A expansão na direção menos restrita é afetada de forma não linear;
- 3) A expansão volumétrica imposta total diminui com a restrição de uma forma não-linear, mas pode aumentar em alguns casos. Resultados experimentais mostram enorme dispersão, que pode ser causada por diferenças nas condições de cura e materiais;
- 4) A relação entre o estado de tensões e a expansão macroscópica do concreto devido a RAA deve ser influenciada pelo tipo de agregado, da mesma forma que as propriedades mecânicas.

Dessa forma, o processo de dano no concreto afetado por RAA está fortemente correlacionado a sua função dentro da estrutura, uma vez que depende do estado de tensões em que está submetido (ESPOSITO, 2016). Como consequência, o desempenho de vários elementos dentro da mesma estrutura pode ser diferente. Esse efeito de estado de tensões (ou confinamento) no concreto desempenha importante regra no comportamento de seus elementos estruturais, pois atua na expansão imposta pela RAA redistribuindo-a.

A redistribuição da expansão no concreto leva à orientação das fissuras induzidas. Em concreto não restringido, o padrão de fissuramento é irregular apresentando fissuras que

se cruzam e se bifurcam, geralmente chamadas de fissuras de mapa (Figura 2.6a). Em concreto armado, as barras de aço restringem a expansão imposta pela RAA, orientando as fissuras paralelas à direção da restrição (Figura 2.6b). Como consequência, a expansão da RAA no concreto é reduzida em relação ao caso do concreto não restringido, mas as barras de aço apresentam tensões de tração adicional.

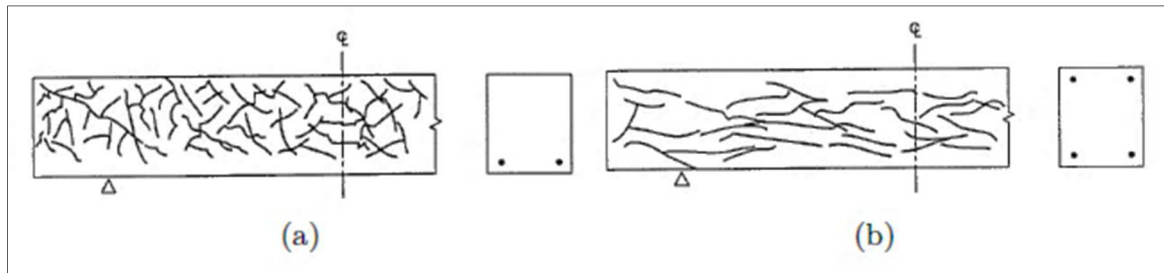


Figura 2.6 - Comportamento de elemento estrutural afetado por RAA: a) Padrão de fissuramento em elemento sem armadura no topo; b) Padrão de fissuramento em elemento com armadura no topo e base (ESPOSITO, 2016 - adaptado do ISE, 1992)

2.4 DEGRADAÇÃO MECÂNICA

Evidências experimentais mostram que o avanço da RAA no concreto induz microfissuras que resultam degradação das propriedades mecânicas do concreto, dentre elas: módulo de elasticidade e resistência à tração que são fortemente influenciadas pela expansão da RAA e, resistência à compressão que é menos sensível a expansão da RAA. A Figura 2.7 ilustra a degradação das propriedades mecânicas no cenário de diversos estudos (KAWABATA et al., 2016a), incluindo publicação do ISE (1992).

Os valores apresentados no ISE se baseiam em dados de laboratório e ensaios sobre núcleos extraídos de estruturas, onde FIGUEIRÔA e ANDRADE (2007) ressaltam que as perdas das propriedades mecânicas são em relação a amostras de concreto em condição de expansão livre. Os valores exagerados nas perdas das propriedades mecânicas podem ser atribuídos, em parte, a escolha de agregados altamente reativos usados nos ensaios, bem como o fato das amostras de concreto submetido a RAA estarem em condição de expansão livre, condições essas diferentes daquelas em que podem se encontrar o concreto de

estruturas reais em campo, como, por exemplo, sob atuação do estado de tensões e condições restritivas a expansão imposta pela RAA como armaduras do concreto.

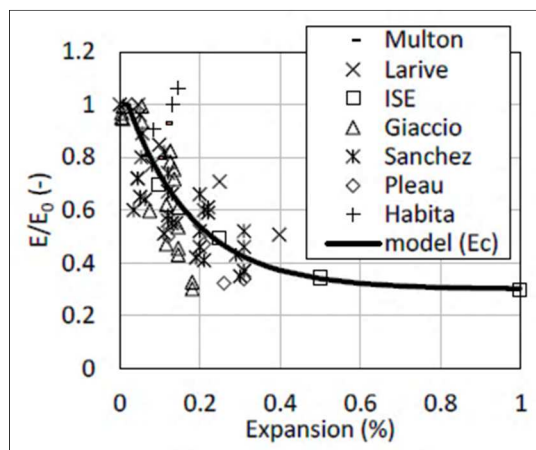


Figure 2.7 - Degradação do módulo de elasticidade de concreto submetido a RAA segundo autores indicados e modelo (KAWABATA et al., 2016a)

Trabalho conduzido por ESPOSITO (2016) acompanhou a evolução de propriedades mecânicas (módulo de elasticidade, resistência à tração e compressão) em amostras de concreto submetidas a RAA armazenadas em condições de expansão livre. A Tabela 2.2 mostra os resultados experimentais e valores de referência calculados, correspondentes a uma expansão de 0,05%, calculados com base em análise estatística, onde a mistura é classificada como reativa (RR) se no intervalo $0,05\% \leq \varepsilon \leq 0,10\%$. As misturas citadas em ESPOSITO (2016), RR1 e RR2, foram classificadas como reativas. A correlação entre a expansão no concreto e a degradação do material é visualizada na Figura 2.8, de onde se observa que o módulo de elasticidade resulta na propriedade mais afetada, seguida pela resistência à tração; a resistência à compressão mostra uma tendência menos afetável.

Ainda, ESPOSITO (2016) reuniu dados da literatura existente referentes ao acompanhamento do módulo de elasticidade estático e dinâmico, conforme a Figura 2.9, onde se verificou que os módulos estático e dinâmico aumentaram para valores de expansão até 0,03%, posteriormente, uma ligeira degradação é observada para expansão até 0,1%; no entanto, os valores médios permanecem próximos à unidade. Para valores de expansão maiores que 0,1%, ambos módulos diminuíram a uma taxa similar; a máxima degradação foi obtida para uma expansão aproximada de 1,5%, com redução entorno de 90% para o módulo estático e de 80% para o módulo dinâmico.

Tabela 2.2 - Resumo dos concretos RR1 e RR2 (ESPOSITO, 2016)

Time d	Cast	ε %	Y_{nt} GPa	ν	f_c MPa	$f_{t,sp}$ MPa
RR1 mix design (natural Dutch aggregates)						
14	4-4	-0.003	42.1	0.19	45.67	3.92
28	4-1	0.002	42.7	0.20	50.58	3.85
49	4-1	0.005	43.1	0.26	54.20	4.28
91	4-1	0.009	43.1	0.20	53.61	4.38
182	4-2	0.036	38.9	0.28	59.30	3.85
252	4-2	0.079	40.7	0.18	61.79	3.57
364	4-2	0.112	40.1	0.18	62.98	3.27
Calc. ref. value		0.05	39.5	0.24	60.11	3.76
RR2 mix design (crushed Norwegian aggregates)						
14	5-5	0.001	29.2	0.20	53.61	4.44
28	5-3	0.004	30.5	0.21	58.41	4.28
49	5-3	0.010	33.0	0.29	59.67	4.20
91	5-3	0.018	27.4	0.24	63.72	4.53
182	5-6	0.067	25.5	0.25	59.95	3.51
252	5-6	0.123	17.0	0.27	60.03	3.46
364	5-6	0.178	17.4	0.25	59.41	3.25
Calc. ref. value		0.05	26.1	0.25	61.23	3.85

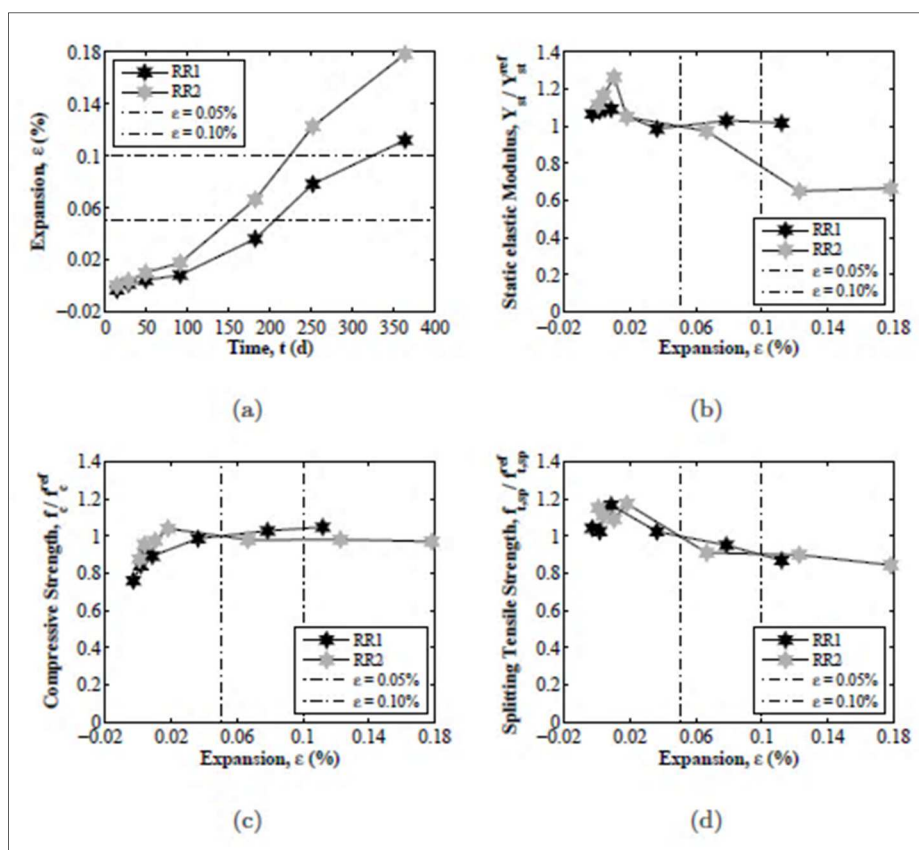


Figura 2.8 - Resultados experimentais dos concretos RR1 e RR2: a) Expansão; b) Módulo estático; c) Resistência à compressão; d) Resistência à tração (ESPOSITO, 2016)

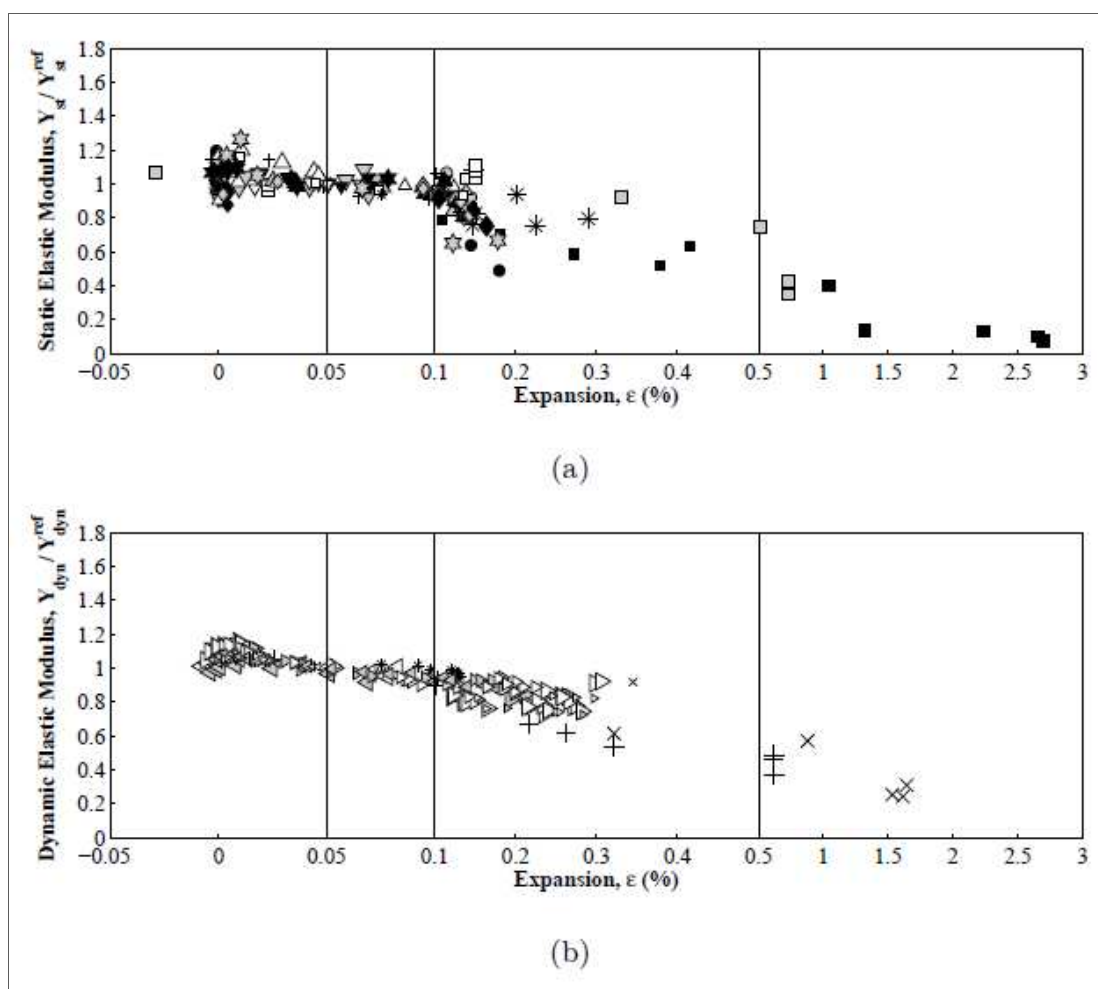


Figure 2.9 - Dados experimentais da literatura: a) Módulo elástico estático; b) Módulo elástico dinâmico (ESPOSITO, 2016)

Reinhart e Mielich em 2011 colocaram que o módulo de elasticidade é o parâmetro mais sensível para avaliar o grau de dano em concreto afetado por RAA, mas a medição do módulo de elasticidade por procedimento dinâmico através de velocidade de pulso ultrassônico, geralmente, não é um bom indicador de dano ao concreto afetado por RAA (SANCHEZ et al., 2017).

Contudo, o módulo de elasticidade dinâmico pode ser obtido de outras maneiras além de ensaios ultrassônicos, como, por exemplo, ensaios de ressonância, onde se avalia a propriedade de amortecimento do material; amortecimento cujo valor varia a depender de mudanças nas propriedades viscoelásticas, quer por alteração na composição do material, como a formação de gel, quer por dano introduzido ao material, como fissuras, podendo assim ser um instrumento de avaliação da RAA no concreto, como pretende esse estudo.

Ainda, SANCHEZ et al. (2017) promoveu análises sistemáticas de amostras de diferentes concretos (25 MPa, 35 MPa e 45 MPa) incorporando uma ampla gama de tipos e naturezas de agregados reativos, que foram mantidos sob condições apropriadas para o desenvolvimento da RAA em laboratório. Análise estatística dos dados gerados permitiu avaliação da condição de dano por RAA.

Para módulo de elasticidade a Figura 2.10 mostra reduções do módulo elástico estático em misturas de 35 MPa, considerando estudo conduzido por SANCHEZ et al. (2017).

Globalmente, as perdas do módulo de elasticidade apresentaram uma tendência “côncava” de reduções pelo desenvolvimento da RAA, como visualizado na Figura 2.10, variando de 5-30% em baixas expansões (ou seja, 0,05%) e 40-65% em níveis mais altos de expansão (0,20-0,30%). Além disso, embora os níveis de perda do módulo de elasticidade variem muito de um agregado para outro, tendências de redução semelhantes foram geralmente observadas nos níveis de expansão das várias amostras submetidas a RAA. Semelhantes tendências foram encontradas também para as misturas de 25 e 45 MPa, embora concretos de 45 MPa pareçam apresentar perdas ligeiramente inferiores as misturas de 25 e 35 MPa, para o mesmo nível de expansão, principalmente, quando a RAA vem de agregados graúdos reativos.

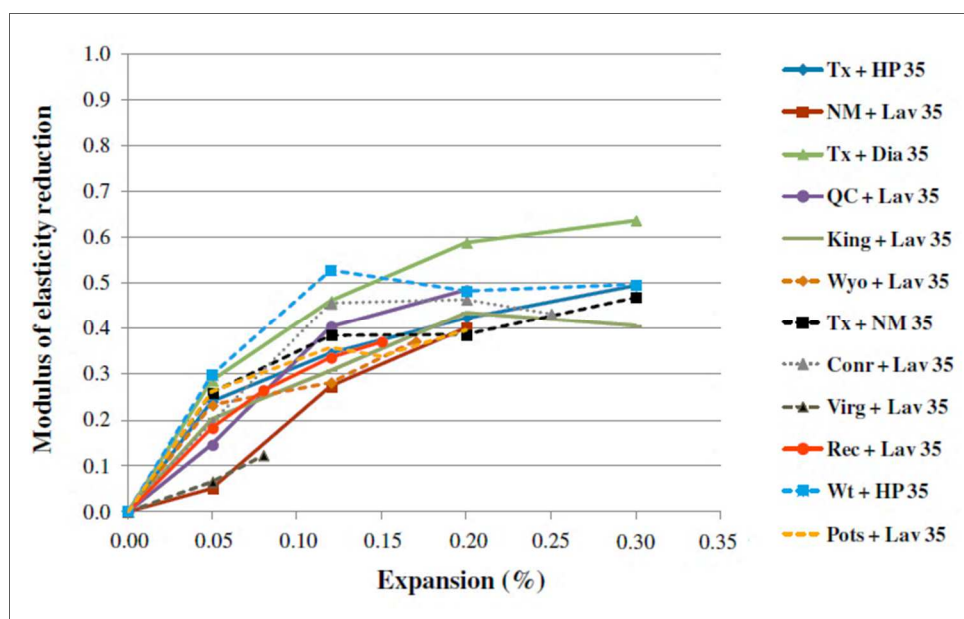


Figura 2.10 - Tendências de redução do módulo de elasticidade (SANCHEZ et al., 2017)

2.5 FENÔMENOS ENVOLVIDOS

2.5.1 Fluência

Entender como fluência afeta expansão e degradação é fundamental para análise de estruturas com RAA, que abrangem décadas em condições de campo, enquanto ensaios acelerados usados em laboratório para caracterizar a reação normalmente levam meses ou anos, dependendo do método. Dada a grande diferença de escala de tempo, a viscoelasticidade pode influenciar na micromecânica da RAA (GIORLA, 2013).

Simulação numérica com fluência baseada em modelo reológico aplicado a elementos finitos no espaço e tempo foi proposto por GIORLA (2013). O método é aplicável a qualquer tipo de modelo reológico composto por molas e amortecedores colocados em série ou paralelo, cabendo apenas a melhor escolha da reologia representativa do concreto. Ainda, dentro do método vislumbrado, foi ressaltada a importância de considerar o dano nas simulações, sendo esse fato crítico para análise de materiais heterogêneos.

Do ponto de vista fenomenológico, a ruptura por fluência está relacionada à fissura crescendo no material com o passar do tempo. Abaixo do limiar de ruptura por fluência, microfissuras são induzidas na microestrutura, mas são estabilizadas pelas tensões de relaxamento. Acima desse limite, as fissuras podem se propagar mais rápido do que o material pode relaxar as tensões e levar à falha da amostra.

2.5.2 Umidade

Umidade é tão relevante para RAA que sua expansão imposta mostra-se muito mais sensível para partes úmidas de estruturas afetadas que para partes secas. Nesse contexto, umidade é item importante na avaliação de estruturas com concreto sob efeito de RAA. Portanto, uma vez que a estrutura de concreto é afetada pela RAA, a mudança na condição de umidade tem impacto na previsão do comportamento de expansão, o que é consistente com a experiência de campo (KAWABATA et al., 2016b).

2.5.3 Fissuração

Em macroescala a presença de fissuração na superfície de peças de concreto facilita a entrada de água na parte interna do concreto, onde o mesmo é mantido sob condição úmida. Isso pode indicar as diferenças na evolução das propriedades de inchamento do gel em estruturas de concreto afetadas por RAA com fissuras expostas a água (KAWABATA et al., 2016b).

Considerando microescala o desenvolvimento dos produtos da reação e fissuramento em nível de agregado parecem ser diferentes para os vários tipos de agregados usados em concreto (ESPOSITO, 2016), onde três mecanismos diferentes de fissuramento devido o gel podem ocorrer (ver Figura 2.11): a) periférica na borda do agregado; b) em bolsas dentro do agregado; e c) veias dentro do agregado.

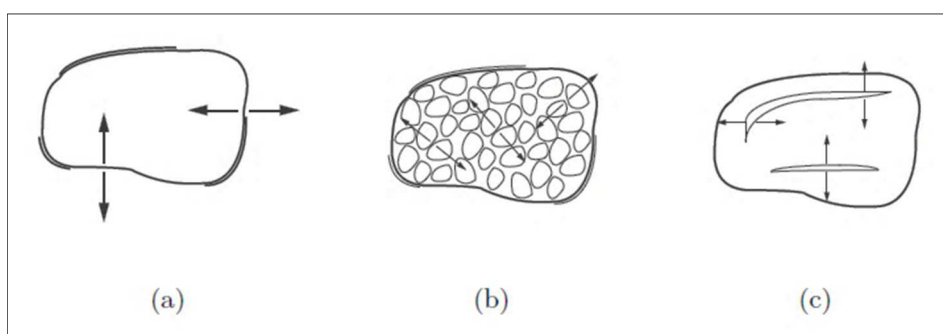


Figura 2.11 - Dano imposto por RAA para diferentes tipos de agregados
(ESPOSITO, 2016 - adaptado de SANCHEZ et al., 2015)

Dessa forma, em detalhe, tem-se (SANCHEZ et al., 2015):

- a) Fissuras se formam na ITZ (Interfacial Transition Zone) e facilmente atingem o volume da pasta de cimento devido às pressões oriundas da expansão;
- b) Fissuras se formam dentro das partículas de agregado como resultado de formação de bolsas de gel, atingindo a pasta quando maiores níveis de expansão são alcançados;
- c) Na expansão pode ocorrer a formação de veias preenchidas com sílica gel dentro das partículas do agregado reativo, que se tornam mais espessas ao longo dos anos.

Ainda, no trabalho conduzido por SANCHEZ et al. (2015) existe a menção de que fissuras, dos tipos A e B, indicadas na Figura 2.12, não necessariamente estão presentes simultaneamente em todas as partículas reativas de agregado e, que um tipo particular de

fissura pode estar se formando preferencialmente em alguns tipos de rochas, dependendo da sua natureza. Além disso, agregados triturados podem ser mais propensos à formação de fissura tipo A, considerando as operações de processamento que podem induzir fissuras internas adicionais antes de seu uso em concreto.

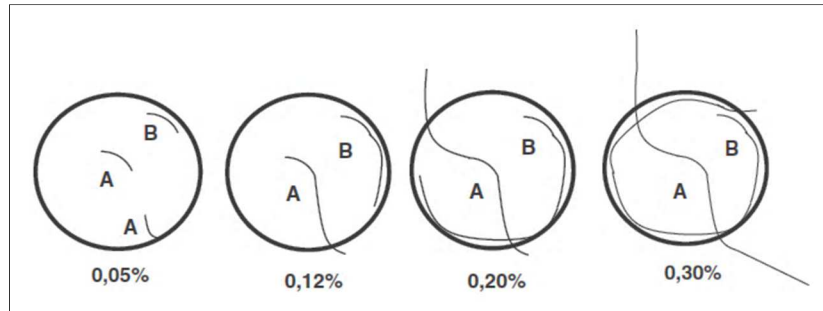


Figura 2.12 - Dano qualitativo de RAA vs. nível de expansão (SANCHEZ et al., 2015)

2.5.4 Temperatura

Outro ponto importante que afeta fortemente a expansão imposta por RAA é a temperatura. Na Figura 2.13 se visualiza o quanto diferente pode-se comportar a expansão no concreto sob efeito de RAA, por exemplo, considerando situações de estruturas em condições de clima quente ou frio.

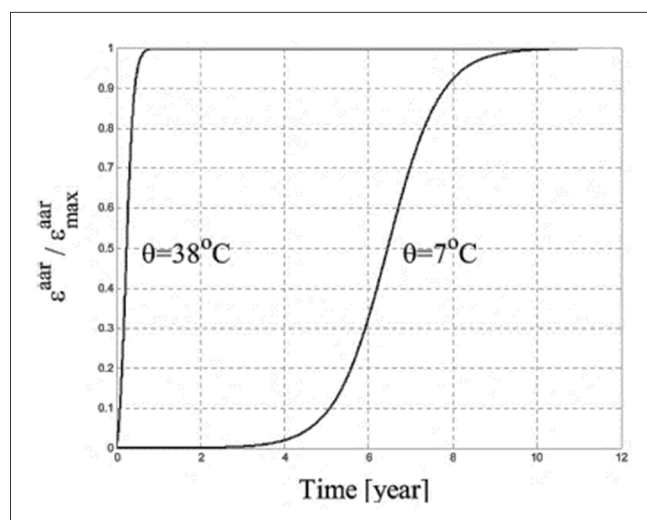


Figura 2.13 - Efeito da temperatura em expansão de RAA (SAOUMA e PEROTTI, 2006)

2.6 TIPOS DE MODELO

Os modelos preditivos para RAA dividem-se em duas categorias principais: modelos macroestruturais relacionados com a análise de estruturas afetadas pela reação e, modelos microestruturais (e mesoestruturais) que visam vincular o processo químico da reação ao seu impacto em nível de agregado.

O método dos elementos finitos tem sido empregado para conciliar expansão imposta por RAA à análise do concreto submetido a RAA. Historicamente, a expansão imposta ao concreto foi primeiramente considerada no contexto térmico. Posteriormente, graças às sistemáticas campanhas laboratoriais, leis cinéticas de expansão foram formuladas. Nesse sentido, tentativas foram feitas para correlacionar expansão e reatividade potencial da mistura do concreto (por exemplo, conteúdo alcalino).

Para representar o comportamento do concreto afetado por RAA, vários modelos foram desenvolvidos nos mais diversos níveis. ESPOSITO (2016) elaborou o quadro resumo descrito na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Vista geral de modelos para RAA (ESPOSITO, 2016)

Input	Reaction Products Level		Aggregate Level		Concrete Level			Structural Level		
	Ions & water	Gel	Swelling	Damage	Swelling	Damage	Mech. prop.	Lab. spec.	Members	Structures
Charlwood (1994)										
Léger et al.. (1996)										
Capra and Bournazel (1998)										
Malla and Wieland (1999)										
Ulm et al.. (2000)										
Li and Coussy (2002)										
Capra and Sellier (2003)										
Farage et al.. (2004)										
Bangert et al.. (2004)										
Saouma and Perotti (2006)										
Winnicki and Pietruszczak (2008)										
Comi et al.. (2009)										
Pesavento et al.. (2012)										
Esposito and Hendriks (2012)										
Bažant et al.. (2000)										
Dormieux et al.. (2004)										
Schlangen and Van Breugel (2005)										
Çopuroglu and Schlangen (2007)										
Comby-Peyrot et al.. (2009)										
Reinhardt and Mielich (2011)										
Anaç et al.. (2012b)										
Wu et al.. (2014)										
Esposito (2016)										
Ulm et al.. (2002)										
Lemarchand (2001)										
Grimal et al.. (2008a,b)										
Dunant and Scrivener (2010)										
Giorla (2013)										
Pignatelli et al.. (2013)										
Charpin and Ehrlicher (2014)										
Bažant and Steffens (2000)										
Suwito et al.. (2002)										
Poyet et al.. (2007)										
Multon et al.. (2009)										
Puatatsananon and Saouma (2013)										
Alnaggar et al.. (2013)										
Liuaudat et al.. (2014)										
Nguyen et al.. (2014)										

2.6.1 Modelos Macroestruturais

- Fenomenológicos

Esses modelos simulam a expansão imposta pela RAA e seus efeitos através de leis macroscópicas derivadas de medições experimentais. Nos primeiros modelos, a expansão da RAA era uniformemente distribuída na estrutura de concreto (expansão isotrópica, como nos primeiros modelos da Chesf). À época era mais fácil impor um gradiente térmico homogêneo equivalente do que derivar e implementar uma lei constitutiva específica. Mais tarde, essa análise foi refinada, substituindo a expansão imposta na estrutura em função de gradiente térmico por formulação para expansão imposta adicionada de fatores como umidade, vazios, fissuração, concentração de componentes reativos, tensões confinantes, etc.

Dentro da expansão imposta visualizada na Figura 2.4, SAOUMA e PEROTTI (2006) formularam a expansão sob o conceito de atribuição de pesos com base em pressupostos mecânicos, sendo a expansão volumétrica imposta constante, como os resultados experimentais de Multon. Ainda, Saouma considerou a latência aumentada, em caso de tensão compressiva, por um fator que depende da resistência à compressão do material.

No modelo de SAOUMA e PEROTTI (2006), o efeito de redistribuição da expansão imposta deu-se pelo acoplamento entre expansão e estado de tensões do material. A deformação volumétrica imposta, que também é função da temperatura e do teor de umidade, foi distribuída ao longo das principais direções de tensão com base no estado de tensões atuante e resistência à tração e compressão do material. A degradação induzida no material foi imposta como uma redução da rigidez e resistência à tração. Nenhuma degradação da resistência à compressão foi assumida.

Apesar da consideração de que o estado de tensões não elimina a expansão, nesse modelo, por atribuição de pesos (ver Figura 2.14), que resulta anisotropia, foi estimado o valor de 10 MPa para tensão confinante, i.e., sob a qual não ocorre expansão. Esse valor foi confirmado por Larive em 1998.

Contudo, nas análises pelo modelo proposto não se considera a degradação do módulo de elasticidade e efeitos de fluência. Ainda, ponto interessante colocado por Saouma é que aproximação de primeira ordem, dos parâmetros cinéticos da RAA, podem ser recuperados através de uma análise inversa do deslocamento da crista da barragem.

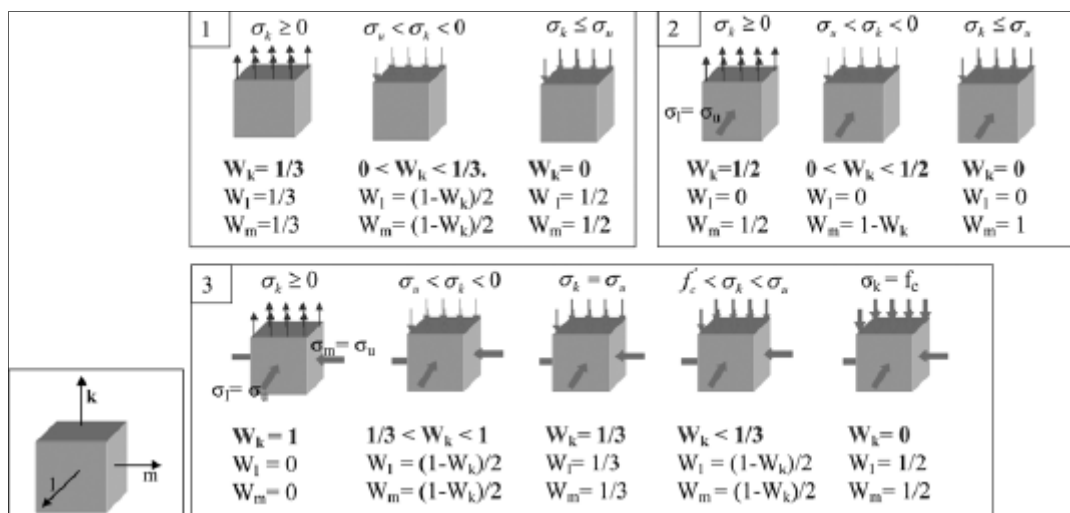


Figura 2.14 - Pesos para redistribuição da expansão volumétrica da RAA em casos selecionados (SAOUMA e PEROTTI, 2006)

De fato, qualquer modelo, independentemente de seus méritos científicos, pode ser calibrado com medições de campo por análise inversa e constantemente ser ajustado com base nos dados da instrumentação. Mas esse procedimento deixa o modelo dependente de retroalimentação de dados, o que pode prejudicar sua função preditiva a longo prazo, pois a instrumentação em campo, apesar de extremamente importante, está sujeita a interferências diversas que podem prejudicar a obtenção de dados confiáveis.

- Poro-mecânicos

Esses modelos se baseiam no pressuposto de que a sílica gel expansiva se forma dentro da porosidade do concreto. Presume-se ainda que a quantidade de gel formada é uma função sigmoide do tempo para refletir as curvas de expansão experimental.

Trabalho conduzido por CAPRA e SELIER (2001) utilizou gel para exercer pressão sobre as paredes dos poros, o que se traduz em uma expansão macroscópica e dano causado por RAA. Posteriormente o concreto é modelado sobre a probabilidade de abertura de fissura, que visa contabilizar a distribuição espacial dos locais de reação dentro da estrutura. O método emprega acoplamento entre fenômenos químicos e mecânicos, onde a cinética da reação foi ligada ao consumo de álcalis e foi dependente da temperatura, umidade e estado de tensões. A implementação foi feita por elementos finitos mostrando alguns

resultados interessantes dos fenômenos observados, mas não se considerou a degradação de propriedades mecânicas.

Os ensaios de expansão, sob carga uniaxial, com medições nos eixos axial e transversal, foram realizados no Laboratoire Central des Ponts et Chaussees (LCPC), atual Instituto Francês de Ciência e Tecnologia de Transportes, Planejamento e Redes (IFSTTAR - Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'aménagement et des Réseaux).

A Figura 2.15 apresenta a resposta do modelo desenvolvido por CAPRA e SELLIER (2001) comparado aos pontos experimentais de várias situações: expansão livre e sob esforço de compressão com 5-10-20 MPa. O modelo mostra uma boa concordância com os ensaios, exceto para expansão transversal com 10 MPa. Ponto importante nas análises é que a rigidez do gel, utilizada no computo da pressão do gel, foi obtido por análise inversa.

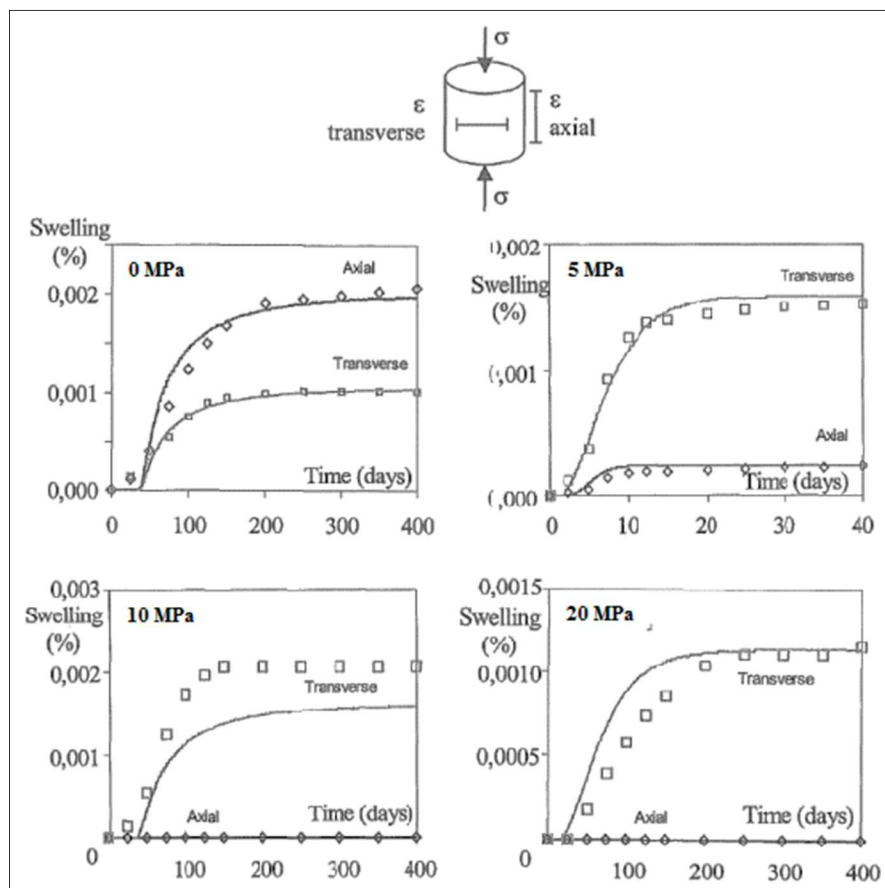


Figura 2.15 - Comparação entre pontos experimentais e modelo de expansão (CAPRA e SELLIER, 2001)

O trabalho conduzido por FARAGE et al. (2004) implementou modelo considerando o conceito de “smeared crack”, onde se adota uma relação tensão-deformação idealmente plástica para descrever o comportamento do concreto afetado por RAA sob tensão. Essa relação pós-fissura dúctil é derivada da análise de um conjunto de testes experimentais de Larive. A deformação total é o somatório da deformação elástica, da deformação imposta pela RAA e das deformações anelásticas mecânicas causadas por dano mecânico em tração ou compressão. Essas deformações anelásticas foram calculadas com base em um modelo de dano que não levou em conta a perda de resistência à compressão devido a RAA, observada por outros autores.

O conceito de “smeared crack” assume que a fissura se forma quando a tensão principal máxima atinge a resistência à tração do concreto. Assim, uma vez que a fissura é detectada no modelo, em um certo elemento da malha no âmbito dos elementos finitos, a direção normal à superfície da fissura é considerada desacoplada para as outras direções, que são ainda consideradas intactas e acopladas entre elas. Uma vez que o elemento considera fissura em uma direção particular, cálculos subsequentes são desenvolvidos sob a consideração de uma nova base, definida pela orientação da fissura.

Por análise inversa a resposta numérica para o concreto sob expansão livre foi então ajustada para representar a expansão livre da curva experimental.

Em seu trabalho GRIMAL et al. (2008a) usou uma variação do modelo de CAPRA e SELIER (2001), onde incluiu cinética da reação, que depende da variação da massa do gel com base no grau de saturação da porosidade do concreto e fluência em nível de estrutura. As propriedades de fluência do material foram calibradas em experimentos sem materiais reativos e são assumidas independentemente da ocorrência de RAA. Em seu modelo, a taxa de expansão da RAA e danos da RAA são acoplados em equações diferenciais.

A degradação do material foi descrita por um modelo de dano ortotrópico baseado na probabilidade de danos induzidos pela expansão, tensões de tração e compressão. O modelo foi calibrado e validado, em termos de expansão do concreto, adotando um conjunto de ensaios em concreto não afetado e afetado por RAA sob vários graus de confinamento, conforme ensaios constantes de MULTON e TOUTLEMONDE (2006). Posteriormente, o modelo foi aplicado à simulação de vigas de concreto armado parcialmente imersas em água. O modelo baseia-se em um grande número de parâmetros de entrada, dentre eles teor de álcalis e tipo de sílica reativa, cuja calibração requer número relevante de resultados experimentais na mesma mistura do concreto (GRIMAL et al., 2008b).

Os principais fenômenos abordados nesse modelo foram fluência, anisotropia da deformação imposta por fissuras orientadas e suposição de que o estado de tensões e a formação de gel da RAA eram independentes, ou seja, foi assumido que o estado de tensões não consegue restringir as reações químicas.

Em seu trabalho ESPOSITO (2016) relata que modelos constitutivos de estruturas derivadas da poro-mecânica sofrem com a simplista descrição da fase sólida. Primeiro, esses modelos são esquemas de várias escalas e, portanto, devem considerar todas as heterogeneidades de escala, incluindo fissuras e agregados. Segundo, o dano da RAA não é distribuído uniformemente pelo esqueleto sólido, que requer distinção entre agregados e pasta de cimento. Finalmente, tais modelos normalmente contam com um número de parâmetros que são difíceis de medir experimentalmente, além de requererem um grande número de parâmetros para ajuste, consequentemente, não podem ser facilmente extrapolados de um concreto reativo para outro.

2.6.2 Modelos Microestruturais

- Bolsa de gel

Nesse tipo de modelo GIORLA (2013) cita Çopuroglu, o qual modificou modelo de Schlangen para que o gel se formasse em bolsas de gel no agregado, na pasta ou na ITZ. Na simulação, o volume do gel formado é constante, sendo a expansão imposta pela RAA dependente do avanço da reação. Esse modelo mostrou o resultado esperado - de que a localização das bolsas de gel domina o padrão de fissuras no material (ver Figura 2.16).

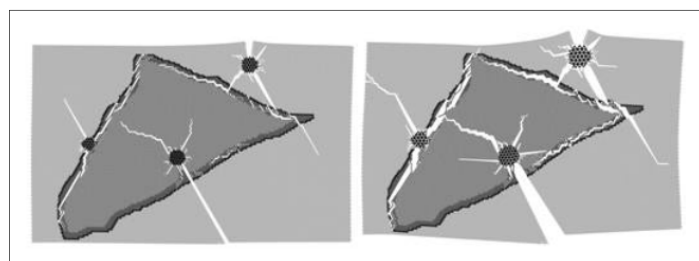


Figura 2.16 - Influência da localização das bolsas de gel sobre o padrão de fissura (GIORLA, 2013)

Contudo, nenhuma comparação foi feita em relação a curva experimental de expansão imposta pela RAA. As propriedades mecânicas foram distribuídas de acordo com lei de probabilidade (lei de Weibull) para explicar a heterogeneidade do material, sendo as bolsas de gel distribuídas de forma aleatória nos agregados.

O efeito de carga uniaxial foi simulado pela aplicação de uma carga constante numa borda da amostra. Ao fazer isso, as fissuras nos agregados são forçadas na direção da carga (ver Figura 2.17). Sob baixa carga aplicada, o modelo prevê uma redução da expansão na direção da carga, o que é consistente com outros resultados experimentais. No entanto, o modelo superestima o dano para cargas aplicadas iguais ou superiores a 5 MPa, como na configuração da Figura 2.17, onde o dano é propagado através da pasta e rompe completamente a amostra. Isso pode ser explicado, entre outras coisas, pela ausência de fluência no modelo.

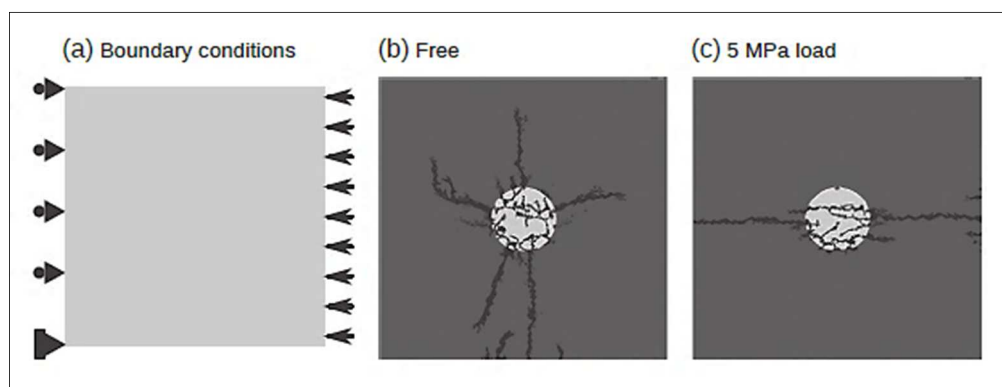


Figura 2.17 - Influência de carga sobre orientação de fissuras
(baseado no modelo de Dunant - GIORLA, 2013)

- Pressão interna

No trabalho conduzido por ESPOSITO (2016) existe a citação de três tipos de abordagem nesse sentido: a) matemática que descreve os mecanismos de dano no nível do agregado; b) métodos micro-poro-mecânicos que correlacionam analiticamente as quantidades locais e globais no nível de agregado/concreto; e c) métodos numéricos que calculam, através de técnicas de elementos finitos, o dano a nível do agregado dentro do concreto. Todas as abordagens adotam o conceito de Volume Elementar Representativo

(REV - Representative Elementary Volume), que foi definido como uma porção infinitesimal do material tridimensional em consideração.

- Produção de gel

Para acoplar a físico-química da RAA com o comportamento mecânico do concreto, várias abordagens de modelagem estudaram o fenômeno em produtos a nível da reação. A cinética da reação foi expressa em função da mudança na massa ou volume de sílica gel alcalina expansiva, que foi posteriormente traduzida em pressão imposta a nível do agregado (ESPOSITO, 2016).

- Reação de difusão de íons

Recentemente, pesquisadores estudaram o fenômeno em produtos a nível da reação em termos de mecanismos da dissolução de íons. Em alguns casos, essas abordagens matemáticas foram implementadas em modelos computacionais para a descrição das consequências mecânicas da RAA no concreto (ESPOSITO, 2016).

Ainda, ESPOSITO (2016) cita modelo adotado por Multon em 2009 de dano químico, no qual a cinética da reação foi descrita de acordo com Poyet em 2007. O concreto foi modelado por REV de agregado único, composto por uma partícula rodeada por produtos reativos e incorporados na pasta de cimento. O processo da reação de difusão localizou-se na borda e gerou variação no volume molar dos produtos da reação, o que leva a uma expansão dos agregados. Considerando o gel álcali-sílica expansível, sua expansão foi considerada como uma deformação isotrópica imposta nos agregados.

- Micro-poro-fratura

Essa foi a abordagem utilizada por ESPOSITO (2016), que sugere modelo de concreto a nível de agregado por meio de REV, composto pela matriz sólida e espaço da porosidade, modelados como fissuras. No caso de concreto afetado por RAA é assumido que gel expansivo álcali-sílica satura todo o espaço da porosidade e exerce uma pressão na fase sólida da matriz.

Os resultados do modelo, em relação ao comportamento uniaxial do concreto não afetado por RAA, estão em boa concordância com as formulações empíricas propostas pelos Códigos Europeus (EUROCODE 2, 2004). Contudo, os resultados do modelo são insuficientes para simular o comportamento do concreto sob um estado de tensão biaxial.

O modelo foi estendido ao caso do concreto afetado por RAA, simulando a evolução da expansão e as propriedades mecânicas em uma condição sem restrição da amostra. A expansão do concreto é o principal efeito imposto pelo processo da RAA, sendo uma consequência direta do inchamento do gel. Contudo, a deterioração do concreto parece estar associada a outros aspectos de maior complexidade.

Comparação dos valores experimentais mostram que o modelo superestima a degradação das propriedades mecânicas em função da expansão. Por outro lado, a relação entre rigidez e deterioração é corretamente aproximada, consequentemente, o modelo seria capaz de capturar diferenças entre concreto não afetado e afetado.

Para o modelo adotado por ESPOSITO (2016) considera-se reologia acoplada a abordagem cinética proposta por Ulm em 2000 para descrever a evolução da expansão do concreto no tempo e, a relação proposta por SAOUMA e PEROTTI (2006) para representar a anisotropia da expansão. O método visa descrever o comportamento mecânico de ambos os concretos: não afetados e afetados por RAA sob condição de expansão livre. A reologia adotada é apresentada na Figura 2.18 e consiste, além de molas e amortecedores, de células de expansão. Uma célula de expansão é colocada em série à duas molas resultando expansão sem causar tensões internas. A outra célula de expansão causaria tensão interna.

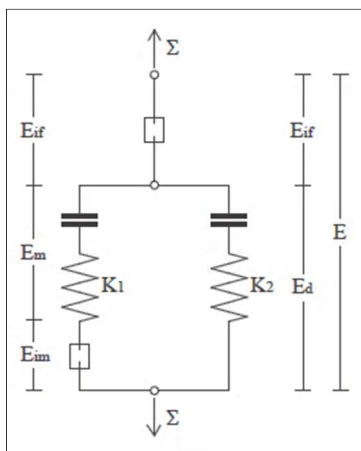


Figura 2.18 - Modelo reológico incorporando células de expansão (ESPOSITO, 2016)

2.7 EXPANSÃO E REOLOGIA

As relações constitutivas para materiais viscoelásticos podem ser apresentadas na forma de modelos reológicos, em micro ou macroescala, compostos essencialmente por molas e amortecedores. Em geral, uma dada função de fluência ou relaxamento pode ser aproximada por um número infinito de tais elementos (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Fenômeno como a fluência, que interfere no mecanismo tensão-deformação dos materiais, deve ser bem representado por modelo de predição do comportamento. O comportamento mecânico do concreto afetado por RAA pode, portanto, ser dominado por danos em condições laboratoriais de curto prazo e por fluência em condições de campo a longo prazo. Ainda, surgimento de fissuras no material interfere em suas propriedades e o crescimento delas tem grande influência sobre essas propriedades (GIORLA, 2013).

Dentre as várias composições de modelos reológicos possíveis, pelas mais diversas configurações de associação de estruturas básicas como as de Maxwell e Kelvin-Voigt, a ideia de reologia junto a implementação numérica no espaço-tempo em elementos finitos, a depender da implementação, tem mostrado bons resultados.

Um exemplo bem sucedido dessa integração entre reologia e implementação numérica no espaço-tempo em elementos finitos, aplicada na prática através de modelagem elaborada pela Chesf, forneceu a predição do concreto afetado por RAA de suas barragens por duas décadas, onde tensões e deformações puderam ser obtidas em qualquer ponto do espaço físico da barragem e linha de tempo considerada, utilizando-se da análise inversa para ajuste da modelagem.

Contudo, a composição da reologia adotada na modelagem da Chesf, à época, correspondeu aquela baseada em ensaios de reprodução do traço (mistura) original da barragem analisada, onde efeitos do tempo na predição de comportamento do concreto foram ajustados do curto prazo para longo prazo por formulação proposta pelo United States Bureau of Reclamation - USBR (CONCREMAT, 2004b).

Para exemplificar a discretização espaço-tempo, GIORLA (2013), assim como ESPOSITO (2016), utilizaram modelo reológico representativo para predição da RAA no concreto aliado ao uso do método dos elementos finitos.

Ilustrativamente, GIORLA (2013) considerou uma placa retangular homogênea de tamanho 1,0 x 1,0 m, que num instante inicial teve uma carga constante aplicada na borda superior da amostra. A borda inferior somente pode se mover ao longo do eixo horizontal e

o canto inferior esquerdo foi fixo para evitar translação da amostra. O dano foi mantido igual a zero, pois nesse ensaio a carga foi suposta baixa o suficiente em comparação com a resistência do concreto. Plano de tensões foi assumido na análise do concreto.

O comportamento do material descrito, representado pelas reologias de Burgers e Kelvin-Voigt, sem RAA, para seus estados deformados na vertical em instantes selecionados, pode ser visto na Figura 2.19.

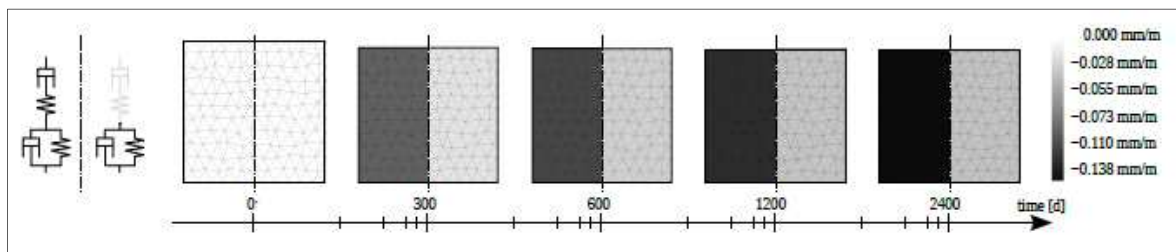


Figura 2.19 - Estados inicial e deformados na vertical no tempo por uso de elementos finitos para os modelos reológicos de Burgers e Kelvin-Voigt (GIORLA, 2013)

O modelo usado por GIORLA (2013) para simular concreto considerando fluência, dano e RAA confirmou a relação entre dano e expansão na presença da fluência. Contudo, a relação entre o nível de reação e dano é modificada considerando viscoelasticidade no caso de estado de tensões, mostrando que a fluência interfere na propagação de danos na microestrutura e, portanto, na expansão macroscópica.

Especificamente, o modelo foi capaz de representar a anisotropia da RAA em expansão livre, considerando o agregado como elipses orientadas.

CAPÍTULO III

3. ANÁLISE DINÂMICA

3.1 PARÂMETROS E ENSAIOS

Nos últimos anos tem-se aumentado à procura por técnicas confiáveis para ensaios dinâmicos não destrutivos na detecção de danos em estruturas e materiais. Isso se deve ao fato que o dano causa mudanças em parâmetros como o amortecimento, consequentemente, na rigidez, onde o estudo do amortecimento e sua evolução no tempo pode direcionar a metodologia eficaz para detecção da degradação de rigidez em concretos submetidos a RAA.

A forma usual de determinar o módulo de elasticidade do concreto e assim sua rigidez é carregar uma amostra sob compressão e registrar o diagrama carga-deformação, obtendo assim o módulo de elasticidade estático do concreto.

O módulo de elasticidade obtido por ensaio dinâmico é determinado com cargas muito baixas em tempos curtos e, portanto, refere-se a efeitos quase puramente viscoelásticos.

Dessa forma, enquanto o módulo de elasticidade por ensaio estático tem repercussão da fluência, pois é contínuo no tempo, o módulo dinâmico é influenciado por efeitos viscoelásticos como do amortecimento.

Entre os métodos possíveis para determinação do módulo de elasticidade por ensaio dinâmico dos materiais podemos citar: pulso ultrassônico (ou frequência de vibração de onda longitudinal ultrassônica, i.e., acima de 20 kHz - NBR 8802, 2019) e frequência de ressonância (longitudinal, transversal, flexional e torcional).

Ensaio dinâmico por frequência de ressonância carrega duas características que podem ter grande potencial na análise de danos em estruturas, quais sejam:

- a) Resposta de frequência capaz de representar o estado de tensões;
- b) Capacidade de aferir amortecimento, dado o fato do nível de energia no método ser alto o suficiente para detecção e, mesmo assim, a tensão induzida ser abaixo da qual se possa produzir dano.

Dentro da abordagem proposta no presente estudo, baseada em amortecimento, os parâmetros a serem obtidos dos ensaios de ressonância são: amortecimento, fator de perda e módulo de elasticidade.

Na obtenção desses parâmetros foram analisados dados dos ensaios realizados no domínio da frequência (amplitude vs. frequência), considerando a extensão da frequência de ressonância, onde foi possível obter fator de perda e amortecimento pela equivalência de amortecimento adotada da mecânica de vibração, possibilitando então o cálculo do módulo de elasticidade para os diferentes períodos de tempo dos ensaios.

3.2 ENSAIO DE RESSONÂNCIA

O ensaio de ressonância utilizado nesse estudo corresponde ao ensaio de ressonância longitudinal, adotado por BARRETO (2019), dentro da linha de pesquisa e desenvolvimento vigente à época na Universidade Federal da Paraíba - UFPB, em parceria com a Chesf, que abordou os seguintes temas sobre RAA: mineralogia, técnicas não destrutivas, mitigação e micromecânica, onde dentro das técnicas não destrutivas trabalhou-se ensaios de ultrassom e ressonância longitudinal, sendo os dados dos ensaios de ressonância base das análises de modelagem desenvolvidas no presente trabalho.

No caso em questão, para os ensaios de ressonância, foi aplicada uma força longitudinal de comportamento senoidal com frequência variável (100 a 20.000 Hz) num intervalo de tempo de 8 segundos, pelo sistema de varredura logarítmica do equipamento utilizado (Agilent 33220A), onde o fabricante (AGILENT TECHNOLOGIES, 2007) relata ser a varredura logarítmica útil para cobrir larga extensão de frequências, as quais em baixa resolução poderiam ser perdidas com o sistema de varredura linear.

A força longitudinal, de pequena intensidade, foi aplicada em uma das extremidades do eixo longitudinal de uma viga de concreto medindo 1,14 m de comprimento com secção transversal quadrada (0,1 x 0,1 m), com aproximadamente 28,4 kg (ver Figura 3.1).

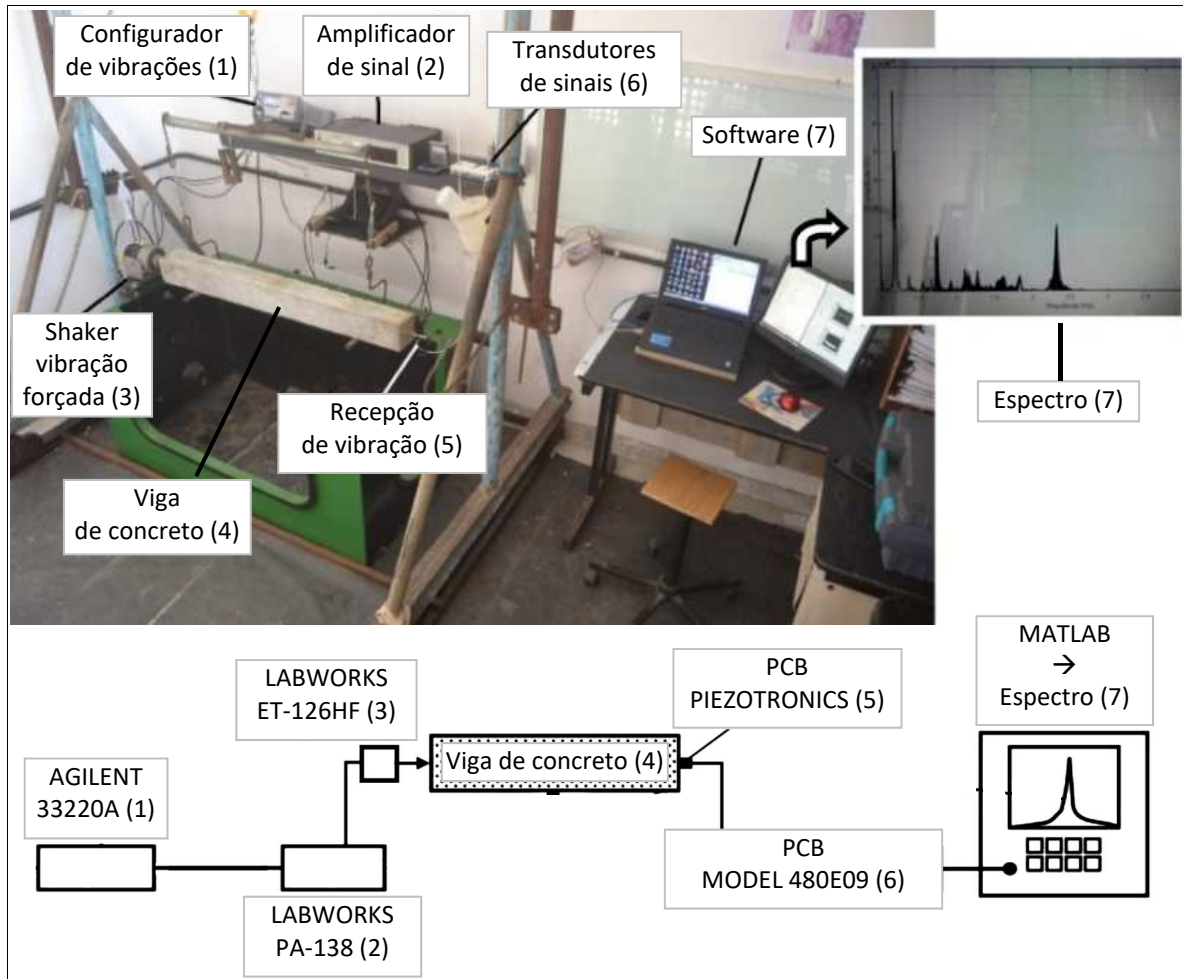


Figura 3.1 - Esquema do ensaio de ressonância longitudinal
(modificado de BARRETO, 2019)

Os sinais do ensaio coletados num conjunto de 10 medições com janela de 10 segundos cada, correspondem a uma leitura do ensaio, sendo analisada a última janela com melhor estabilização de sinal, a qual tem frequência de amostragem de 1.000.000 de dados, que corresponde a um dado coletado a cada intervalo de tempo de 10 microssegundos, formando assim conjunto de dados capaz de rastrear alterações na frequência de ressonância do material, cuja apresentação no domínio espectral da frequência chama-se função de resposta de frequência (FRF - Frequency Response Function), a qual é obtida após

transformação do domínio do tempo para o domínio da frequência através da transformação rápida de Fourier (FFT - Fast Fourier Transform) (BEDE e KOŽAR, 2016).

Basicamente, o pulso produzido no ensaio que vem a percorrer o material pela ação da força de excitação faz a viga de concreto responder em modos de vibração específicos, que dependem da geometria, propriedades mecânicas, presença de falhas, etc.

Dessa forma, quando a frequência de vibração imposta coincide com a frequência natural, a viga de concreto apresenta “picos” de amplitude na resposta da frequência de ressonância em seus modos de vibração.

A alteração da frequência de ressonância indica alteração da frequência natural, que considerando iguais condições de contorno (geometria e temperatura) pode indicar mudanças nas propriedades mecânicas do material.

3.3 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Dificuldades e inconsistências nos ensaios de ressonância podem surgir da variabilidade no acoplamento entre sensores e amostra ensaiada, bem como das condições do ambiente onde os ensaios são realizados.

Tentativas de usar bons equipamentos de ensaio de ressonância em metais para concretos foram até certo tempo sem sucesso, devido à natureza heterogênea do concreto. A presença de interfaces pasta-agregado, vazios de ar e outras particularidades do concreto resulta em uma infinidade de ecos que obscurecem defeitos reais. Nos últimos 10 a 20 anos, no entanto, tem havido progresso considerável no desenvolvimento de equipamentos eletromecânicos e computacionais para análise de propagação de ondas e frequências resultantes do pulso de ensaio dinâmico (CARINO, 2001; KOLLURU et al., 2000).

Para comparar a configuração do procedimento adotado nos ensaios de ressonância desse estudo foi realizado previamente ensaio em material cujas propriedades são conhecidas, aço SAE 1020, para validar a metodologia empregada. Utilizou-se, então, cilindro de aço medindo 1,317 m de comprimento com secção transversal circular de 2 polegadas (0,0508 m), na mesma configuração do ensaio a ser realizado nas vigas de concreto. Esse teste de linearidade é extremamente importante, uma vez que quaisquer dispositivos elétricos e mecânicos podem produzir ruídos.

Na obtenção dos parâmetros de interesse, considerando o procedimento de ensaio adotado, a norma americana ASTM E 756 (1998) ressalva que se o módulo de elasticidade obtido para o aço não for aproximadamente 207 GPa (dados da literatura também sugerem 205 a 210 GPa) e o fator de perda não for aproximadamente 0,002 a 0,001 para os 1º e 2º modos e 0,001 ou menos para os modos mais altos, como na abordagem numérica desse estudo, então deve haver um problema na configuração do dispositivo ou em outro lugar do sistema de medição.

Metodologia paralela adotada por JUNG et al. (2006) testou dois dispositivos para medição do fator de perda do amortecimento e módulo de elasticidade para o aço em questão, “micro-flow” e transdutor capacitivo, onde ambos detectaram para o aço ensaiado os valores aproximados de 0,002 e 198 GPa, respectivamente (ver Figura 3.2).

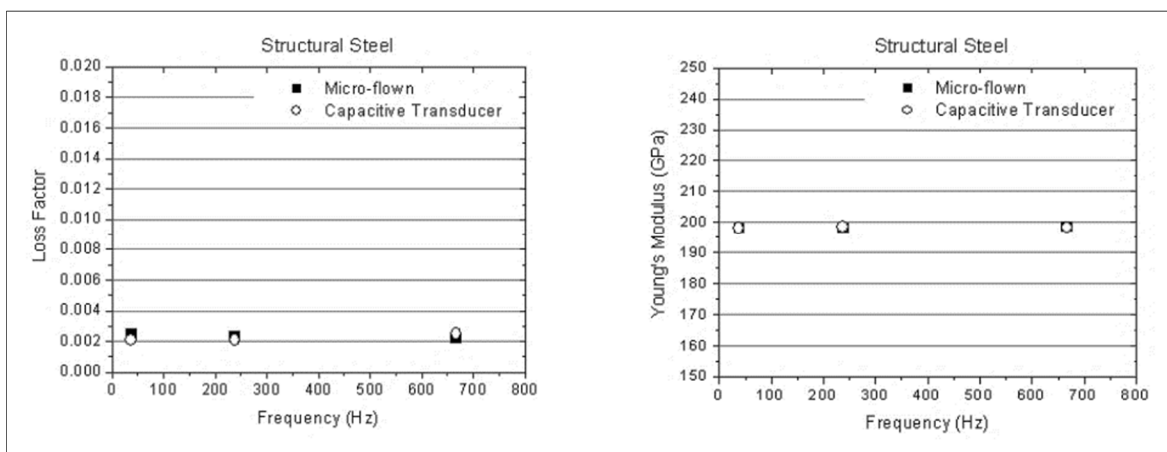


Figura 3.2 - Fator de perda e módulo de elasticidade encontrados para o aço
(JUNG et al., 2006)

Para os ensaios conduzidos por JUNG et al. (2006) os resultados no aço confirmam os valores mencionados pela ASTM E 756 (1998), para módulo de elasticidade e fator de perda, mostrando que a instrumentação, se corretamente preparada, não introduz não-linearidade detectável, sendo qualquer não-linearidade medida de origem do material ensaiado ou da montagem da instrumentação.

Na configuração de ensaio desse estudo o resultado do fator de perda e módulo de elasticidade, medidos por via dinâmica, através de ressonância longitudinal, para o aço adotado, respectivamente, correspondem a 0,00041 e 212,8 GPa, considerando o 3º modo experimental (“pico” em 3.948,4 Hz) (ver Figura 3.3), sendo o 1º modo natural com “pico”

em 3.436 Hz segundo a geometria descrita da barra de aço e módulo suposto de 210 GPa, onde a divergência relativa ao 1º e 3º modo experimental é devida ao surgimento de dois “picos” prévios no resultado experimental, advindos de modos acessórios e possíveis imperfeições na configuração do ensaio ou amostra, como, por exemplo, acoplamento dos sensores (2 x 70 mm) (ver Figura 3.4).

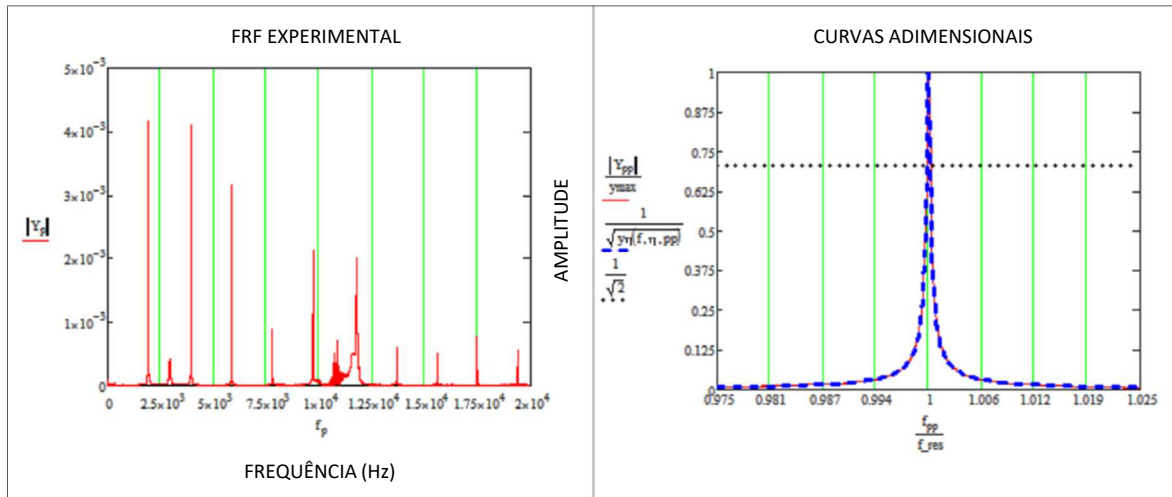


Figura 3.3 - FRF longitudinal experimental e curva de ressonância adimensional para o 3º modo do aço; experimental - linha contínua; teórica - linha tracejada (AUTOR)



Figura 3.4 - Barra de aço para teste de configuração: A) Vista geral; B) Detalhe do furo para acoplamento de sensor (BARRETO, 2019)

Os valores obtidos para o fator de perda e módulo de elasticidade, no teste de configuração do procedimento de ensaio desse estudo, foram extraídos da FRF na ressonância longitudinal, por equivalência entre amortecimento viscoso e de histerese, como será visto adiante.

De fato, cabe ressaltar que fatores diversos podem influenciar aspectos dinâmicos globais, como frequências naturais, suas formas e amplitudes, sendo muitos os métodos conhecidos para estimação do amortecimento, cuja performance depende fortemente da qualidade dos dados registrados no ensaio e do tipo de dissipação de energia presente.

Contudo, os resultados do ensaio de JUNG et al. (2006) e aqueles oriundos da configuração de ensaio desse estudo, se enquadraram na prescrição de valores mencionados pela ASTM E 756 (1998) para o aço, considerando a técnica empregada em cada caso, vindo a mostrar a viabilidade do procedimento de ensaio a ser empregado na análise de concretos submetidos a RAA.

Segundo trabalho conduzido por BUTTERWORTH et al. (2004), o amortecimento consiste na propriedade dinâmica mais difícil de previsão, pois não pode ser deduzido das propriedades físicas de uma estrutura, diferentemente de massa e rigidez.

3.4 AMORTECIMENTO NO CONCRETO

Trabalho conduzido por NAGY (1997) através de ressonância transversal em prismas de concreto medindo 0,16 m de comprimento com secção transversal quadrada (0,04 x 0,04 m), utilizando duas diferentes misturas para concreto, S279 e A300, correlacionou aspectos do ensaio de ressonância com propriedades do concreto como: frequência, módulo de elasticidade e amortecimento (fator de perda), em função do tempo (idade até aproximadamente 30 dias).

O dispositivo de ensaio de NAGY (1997) consistiu em equipamento para excitação da amostra e receptores para análise FFT, onde a frequência de ressonância corresponde ao “pico” ilustrado na curva da Figura 3.5, a qual também ilustra o cálculo do fator de perda (η) pelo método da largura de banda de meia potência.

A Equação 3.1 reproduz e complementa a formulação expressa na Figura 3.5, inserindo o parâmetro da razão de amortecimento (ξ).

$$\frac{\Delta\omega}{\omega_{\text{res}}} = \frac{f_2 - f_1}{f} = 2 \xi \simeq \eta \quad (3.1)$$

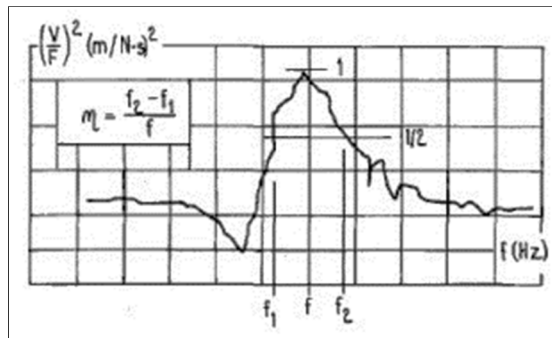


Figura 3.5 - Diagrama esquemático de cálculo do fator de perda (NAGY, 1997)

3.4.1 Comparativos de frequência, módulos e amortecimento vs. idade

A Figura 3.6 mostra as relações de frequência, módulo dinâmico, razão de amortecimento e entre módulos vs. idade para os concretos descritos em NAGY (1997).

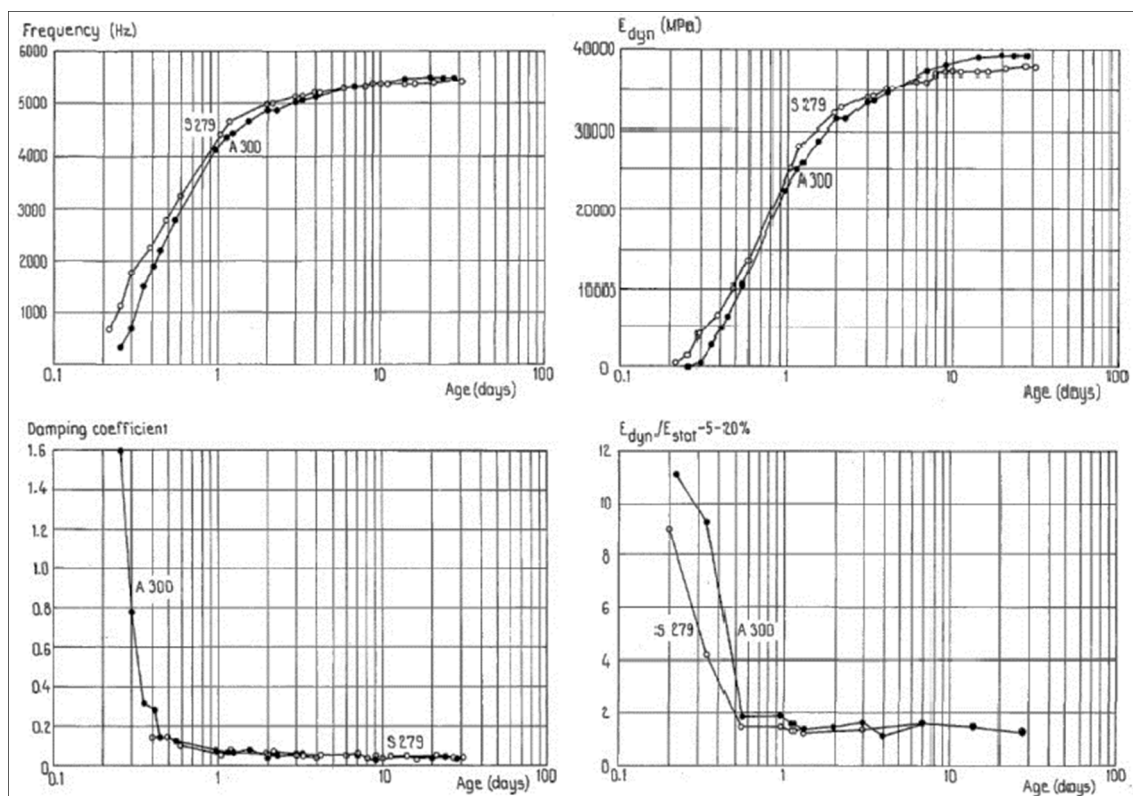


Figura 3.6 - Relações diversas entre parâmetros em ensaio dinâmico vs. idade para os concretos S279 e A300 (adaptado de NAGY, 1997)

Na Figura 3.6, considerando o concreto como um material sem dano, durante suas primeiras idades, a razão de amortecimento registrada tem seu máximo para o concreto jovem e diminui com a idade, ocorrendo o inverso na frequência e módulos (dinâmico e estático).

Os resultados apresentados na Figura 3.6 foram confirmados pelos experimentos de VILLAIN et al. (2009), que concluiu ser o módulo dinâmico maior que o módulo estático e ambos muito bem correlacionados, sendo a diferença entre eles influenciada pela porosidade e teor de água.

Equações do módulo dinâmico para ensaios de ressonância baseadas na geometria, massa, frequência e fatores correlacionados são apresentadas por NAGY (1997), ASTM E 756 (1998), QUINN e SWAB (2000), DIÓGENES et al. (2011), entre outros.

Dentre os fatores tem-se, por exemplo, o “fator T” advindo do gráfico de Pickett (SPINNER et al., 1960), que relaciona o fator ao raio de inércia pelo comprimento da amostra, sendo o quociente descrito como dependente da razão de Poisson. Mas, para grandes comprimentos da amostra de concreto ensaiada, como no caso desse estudo, NAGY (1997) relata que uma mudança no valor de $1/6$ para $1/4$ da razão de Poisson aumenta o valor do módulo dinâmico em menos de 2% (módulo diretamente proporcional ao fator T), mostrando assim que o método da ressonância é apenas ligeiramente afetado por Poisson.

Outro fator é o apresentado por QUINN e SWAB (2000) e corresponde ao tratamento de borda para material cerâmico, de difícil controle em concreto, sendo ainda nesse caso o ajuste aplicável aos modos de ressonância em flexão, não sendo apropriado aos modos de ressonância longitudinal ou torcional.

Na abordagem da ressonância do presente estudo não se fez uso de equações ou fatores inerentes a outros autores, mas sim o uso de suas observações experimentais, que juntamente a conceitos matemáticos, analogias mecânicas e dados dos novos ensaios conduzidos por BARRETO (2019), se buscou o entendimento acerca da evolução dos parâmetros viscoelásticos do concreto.

3.4.2 Considerações do Amortecimento

Trabalho conduzido por SWAMY e RIGBY (1971) relata algumas considerações baseadas em amortecimento no concreto e derivados cimentícios, quais sejam:

- a) Cura: para espécimes continuamente em cura úmida a capacidade de amortecimento diminui na diminuição da cura e aumento da maturidade da pasta de cimento, argamassa e concreto;
- b) Razão água-cimento: aumentando a razão água-cimento aumenta as propriedades de amortecimento da pasta de cimento, argamassa e concreto. Este aumento é maior durante as idades iniciais e diminui à medida que se procede a hidratação;
- c) Modo de vibração: a diferença entre os diferentes modos é maior durante o estágio inicial de hidratação e aumenta com o aumento da água na mistura. Com a maturidade das amostras, a diferença diminui;
- d) Módulo dinâmico: os resultados mostram que o amortecimento diminui com o aumento do módulo dinâmico, no qual é esperado que o amortecimento também diminua com o aumento da resistência de compressão;
- e) Material inelástico: o fenômeno do amortecimento em materiais cimentícios baseia-se principalmente nos seus componentes inelásticos e é possível que exista inter-relação entre amortecimento e deformação por fluência;
- f) Fissura: o amortecimento do concreto seco sendo maior que do concreto úmido, isto pode ser associado ao maior nível de microfissuras no concreto seco, as quais aumenta o componente de amortecimento. A presença de microfissuras é da maior importância na determinação do nível de amortecimento no material (JORDAN, 1980).

3.5 AMORTECIMENTO E RAA

Trabalho conduzido por LEŚNICKI et al. (2011) coloca que as dificuldades em quantificar danos no concreto se originam de sua complexa microestrutura. Outras complicações surgem de possíveis reações químicas, como a RAA, que podem modificar consideravelmente e continuamente a microestrutura existente.

O gel formado não apenas fornece outra fase na microestrutura já complexa, mas também é higroscópico. O inchaço do gel induz tensão interna dentro da matriz de concreto, que se suficiente, pode causar descolamento interfacial, iniciação e propagação de fissura.

Tradicionalmente, o potencial deletério da RAA é avaliado através de medições da variação de comprimento de uma amostra cimentícia no tempo, expressa como porcentagem

da expansão no tempo, sendo o procedimento de ensaio mais comum nesse sentido o ensaio de prismas de concreto, como descrito em normas nacionais (NBR 15577-6, 2018) e internacionais (ASTM C 1260, 2007; ASTM C 1293, 2008).

Alternativamente, o método de ensaio acelerado de barras de argamassa, também descrito em normativo, fornece resultados mais rapidamente, porém tem sido criticado por utilizar agregado excessivamente reativo e por apresentar falsos positivos e falsos negativos.

No caso de ensaio realizado em argamassas é necessário que os agregados graúdos sejam esmagados até uma graduação padrão, o que pode influenciar a avaliação de um agregado em relação ao seu desempenho no campo. O ensaio de prismas é considerado o método mais confiável em relação ao desempenho de campo, sendo usado para avaliar, independentemente, a reatividade de agregados graúdos e finos.

As fissuras oriundas da expansão imposta pela RAA, distribuídas na peça, reduzem a rigidez mecânica e, conseqüentemente, as frequências de ressonância da peça. Essas fissuras podem ser consideradas parte de um sistema interligado imperfeito, que também inclui interfaces entre o agregado e a argamassa ou pasta cimentícia circundante, bem como outros defeitos.

Um conjunto típico de gráficos de FRF para amostra de concreto não danificada (S3) e amostra de concreto com RAA altamente reativa (S1) são mostrados na Figura 3.7, onde são claras as diferenças nas curvas de ressonância obtidas (LEŚNICKI et al., 2011).

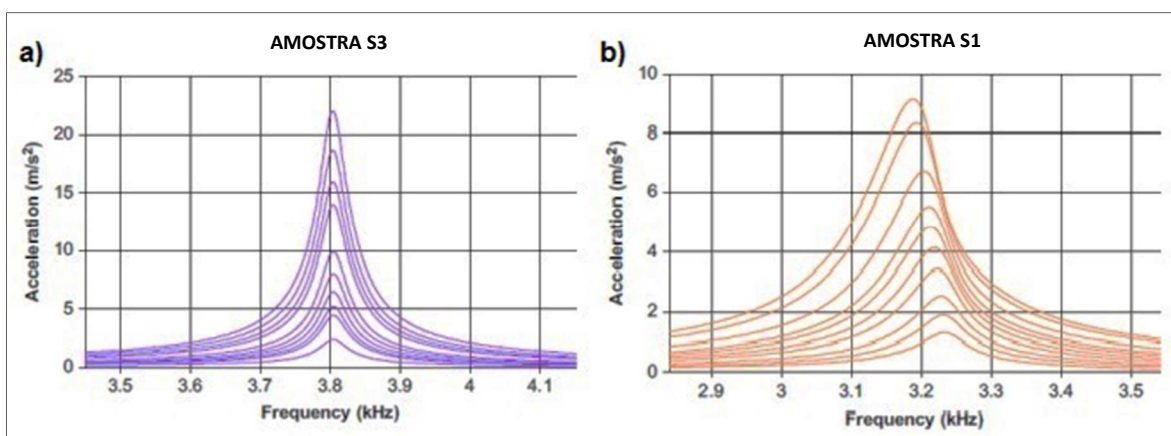


Figura 3.7 - a) FRF para amostra S3; b) FRF para amostra S1 (LEŚNICKI et al., 2011)

Os resultados, segundo LEŚNICKI et al. (2011), mostram potencial para detecção da RAA em concreto através de ensaios de ressonância em conjunto com ensaios de

expansão, onde na ressonância se visualiza o decaimento da frequência na amostra não danificada (S3) de 3,8 kHz para aproximadamente 3,2 kHz na amostra altamente reativa (S1). Percebe-se, ainda, a diminuição da amplitude das acelerações de uma amostra para a outra, em torno de 23 m/s² para aproximadamente 9 m/s². Esse comportamento de diminuição da frequência e amplitude é típico de amortecimento viscoso, como ilustrado na Figura 3.8, considerando literatura para amortecimento de vibrações da mecânica clássica (NASHIF et al., 1985).

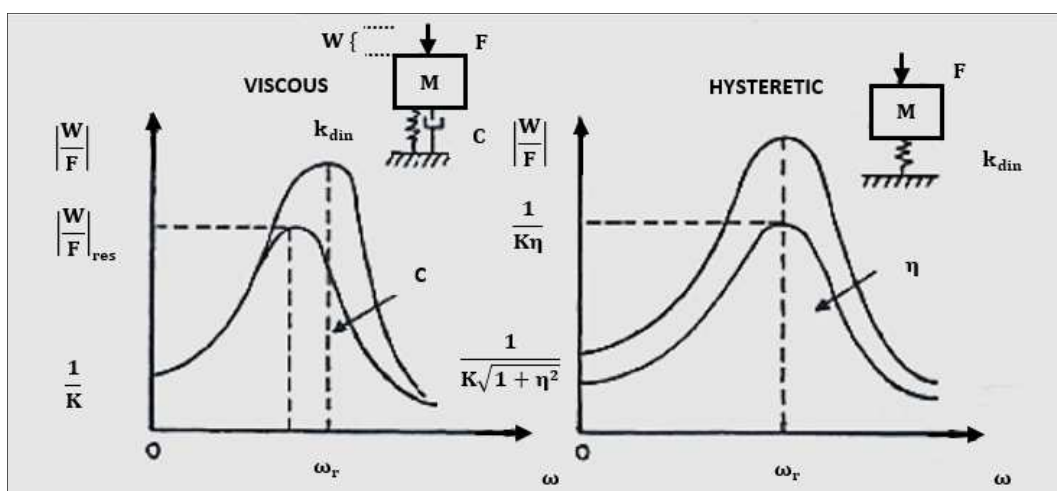


Figura 3.8 - Resposta dinâmica para sistemas viscoso e de histerese
(adaptado de NASHIF et al., 1985)

Os resultados obtidos por LEŚNICKI et al. (2011) sugerem que mudanças microestruturais, como a formação de microfissuras e separação entre interfaces do concreto, inclusive alterações por RAA, são responsáveis pelas mudanças nos parâmetros do concreto que podem ser rastreadas usando a técnica de ressonância.

A Figura 3.9 mostra os resultados de ensaios de ultrassom realizados nas mesmas vigas de concreto ensaiadas na ressonância, onde se percebe o aumento das velocidades de propagação de onda ultrassônica no decorrer de tempo dos ensaios, em que sendo o módulo de elasticidade dinâmico proporcional a velocidade de propagação da onda, pode-se deduzir que as vigas de concreto, inclusive aquelas afetadas por RAA, encontram-se ganhando rigidez, quando na verdade, as vigas com material reativo estão sofrendo degradação, como constatado nos ensaios de ressonância e onde BARRETO (2019) confirmou ser o ultrassom pouco sensível a detecção da RAA.

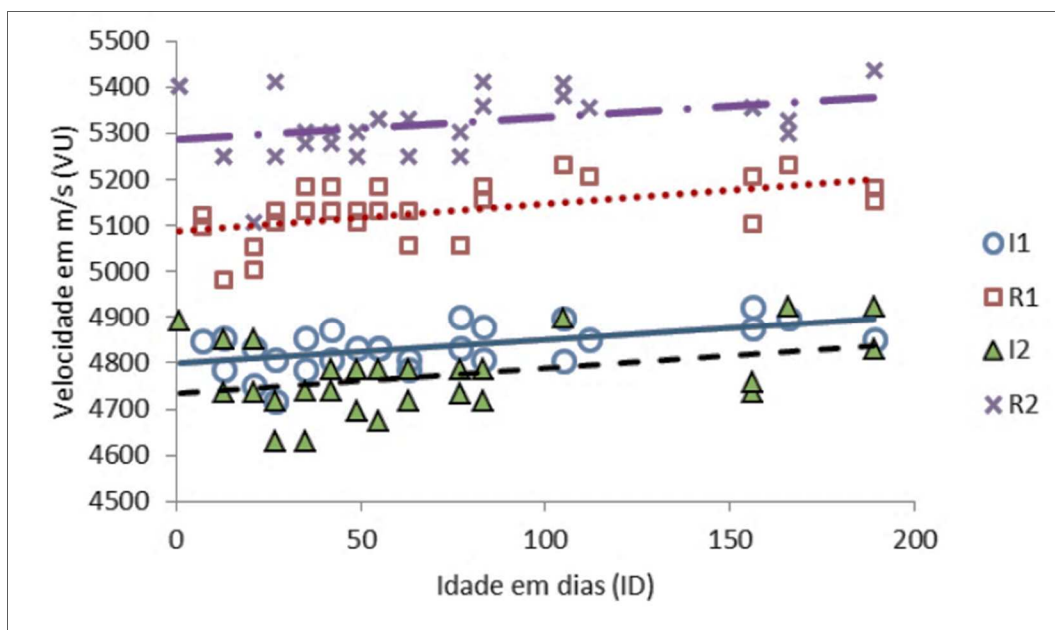


Figura 3.9 - Velocidade de propagação de onda ultrassônica vs. idade nas vigas de concreto ensaiadas (legenda ver Tabela 3.3) (BARRETO, 2019)

A possível explicação dessa menor sensibilidade do ultrassom, frente ao fenômeno da RAA, pode estar correlacionada a menor condição dissipativa de energia do ultrassom em relação a fluído não newtoniano, como o gel de RAA. Ainda, sinais de interferência oriundos da microestrutura do concreto e sinais originados de dano coexistem durante o ensaio de ultrassom, sendo o dano imperceptível pelo ultrassom até o ponto em que a peça analisada se encontra em estágio avançado de degradação, conforme ilustra a Figura 3.10, que sequencia o crescimento de gel da RAA em vazio do concreto até o gel preencher esse vazio, quando então passa o gel a tensionar o concreto, onde gel e concreto ganham rigidez aparente, vindo posteriormente a surgirem fissuras, onde o gel passa a preencher as fissuras voltando a tensionar o concreto, num ciclo progressivo de dano até o ponto de ser evidente a detecção de degradação pelo ultrassom.

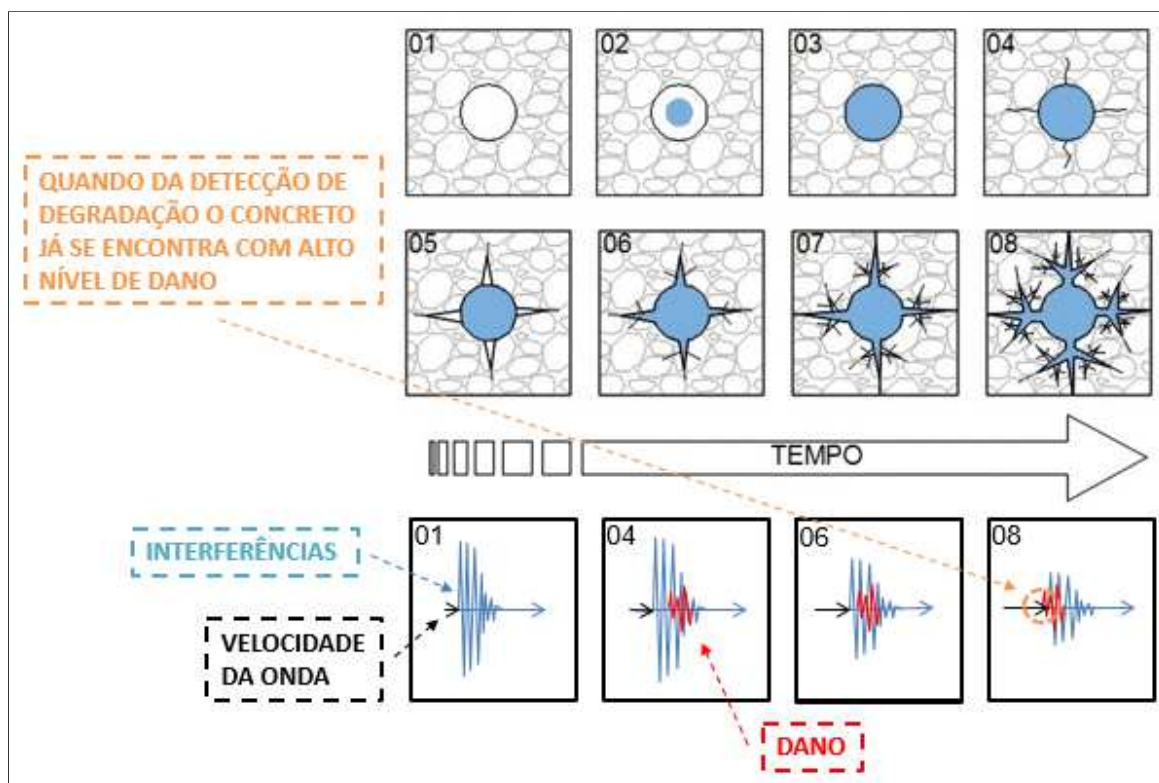


Figura 3.10 - Ilustração de ensaio ultrassônico vs. dano para crescimento de gel da RAA
(AUTOR/UFPB)

3.6 EQUIVALÊNCIA DE AMORTECIMENTOS

Considerando as observações feitas para concreto por LEŚNICKI et al. (2011), associadas a mecânica para amortecimento de vibrações descrita por NASHIF et al. (1985), no que se refere as mudanças na amplitude e frequência de ressonância, adotou-se a equivalência entre amortecimento viscoso e de histerese, como pode ser visto comparando os comportamentos ilustrados nas Figuras 3.7 e 3.8, para obtenção do amortecimento nas análises da frequência de ressonância nesse estudo, sendo uma das maiores vantagens em assumir amortecimento de histerese a possibilidade de se utilizar o princípio da correspondência em análise complexa, onde número complexo pode ser substituído por valor real na contabilidade do amortecimento (NASHIF et al., 1985) (ver Figura 3.11).

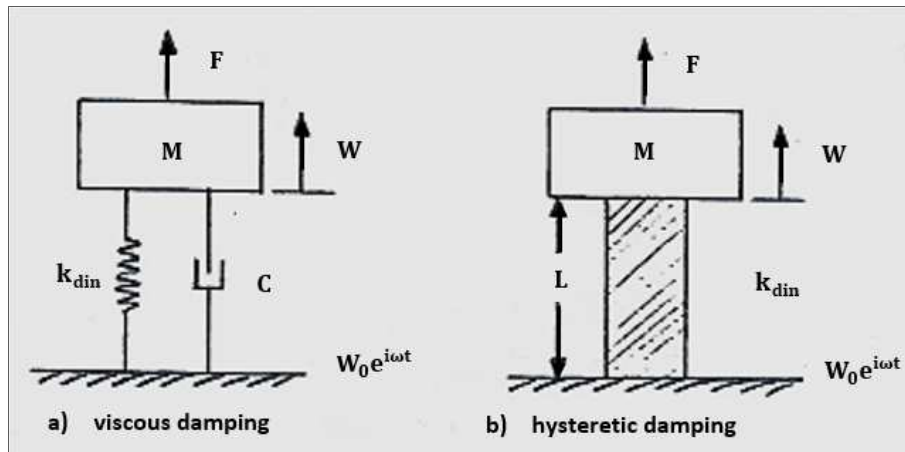


Figura 3.11 - Esquema para amortecimento de um grau de liberdade: a) Viscoso;
b) Histerese (adaptado de NASHIF et al., 1985)

Outro ponto importante nas análises é a diferença existente entre o sistema de amortecimento viscoso e de histerese, onde no sistema viscoso a energia dissipada por ciclo depende linearmente da frequência de oscilação, enquanto no sistema histerético a energia dissipada é independente da frequência.

Ressalte-se ainda, que em materiais reais o comportamento do módulo de elasticidade e do fator de perda dependem da temperatura, considerando a frequência constante. Dessa forma, todos os ensaios de ressonância conduzidos por BARRETO (2019) foram dentro do mesmo gradiente de temperatura.

3.7 CÁLCULO DO AMORTECIMENTO

3.7.1 Largura de Banda de Meia Potência (Half-Power Bandwidth)

Método simples e rápido, baseado no fato da largura da amplitude de resposta para sistema de um grau de liberdade ser proporcional a razão de amortecimento (GUTENBRUNNER et al., 2007).

O termo é emprestado da análise de sistemas elétricos no qual a amplitude é uma medida de voltagem e a potência elétrica é proporcional ao quadrado da voltagem. A razão de amplitude de $1/\sqrt{2}$ corresponde a redução da medida de amplitude em 3,01 dB (ver

Equação 3.2), onde outra forma de se referir ao método é como largura de banda de 3 dB (NASHIF et al., 1985).

$$20 \log \frac{1}{\sqrt{2}} = -3,01 \text{ dB} \quad (3.2)$$

A Figura 3.5 ilustra a obtenção do fator de perda (η) pelo método da largura de banda de meia potência, conforme a Equação 3.1. Mudanças nesse fator são usadas para identificar danos na estrutura da mesma maneira que as mudanças na frequência.

Como o amortecimento é um parâmetro valioso para a resposta ressonante de estruturas ou sistemas, o amortecimento é de grande significado na dinâmica estrutural, sendo difícil obter amortecimento por método teórico, pois sua investigação é experimental.

O método da largura de banda de meia potência, que calcula o amortecimento como largura de banda de frequência para a energia de vibração diminuir 3 dB de amplitude, na frequência de ressonância, consiste em abordagem amplamente utilizada para estimar amortecimento (NASHIF et al., 1985; GU e SHENG, 2015).

Devido o método da largura de banda de meia potência usar apenas três pontos dos dados de ensaio, na ressonância sua precisão será afetada pela relação sinal-ruído (SNR - Signal Noise Response) e frequência de amostragem adotada. Quando algum dos três pontos dos dados são gravemente afetados, o erro aparece e não pode ser negligenciado (GU e SHENG, 2015).

Pode-se visualizar da Figura 3.12 que a largura de banda de meia potência é de difícil decisão no caso representado, i.e., escolha das duas frequência na amplitude de $1/\sqrt{2}$, onde o sinal trabalhado foi de apenas 1 em cada 10 dos 1.000.000 de dados da janela original de 10 segundos, para um dos ensaios de BARRETO (2019), que corresponde neste caso a uma frequência de amostragem de 100.000 dados.

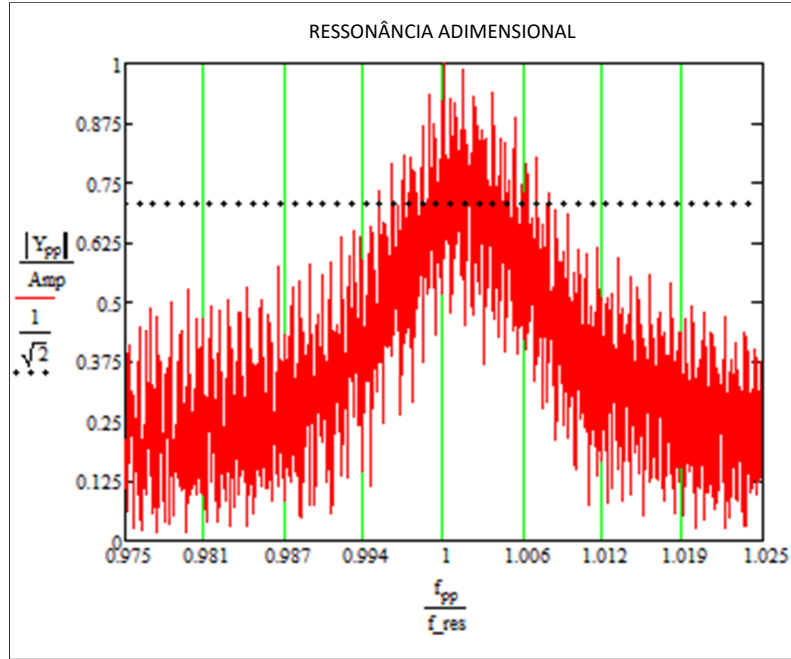


Figura 3.12 - Sinal de difícil visualização por largura de banda de meia potência (AUTOR)

Se percebe da Figura 3.12 que a frequência de amostragem ocasiona mais de duas frequências relacionadas à resposta da largura de banda de meia potência. Nesse caso, o aumento da frequência de amostragem tende melhorar o sinal, como na prática foi feito.

3.7.2 Ajuste de Curva

De forma a evitar os inconvenientes do método da largura de banda de meia potência, pode-se fazer uso do método de ajuste de curva pelos mínimos quadrados no ajuste da curva teórica a curva experimental de ressonância.

Para tal, considere os parâmetros do ensaio de ressonância no cálculo da razão de amortecimento viscoso, para sistema de um grau de liberdade, conforme a Figura 3.11, tomando por base a equação do movimento amortecida governada pela segunda lei de Newton e equações para amortecimento de vibrações de NASHIF et al. (1985), tem-se:

$$w(t) = w e^{i\omega t} \quad (3.3)$$

$$F(t) = \bar{F} e^{i\omega t} \quad (3.4)$$

$$K w(t) + C w'(t) + M w''(t) = F(t) = \bar{F} e^{i\omega t} \therefore i = \sqrt{-1} \quad (3.5)$$

$$K w e^{i\omega t} + C i \omega w e^{i\omega t} - M w \omega^2 e^{i\omega t} = \bar{F} e^{i\omega t} \quad (3.6)$$

$$K w + C i \omega w - M w \omega^2 = \bar{F} \quad (3.7)$$

$$(K + C i \omega - M \omega^2) w = \bar{F} \quad (3.8)$$

$$w = \frac{\bar{F}}{K + C i \omega - M \omega^2} = \frac{\frac{\bar{F}}{K}}{1 + \frac{C i \omega}{K} - \frac{M \omega^2}{K}} \quad (3.9)$$

Para frequência de excitação adimensional, tem-se:

$$\Omega = \frac{\omega}{\omega_{\text{res}}} = \frac{\omega}{\sqrt{\frac{K}{M}}} \therefore \omega_{\text{res}} = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (3.10)$$

Sendo a razão de amortecimento definida como:

$$\xi = \frac{C}{C_c} = \frac{C}{2 \sqrt{KM}} \quad (3.11)$$

Considera-se:

$$\frac{C \omega}{K} = \frac{2 \xi \sqrt{KM} \omega}{K} = 2 \xi \frac{\omega}{\sqrt{\frac{K}{M}}} = 2 \xi \Omega \quad (3.12)$$

$$\frac{\omega^2 M}{K} = \frac{\omega^2}{\frac{K}{M}} = \frac{\omega^2}{\omega_{\text{res}}^2} = \Omega^2 \quad (3.13)$$

Então, a amplitude da função de frequência no sistema viscoso é:

$$w = \frac{\frac{\bar{F}}{K}}{1 + i 2 \xi \Omega - \Omega^2} = \frac{\frac{\bar{F}}{K}}{(1 - \Omega^2) + i 2 \xi \Omega} \quad (3.14)$$

$$|w| = \frac{\left| \frac{\bar{F}}{K} \right|}{\sqrt{(1-\Omega^2)^2 + 4\xi^2\Omega^2}} \quad (3.15)$$

Para a equivalência das respostas viscosa e de histerese, tem-se:

$$k_{\text{din}} = k_{\text{est}} + C i \omega \quad (3.16)$$

$$k_{\text{din}} = k_{\text{est}}(1 + i \eta) \quad (3.17)$$

$$C \omega = k_{\text{est}} \eta \quad (3.18)$$

$$k_{\text{est}} = K \quad (3.19)$$

Da mesma forma anterior, a amplitude no sistema de histerese é:

$$w = \frac{\bar{F}}{K + i K \eta - M \omega^2} = \frac{\frac{\bar{F}}{K}}{1 + i \eta - \frac{M \omega^2}{K}} \quad (3.20)$$

$$|w| = \frac{\left| \frac{\bar{F}}{K} \right|}{\sqrt{(1-\Omega^2)^2 + \eta^2}} \quad (3.21)$$

Onde, para $\Omega \simeq 1$, tem-se a máxima amplitude, então:

$$|w|_{\text{vis-max}} = \left| \frac{\bar{F}}{C \omega} \right| = |w|_{\text{his-max}} = \left| \frac{\bar{F}}{K \eta} \right| \quad (3.22)$$

Dentro das seguintes premissas na curva amplitude vs. frequência, observa-se que:

$$\Omega \ll 1 \Rightarrow |w| \simeq \left| \frac{\bar{F}}{K} \right| \quad \rightarrow \quad \text{domínio da rigidez} \quad (3.23)$$

$$\Omega \simeq 1 \Rightarrow |w| \simeq \left| \frac{\bar{F}}{C \omega} \right| \quad \rightarrow \quad \text{domínio do amortecimento} \quad (3.24)$$

$$\Omega \gg 1 \Rightarrow |w| \simeq \left| \frac{\bar{F}}{\omega^2 M} \right| \rightarrow \text{domínio da massa} \quad (3.25)$$

Para amplitude adimensional, tem-se:

$$\frac{|w|}{|w|_{\max}} = |\bar{w}| = \frac{\eta}{\sqrt{(1-\Omega^2)^2 + \eta^2}} \quad (3.26)$$

Reescrevendo a Equação 3.26, tem-se:

$$\frac{1}{|\bar{w}|^2} = 1 + \frac{1}{\eta^2} (1 - \Omega^2)^2 \quad (3.27)$$

Com base no ajuste de curva pelo método dos mínimos quadrados, segundo a Equação 3.27, obtida por algebrismo, como sugerido por GU e SHENG (2015), nos pontos coletados do ensaio próximos à frequência de ressonância (n pontos), pode-se fazer a estimação do fator de perda do amortecimento (ou razão de amortecimento) através da minimização do erro residual.

$$\text{erro}(\eta) = \sum_{n=1}^n [y_n - f(x_n, \eta)]^2 \quad (3.28)$$

Expandindo $f(x_n, \eta)$ utilizando série de Taylor em torno da variável $\eta = \eta_0$, onde polinômio de primeira ordem mostra-se suficiente, tem-se:

$$f(x_n, \eta) \simeq f(x_n, \eta_0) + f'(x_n, \eta_0) (\eta - \eta_0) \quad (3.29)$$

Desta forma:

$$\text{erro}(\eta) = \sum_{n=1}^n [y_n - f(x_n, \eta_0) - f'(x_n, \eta_0) (\eta - \eta_0)]^2 \quad (3.30)$$

Onde:

$$y = \frac{1}{|\bar{w}|^2} \quad (3.31)$$

$$f(x_n, \eta) = f(\Omega_n, \eta) = 1 + \frac{1}{\eta^2} (1 - \Omega_n^2)^2 \quad (3.32)$$

A estimação do fator de perda do amortecimento foi feita utilizando o software Mathcad 2000 Professional (MATHSOFT, 2000), onde se desenvolveu rotina para ajuste de curva teórica a curva experimental pelos mínimos quadrados, sendo um valor inicial estipulado para o fator de perda (η_0). Depois que o primeiro fator de perda é obtido, minimizando o erro, repete-se o processo com esse valor até se obter um segundo valor. A iteração será concluída quando a diferença entre os fatores de perda vizinhos for pequena o suficiente, que nesse estudo corresponde a no mínimo 10^{-6} . A última iteração do fator de perda corresponde ao valor de η estimado.

Por analogia, dentro do procedimento apresentado, pode-se realizar a estimativa de valor do amortecimento (C), tendo-se então:

$$f(x_n, C) = f(\Omega_n, C) = 1 + \frac{M^2 \omega_{res}^2}{C^2} (1 - \Omega_n^2)^2 \quad (3.33)$$

A Figura 3.13 (GU e SHENG, 2015) mostra os erros médios encontrados ao se obter fator de perda do amortecimento de ensaios, onde cada um dos dois métodos utilizados (largura de banda de meia potência e ajuste de curva pelos mínimos quadrados) foi testado para 41 níveis de ruído, que vão de 10 dB a 50 dB, em intervalo de 1dB, com 1000 amostras em cada nível de ruído.

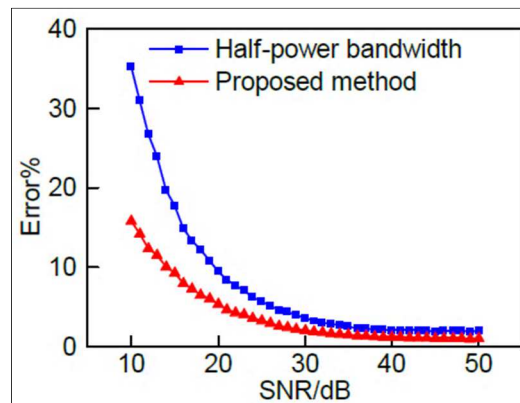


Figura 3.13 - Erro médio para largura de banda de meia potência e mínimos quadrados (GU e SHENG, 2015)

Como visto na Figura 3.13, ambos os métodos são de precisão satisfatória se $SNR > 30$ dB. Se $SNR \leq 30$ dB, o erro da largura de banda de meia potência é muito maior que no método pelos mínimos quadrados.

Dessa forma, nesse estudo, deu-se preferência ao método de ajuste de curva pelos mínimos quadrados na obtenção do fator de perda e amortecimento, considerando os dados dos ensaios de ressonância longitudinal realizados por BARRETO (2019), tanto pela automatização conseguida com a rotina desenvolvida, como pela melhor precisão do método adotado em relação a largura de banda de meia potência, que possibilitou calcular o módulo de elasticidade do material ensaiado pela equivalência entre amortecimento viscoso e de histerese, através da igualdade das Equações 3.16 e 3.17 (NASHIF et al., 1985), que resulta na Equação 3.18, após ajuste da curva teórica de ressonância a curva experimental, baseado no fator de perda e amortecimento, individualmente, resultando nas curvas ilustradas na Figura 3.14.

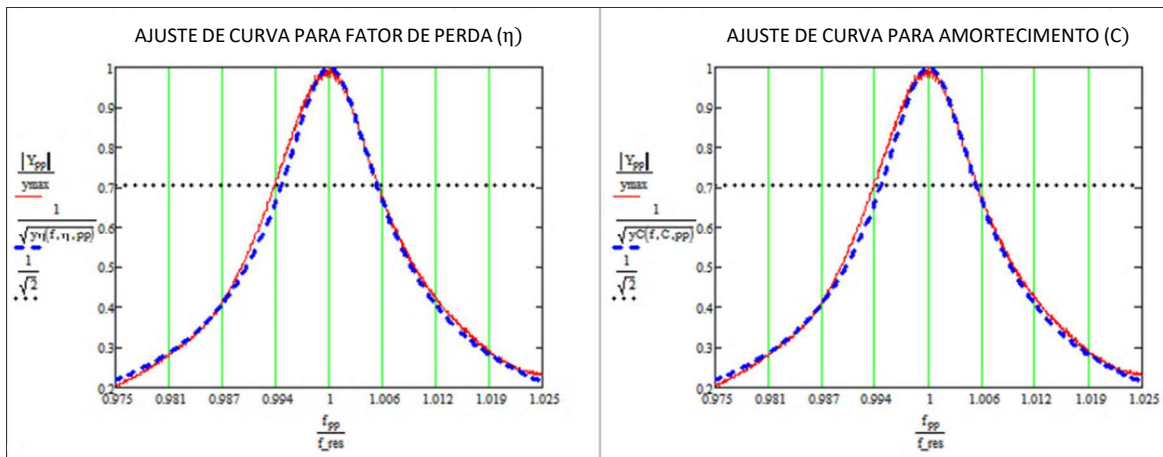


Figura 3.14 - Curvas de ressonância adimensional para concreto: fator de perda e amortecimento; experimental - linha contínua; teórica - linha tracejada (AUTOR)

3.7.3 Outros Métodos

Dentre outros métodos possíveis para cálculo do fator de perda tem-se: rigidez dinâmica ou “n dB” (método da largura de banda) (ASTM E 756, 1998), o proposto por Lee et al. em 1987 (DOEBLING et al., 1996), a técnica de decréscimo aleatório por decréscimo

logarítmico ou por ajuste de curva (GUTENBRUNNER et al., 2007), decréscimo logarítmico (ASHBEE et al., 1976) entre outros.

O método da largura de banda "n dB" é semelhante ao método de largura de banda de meia potência, exceto que as frequências acima e abaixo da frequência de ressonância são medidas onde o valor da curva de resposta é "n dB" menor na amplitude de ressonância. O valor "n dB" é escolhido pelo usuário para ser um valor menor que 3 dB, mas superior a 0,5 dB, o que permite medir a largura de banda em ressonância.

Para calcular o fator de perda usando o "n dB" tem-se:

$$\eta = \left(\frac{1}{\sqrt{x^2 - 1}} \right) \frac{\Delta\omega}{\omega_{res}} \quad (3.34)$$

Onde $x = 10^{\left(\frac{n}{20}\right)}$ e "n" é o valor "n dB" escolhido.

Se "n dB" for igual a 3,01 dB tem-se:

$$\left(\frac{1}{\sqrt{x^2 - 1}} \right) \simeq 1 \quad (3.35)$$

Esse valor iguala as Equações 3.34 e 3.1. Da mesma forma, como no método da largura de banda de meia potência, a precisão do método de largura de banda "n dB" será afetada pela relação SNR.

Na ocorrência de "picos" espúrios, como o surgimento de espigão na curva de resposta da ressonância, o método "n dB" pode ser empregado como alternativa a largura de banda de meia potência, caso esse tenha sua medição afetada. Ainda, sendo o "pico" espúrio um "pico" duplo na curva de resposta da ressonância tomada para medida, o método "n dB" pode ser empregado se o "pico" principal ainda puder ser claramente identificado.

O método de Lee define o fator de perda como:

$$\eta = \frac{(\omega_a/\omega_b)^2 - 1}{(\omega_a/\omega_b)^2 + 1} \quad (3.36)$$

Onde ω_a e ω_b são as frequências acima e abaixo da ressonância, respectivamente, no qual sua precisão também será afetada pela relação SNR.

A técnica de decaimento aleatório é um método de aproximação no domínio do tempo, desenvolvido na Administração Nacional da Aeronáutica e Espaço (NASA - National Aeronautics and Space Administration) e primeiro introduzido por Henry Cole em 1973. A ideia básica é escolher segmentos de tempo e calculá-los sempre que a série temporal (ver Equação 3.37) preencher uma chamada “condição de disparo”.

$$\hat{D}_{XX}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x(t_i + \tau) \mid x(t_i) = a \quad (3.37)$$

Ao usar a Equação 3.37, a parte aleatória da série temporal tende para fora da média. Portanto, a técnica pode ser interpretada como decaimento livre, ideia fundamental por trás da obtenção de razões de amortecimento. A técnica não é muito eficaz quando dois ou mais “picos” de frequência acessórias coexistem no trecho analisado, sendo nesse caso altamente recomendado usar filtros antes de processar os danos (GUTENBRUNNER et al., 2007).

O método do decaimento logarítmico para vibração corresponde ao logaritmo da razão de dois “picos” sucessivos da curva de decaimento - ASHBEE et al. (1976) entre outros. Esse decaimento demonstra uma perda proporcional da energia de vibração fornecida em relação à energia que deve manter a amplitude da vibração (ver Figura 3.15).

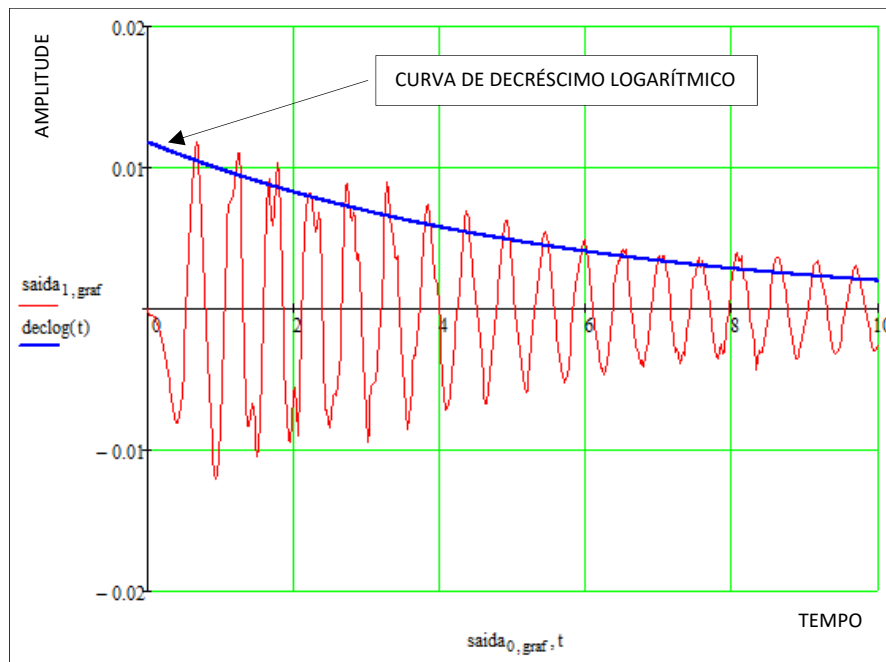


Figura 3.15 - Curva de decaimento logarítmico no domínio do tempo (AUTOR)

Pelo exposto acima, considera-se o método para ajuste de curva pelos mínimos quadrados como o mais viável aos objetivos inerentes ao presente trabalho, segundo descrito anteriormente, sendo então o método adotado nas estimativas do amortecimento.

3.8 RESSONÂNCIA POR ELEMENTOS FINITOS

Para ser pertinente em ensaios não destrutivos modelos resolvidos por elementos finitos devem ser capazes de representar com precisão a propagação de pulsos, até em altas frequências (MOSERA et al., 1999). Altas frequências requerem alta resolução de tempo (pequenos incrementos de tempo, na faixa de milissegundo ou abaixo), mesmo para curtos tempos reais. Além disso, altas frequências têm comprimentos de onda muito curtos, então o modelo deve ter o comprimento do elemento suficientemente pequeno para resolver com precisão as características espaciais. Essa alta resolução espacial requer muitos pequenos elementos, na faixa de milímetro ou abaixo.

Dessa forma, a melhora da solução por elementos finitos pode ser obtida com o uso de mais elementos e não apenas com o uso de polinômios de interpolação de mais alto grau (VAZ, 2011), como adotado nesse estudo na simulação de ressonância longitudinal por elementos finitos para vigas de concreto ensaiadas por BARRETO (2019), na verificação da concordância dos perfis de ressonância experimental em relação aos simulados advindos do método de Newmark algoritmicamente amortecido.

Complicação adicional para o pequeno tamanho do elemento é que um grande número de elementos (portanto um grande sistema de equações) será necessário para modelar uma peça, levando a considerável esforço computacional.

A seguir descreve-se algumas considerações sobre elementos finitos para método a ser usado na simulação de ensaio não destrutivo por ressonância longitudinal, bem como aspectos envolvidos na simulação.

- Matriz de rigidez

Considerando as hipóteses de representação matemática do modelo, dentre as quais os deslocamentos e deformações da barra devem ser pequenos em regime elasto-linear, resulta do balanço de forças que o esforço normal corresponde a:

$$N_x = \sigma_x A = E \varepsilon_x A = E \frac{dw}{dx} A \quad (3.38)$$

Onde w se refere ao deslocamento axial na barra (aqui considerado na direção x). Nesse contexto, para o funcional de energia (somatório das energias potencial de deformação, cinética e trabalho das cargas externas), tomando-se a parte potencial e, comparando-se com sua interpolada, tem-se:

$$\frac{1}{2} \int \sigma_x \varepsilon_x d\Omega = \frac{1}{2} \int_0^L \int E \left(\frac{dw}{dx} \right)^2 dA dx = \frac{1}{2} \int_0^L E A \left(\frac{dw}{dx} \right)^2 dx = \{w\}^T [k] \{w\} \quad (3.39)$$

Onde:

$$\frac{dw}{dx} = \frac{dN_1}{dx} w_1 + \frac{dN_2}{dx} w_2 = [B] \{w_a\} \quad (3.40)$$

Sendo w aproximado por w_a , cujas funções de interpolação correspondem a N_1 e N_2 .

Aplicando o método dos resíduos ponderados de Garlekin, onde as funções de ponderação são iguais as funções de interpolação (N) (VAZ, 2011), para barra axialmente carregada, em termos nodais, algebricamente para a matriz de rigidez local tem-se:

$$[k] = \int_0^L [B]^T E A [B] |J| d\varsigma = \int_0^L \frac{1}{L} \begin{bmatrix} -1 \\ 1 \end{bmatrix} E A \frac{1}{L} \begin{bmatrix} -1 & 1 \end{bmatrix} L d\varsigma = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

Onde:

$$[N] = [N_1 \quad N_2] = \left[1 - \frac{x}{L} \quad \frac{x}{L} \right] = [1 - \varsigma \quad \varsigma] \quad (3.42)$$

$$[B] = \left[\frac{dN_1}{dx} \quad \frac{dN_2}{dx} \right] = \left[\frac{dN_1}{d\varsigma} \frac{d\varsigma}{dx} \quad \frac{dN_2}{d\varsigma} \frac{d\varsigma}{dx} \right] \quad (3.43)$$

$$|J| = \left[\frac{dN_1}{d\varsigma} \quad \frac{dN_2}{d\varsigma} \right] \begin{bmatrix} 0 \\ L \end{bmatrix} \quad (3.44)$$

Sendo ζ coordenada adimensional do ponto x na direção do comprimento L do elemento, J o Jacobiano e $\int d\Omega$ integração no domínio.

- Matriz de massa

Para elementos de barra, a aproximação por matriz de massa concentrada (lumped-mass) pode produzir resultados tão bons, ou até melhores, que os resultados de aproximação por matriz de massa consistente. Contudo, aproximação por matriz de massa consistente pode ser matematicamente provada para produzir melhor correlação com as frequências, enquanto que aproximação por matriz de massa concentrada produz resultados que podem estar abaixo ou acima das frequências exatas sem prova matemática de limitação (LOGAN, 2007).

Na aproximação da matriz de massa concentrada, metade da massa total do elemento é assumida para ser concentrada em cada nó e o material de conexão é tratado como uma mola sem massa com rigidez axial. Assim, na matriz de massa concentrada local, para um elemento de barra carregado axialmente, se considera que as contribuições de massa são diretamente divididas para os graus de liberdade, desprezando-se os efeitos cruzados (interpolação), tendo-se então:

$$[m_c] = \frac{\rho A L}{2} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.45)$$

O uso de matriz de massa concentrada oferece vantagens computacionais, como mencionado por LOGAN (2007), pois desde que a matriz de massa do elemento é diagonal, a matriz de massa global montada também é diagonal.

Por outro lado, embora mais difícil de usar computacionalmente, pode-se comprovar que a matriz de massa consistente fornece melhor correlação para as frequências circulares naturais. Nenhuma prova desse tipo existe para matriz de massa concentrada. No entanto, matrizes de massa concentrada são frequentemente usadas, particularmente com elementos de barras e vigas, para obter previsões razoavelmente precisas de resposta dinâmica (HUTTON, 2004).

Para esse estudo se deu preferência pela matriz de massa consistente, devido as melhores correlações para frequências, cuja representação algébrica utilizando as funções de

aproximação com interpolação linear e baseado no funcional de energia para a parte cinética, localmente, corresponde a:

$$\frac{1}{2} \int \left(\frac{dw}{dt} \right)^2 dm = \frac{1}{2} \int \rho \left(\frac{dw}{dt} \right)^2 d\Omega \quad (3.46)$$

$$\frac{1}{2} \int \rho \left(\frac{dw}{dt} \right)^2 d\Omega = \frac{1}{2} \int_0^L \int \rho \left(\frac{dw}{dt} \right)^2 dA dx = \frac{1}{2} \int_0^L \rho A \left(\frac{dw}{dt} \right)^2 dx = \{w'\}^T [m] \{w'\} \quad (3.47)$$

Onde, similarmente a k, tem-se:

$$[m] = \rho A \int_0^1 [N]^T [N] |J| d\zeta = \rho A L \int_0^1 \begin{bmatrix} 1 - \zeta \\ \zeta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 - \zeta & \zeta \end{bmatrix} d\zeta = \frac{\rho A L}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (3.48)$$

- Frequências de vibração natural

Empregando técnicas para montagem das matrizes de rigidez e massa global, através de suas matrizes locais, a equação de movimento para estrutura em situação de vibração livre sem amortecimento é:

$$[K]\{w\} + [M]\{w''\} = 0 \quad (3.49)$$

Apresentando a estrutura movimento oscilatório, como na Equação 3.3, tem-se:

$$[K] - \omega^2 [M] = 0 \quad (3.50)$$

Para a Equação 3.50 os autovalores representam as frequências naturais e os autovetores representam os deslocamentos dos modos de vibração (ω em rad/s).

- Integração direta

Na determinação dos campos de deslocamento, velocidade e aceleração para uma frequência específica de excitação externa amortecida (no caso dos ensaios de ressonância longitudinal desse estudo trata-se de análise transiente oscilatória amortecida), conforme

Equação 3.5, as variáveis do contínuo devem ser obtidas por discretização espacial e temporal.

Dentre os algoritmos para integração dos campos citados no tempo, COOK et al. (2002) aborda em elementos finitos os métodos de integração direta implícita condicionalmente estáveis e incondicionalmente estáveis; estes últimos compreendem aqueles onde até se considerando valores muito grandes de Δt aplicados na integração os cálculos não divergem, mas deve prejudicar a precisão. Já os métodos implícitos condicionalmente estáveis são raramente usados na prática, por causa das diversas restrições alocadas sobre Δt e o substancial custo computacional por passo de tempo.

Dentre os métodos implícitos incondicionalmente estáveis se encontra o método de Newmark, na abordagem da aceleração média, que provavelmente é o método implícito mais amplamente usado. Casos especiais do método de Newmark são baseados em fatores numéricos (γ e β) que controlam características do algoritmo tal como sua precisão, estabilidade numérica e amortecimento. Outro ponto a ser considerado na precisão é que o método implícito é mais preciso quando se emprega a matriz de massa consistente.

Quando $\gamma > 1/2$, o método de Newmark se mostra algoritmicamente amortecido, ao custo de garantia reduzida da precisão, de segunda ordem para primeira ordem (mudança de aceleração média para algoritmicamente amortecido). Para obter a maior dissipação de energia possível em alta frequência, enquanto retém estabilidade incondicional, a escolha de β corresponde a: $\gamma \geq 1/2 \Rightarrow \beta \geq 1/4 (\gamma + 1/2)^2$ (ver Tabela 3.1 e Figura 3.16).

Cabe ressaltar, que para amortecimento em modos de alta frequência, o qual deve ser de pequeno interesse ou constituir indesejável oscilação não física associada com a discretização, pode-se considerar adição arbitrária de amortecimento viscoso, por aumentar a razão de amortecimento (ξ) (COOK et al., 2002). Nessas considerações, Hughes mostra que usando essa estratégia na aceleração média o método deve amortecer principalmente os modos do meio, deixando os mais altos e mais baixos quase não afetados.

Tabela 3.1 - Estabilidade e precisão dos métodos de integração direta implícita; Legenda:
deslocamento - D ; frequência adimensional crítica - $\Omega_{crit} = \Delta t/T_{min} \geq \Delta t \omega_{max}$
(COOK et al., 2002)

Version [or references]	γ	β	Stability condition	Error in $\{D\}$ for $\xi = 0$
Newmark Methods				
Average acceleration	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	Unconditional	$O(\Delta t^2)$
Linear acceleration	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{6}$	$\Omega_{crit} = 3.464$ if $\xi = 0$	$O(\Delta t^2)$
Fox-Goodwin	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{12}$	$\Omega_{crit} = 2.449$ if $\xi = 0$	$O(\Delta t^4)$
Algorithmically damped	$\geq \frac{1}{2}$	$\geq \frac{1}{4}(\gamma + \frac{1}{2})^2$	Unconditional	$O(\Delta t)$
Hilber-Hughes-Taylor (α -method), $-\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0$				
[2.13,11.55]	$\frac{1}{2}(1 - 2\alpha)$	$\frac{1}{4}(1 - \alpha)^2$	Unconditional	$O(\Delta t^2)$

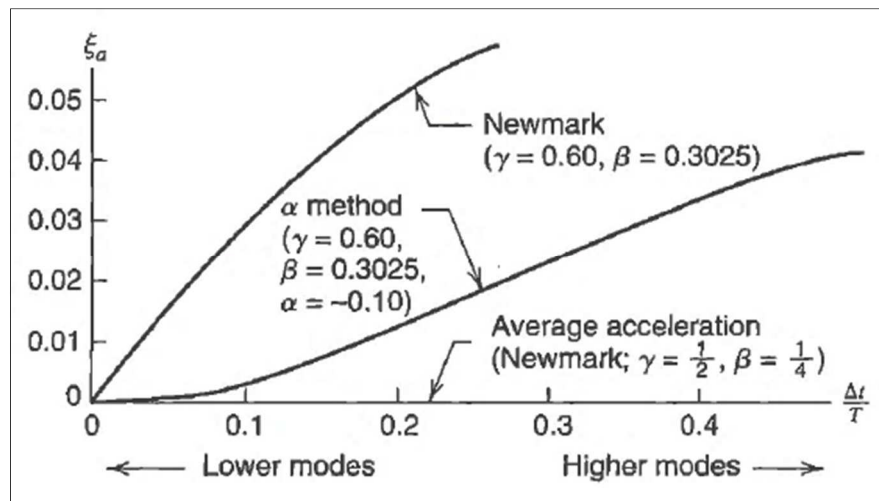


Figura 3.16 - Razões de amortecimento (ξ_a ou ξ) providenciadas por métodos de integração direta implícita (período do modo - T) (COOK et al., 2002)

- Algoritmo de Newmark amortecido

A integração direta considera o cálculo do histórico de resposta passo-a-passo no tempo, ou seja, em instantes separados pelo incremento de tempo Δt , dos campos de

deslocamento, velocidade e aceleração. No n-ésimo passo de tempo, a equação do movimento é (ver Equação 3.5):

$$[K]\{w\}_n + [C]\{w'\}_n + [M]\{w''\}_n = \{F\}_n \quad (3.51)$$

Para o vetor deslocamento $\{w\}$ com um grau de liberdade (barra carregada axialmente), as relações de Newmark considerando amortecimento são:

$$\Delta t = \frac{\text{tempo}}{n_{\text{passos}}} \quad (3.52)$$

$$a0 = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \quad (3.53)$$

$$a1 = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \quad (3.54)$$

$$a2 = \frac{1}{\beta \Delta t} \quad (3.55)$$

$$a3 = \frac{1}{2\beta} - 1 \quad (3.56)$$

$$a4 = \frac{\gamma}{\beta} - 1 \quad (3.57)$$

$$a5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2 \right) \quad (3.58)$$

$$a6 = \Delta t (1 - \gamma) \quad (3.59)$$

$$a7 = \gamma \Delta t \quad (3.60)$$

$$[K_{\text{ef}}] = [K_{\text{rd}}] + a0 [M_{\text{rd}}] + a1 [C_{\text{rd}}] \quad (3.61)$$

$$\{w''\}_n = [M_{\text{rd}}]^{-1} (F_{\text{rd}} - [C_{\text{rd}}] \{w'\}_n - [K_{\text{rd}}] \{w\}_n) \quad (3.62)$$

$$\{b0\}_n = a0 \{w\}_n + a2 \{w'\}_n + a3 \{w''\}_n \quad (3.63)$$

$$\{b1\}_n = a1 \{w\}_n + a4 \{w'\}_n + a5 \{w''\}_n \quad (3.64)$$

$$[F_{ef}] = [F_{rd}] + [M_{rd}] \{b0\}_n + [C_{rd}] \{b1\}_n \quad (3.65)$$

$$\{w\}_{n+1} = [K_{ef}]^{-1} [F_{ef}] \quad (3.66)$$

$$\{w''\}_{n+1} = a0 (w_{n+1} - w_n) - a2 \{w'\}_n - a3 \{w''\}_n \quad (3.67)$$

$$\{w'\}_{n+1} = \{w'\}_n + a6 \{w''\}_n + a7 \{w''\}_{n+1} \quad (3.68)$$

Onde os índices nas matrizes significam: ef - matriz efetiva; rd - matriz reduzida (submatriz da matriz global para a posição do elemento); $\{w\}_{inicial} = 0$ e $\{w'\}_{inicial} = 0$.

- Parâmetros

Na questão intervalo de tempo (Δt) MOSERA et al. (1999) relata que 20 pontos por ciclo (podendo ir até 180 em alguns casos), dos maiores valores de frequência, dá a precisão necessária de forma eficiente. Dessa forma, tem-se:

$$\Delta t = \frac{1}{20 \omega_{max}} \quad (3.69)$$

Onde ω_{max} é a maior frequência de interesse, que no caso desse estudo foi 5.000 Hz, pois o 1º modo de vibração nas vigas utilizadas como amostras não supera esse valor, sendo então Δt igual a 10 microssegundos, como adotado nos ensaios (frequência de amostragem de 1.000.000 em 10 segundos de duração da janela).

Uma simulação de ressonância em elementos finitos com número de passos (n_{passos}) igual a 1.000.000 torna a tarefa computacional difícil.

Considerando integração direta, COOK et al. (2002), para análise de estabilidade e precisão, sugere para Δt o valor de:

$$\Delta t < \frac{2}{\omega_{\max}} \quad (3.70)$$

Obtendo-se assim Δt igual a 400 microssegundos e, portanto, n_{passos} correspondente a aproximadamente 25.000, como adotado na simulação.

Para o tamanho dos elementos MOSERA et al. (1999), ainda, relata 20 nós por comprimento de onda.

$$L = \frac{\lambda_{\min}}{20} \quad (3.71)$$

$$\lambda_{\min} = \frac{w'_{\min}}{\omega_{\max}} \quad (3.72)$$

Onde $\lambda_{\min}$ é o mais curto comprimento de onda de interesse, que para a frequência considerada de 5.000 Hz e, levando em conta a mais baixa velocidade de onda medida dos ensaios de ultrassom nas vigas de concreto (BARRETO, 2019), aproximadamente 4.650 m/s (ver Figura 3.9), o valor de L corresponde a 46,5 mm, que em termos práticos significa dividir a viga de concreto de 1,14 m em 25 elementos e 26 nós, sendo então o comprimento do elemento a ser adotado 45,6 mm.

No entanto, se maior precisão no resultado numérico for necessário a Equação 3.71 pode não atender, sendo necessário então um maior nível de discretização. Nesse sentido, testes nas frequências obtidas pelos elementos finitos indicaram convergência para o 1º e 2º modos, das vigas de concreto ensaiadas, um total de 28 elementos e 29 nós, na grande maioria dos casos, que corresponde a L de aproximadamente 40,7 mm.

Vale ressaltar que os 1º e 2º modos de vibração são essenciais na abordagem numérica para avaliação de modelos reológicos, como será visto adiante.

3.8.1 Ensaio vs. Simulação

Trabalho conduzido por MOSERA et al. (1999) ilustra deslocamento experimental em um eixo, de um nó típico, após excitação longitudinal (ver Figura 3.17), por onde pode-se obter a amplitude no espectro da frequências para o deslocamento (“saída”) através do emprego de FFT, como expresso na Equação 3.73, sendo o mesmo princípio de FFT aplicado

para velocidade e aceleração, como nesse estudo, cujos valores vêm das simulações para excitação longitudinal realizadas através do método de Newmark amortecido.

$$Y_{c1} = \frac{1}{n_{\text{passos}}} \sum_{c0} \left[\text{saída}_{c0} e^{-i \left(\frac{2 \pi c1}{n_{\text{passos}}} \right) c0} \right] \quad (3.73)$$

Onde:

$$\{c0\} = [0, n_{\text{passos}} - 1] \text{ e } \{c1\} = \left[0, \frac{n_{\text{passos}}}{2} \right] \quad (3.74)$$

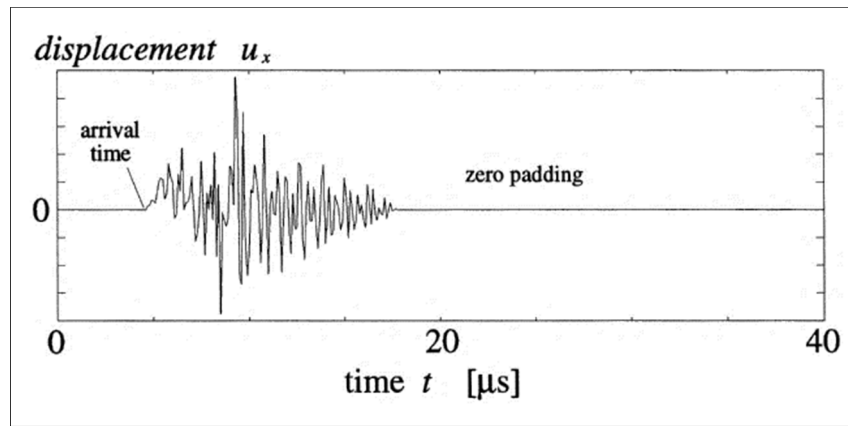


Figura 3.17 – Deslocamento experimental de nó para sinal de excitação longitudinal com janela de corte de 17 microssegundos (MOSERA et al., 1999)

No comparativo de ensaio com simulação, ponto importante na coleta dos dados de uma amostra ensaiada são os efeitos de “aliasing” espaciais e temporais. O “aliasing” é o efeito causado pela amostragem de um sinal contínuo através de registro digital. Se a taxa de amostragem (ou frequência de amostragem) é maior que duas vezes o valor da frequência de interesse alcançada pelo sinal contínuo, tem-se a quantidade de dados necessários para possibilitar corretamente o registro digital da frequência a ser analisada, onde a frequência de interesse é também chamada frequência de Nyquist (Teorema de Nyquist). Sendo a taxa de amostragem baixa pode-se resultar uma representação incorreta da forma de onda, consequentemente, o surgimento de frequências de “aliasing” ou “picos” espúrios no espectro da frequência. Como resultado, a taxa de amostragem para FFT deve ser escolhida alta o suficiente para evitar “aliasing” nas análises de frequência (MOSERA et al., 1999).

Ainda, do ponto de vista experimental, para se obter um sinal sem reflexões das extremidades da amostra, o tempo do sinal deve ser uma janela com corte correspondente ao tempo necessário que a onda longitudinal precisa viajar de uma extremidade a outra da amostra. As soluções para tempos maiores que esse devem ser ignoradas e substituídas por zero, no sentido de aumentar a resolução de frequência durante uma FFT, como ilustrado na Figura 3.17, onde a janela foi de 17 microssegundos.

O procedimento usado nas análises desse estudo, com sinal contínuo discretizado em intervalos de 10 microssegundos, nos ensaios das vigas, não gerou “aliasing” para análise da frequência de interesse (até 5.000 Hz), apesar de gerar esforço computacional no tratamento dos dados coletados para ressonância (até 20.000 Hz).

A questão das reflexões não foi conjecturada nesse estudo, devido o fato dos ensaios serem realizados em concretos, inclusive submetidos a RAA, onde a heterogeneidade do material e implicações da reação fornecem as mais diversas superfícies para reflexões e refrações internas.

A Figura 3.18 ilustra as amplitudes (magnitudes) de um espectro no domínio da frequência, após aplicação de FFT (ver Equação 3.73) a espectro no domínio do tempo como da Figura 3.17, onde cada “pico” (marcado com uma seta) representa uma frequência de ressonância referente aos modos naturais. Percebesse que existem alguns “picos” espúrios, por exemplo, a esquerda no 2º modo, devido a ruídos de causas diversas (MOSERA et al., 1999), dentre os quais taxa de amostragem, modos acessórios, etc.

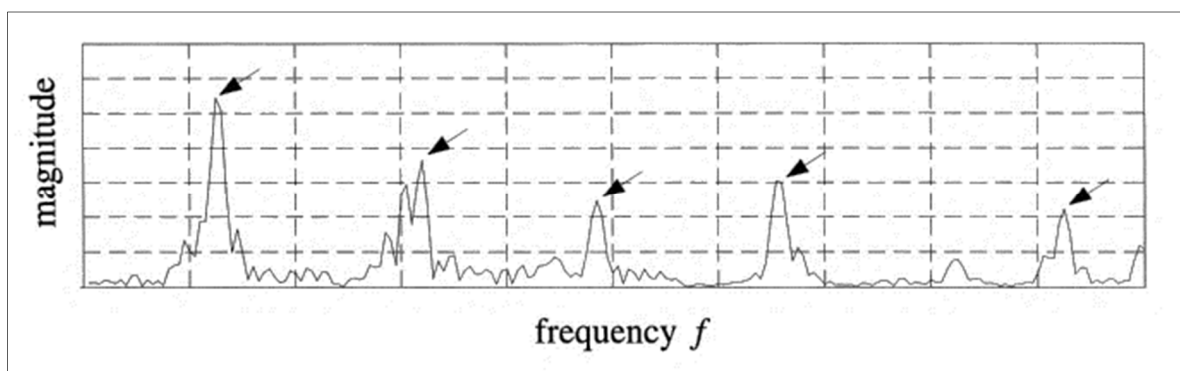


Figura 3.18 - Amplitudes no domínio da frequência com identificação de ruído
(MOSERA et al., 1999)

Por fim, como forma de ilustrar a dinâmica das reflexões, quando uma excitação (como por impacto) é aplicada subitamente em um ponto da superfície de um sólido, o pulso criado se propaga através do sólido como três diferentes tipos de ondas de tensão: uma onda P, uma onda S e uma onda R, como mostrado na Figura 3.19, onde a onda P e onda S se propagam no sólido ao longo de frentes de onda esférica. A onda P está associada com a propagação de esforço normal e a onda S está associada a esforço de cisalhamento. A onda R se afasta da perturbação ao longo da superfície. A Figura 3.19 (CARINO, 2001) reproduz o resultado de simulação em elementos finitos da resposta ao impacto em uma placa. A figura é um gráfico dos deslocamentos nodais da malha de elementos finitos. Neste ponto da análise, a onda S está chegando na parte inferior da placa e a reflexão da onda P está na metade da placa.

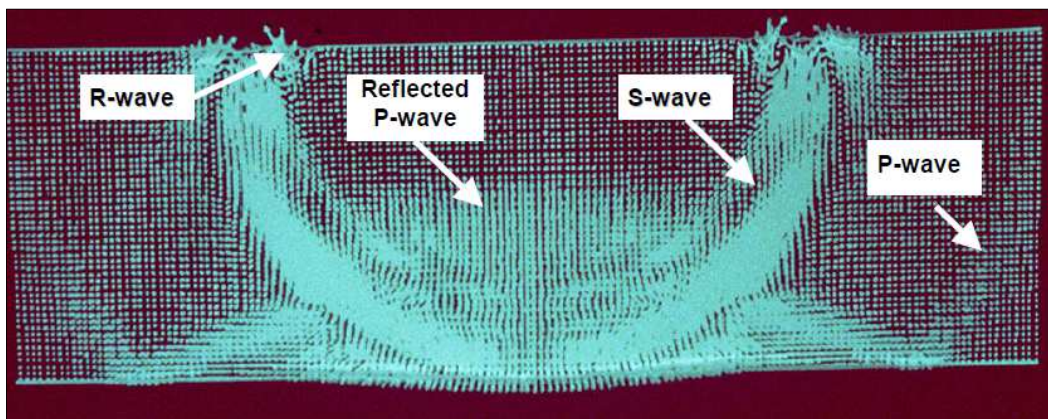


Figura 3.19 - Simulação por elementos finitos do impacto sobre uma placa, mostrando as diversas frentes de onda (CARINO, 2001)

Conclui-se, de todo o exposto, que várias são as fontes de ruídos em ensaios e simulações de ressonância, como: a) inerentes ao ensaio: acoplagem dos sensores, sensibilidade dos equipamentos eletromecânicos, frequência de amostragem, microestrutura do material, reflexões e refrações de ondas, condições do ambiente no ensaio, etc.; b) inerentes a simulação: método aplicado, discretização, tratamento dos dados, a escolha dos dados, etc.

3.8.2 Simulação de Ressonância

Considerando os ensaios de frequência de ressonância longitudinal utilizados nesse estudo, aliados à análise matemática e mecânica que considerou a equivalência entre amortecimento viscoso e de histerese, com uso de rotina desenvolvida no software Mathcad 2000 Professional (MATHSOFT, 2000) para obtenção de parâmetros de amortecimento, se procedeu a simulações de ressonância longitudinal por elementos finitos em barra (1D) também através do software Mathcad 2000 Professional (MATHSOFT, 2000), onde o método de Newmark algoritmicamente amortecido forneceu os resultados a serem transformados do domínio do tempo para o domínio da frequência, sendo então os espectros da frequência de ensaios e simulações condizentes com a realidade do concreto não afetado e afetado por RAA sob condição de expansão imposta livre e confinada, bem como do aço.

A Figura 3.20 ilustra FRF obtida de ensaio experimental e outras possíveis FRFs advindas de simulação por elementos finitos através de Newmark amortecido, onde se considera deslocamento, velocidade e aceleração originadas de excitação longitudinal simulada, no mesmo molde dos ensaios, para o mesmo concreto no mesmo período de tempo do ensaio (concreto C420-R-L descrito adiante para 1 dia). Diferenças existem, advindas das dificuldades de modelagem por aproximação em material complexo como concreto afetado por RAA, mas os resultados são plenamente compatíveis.

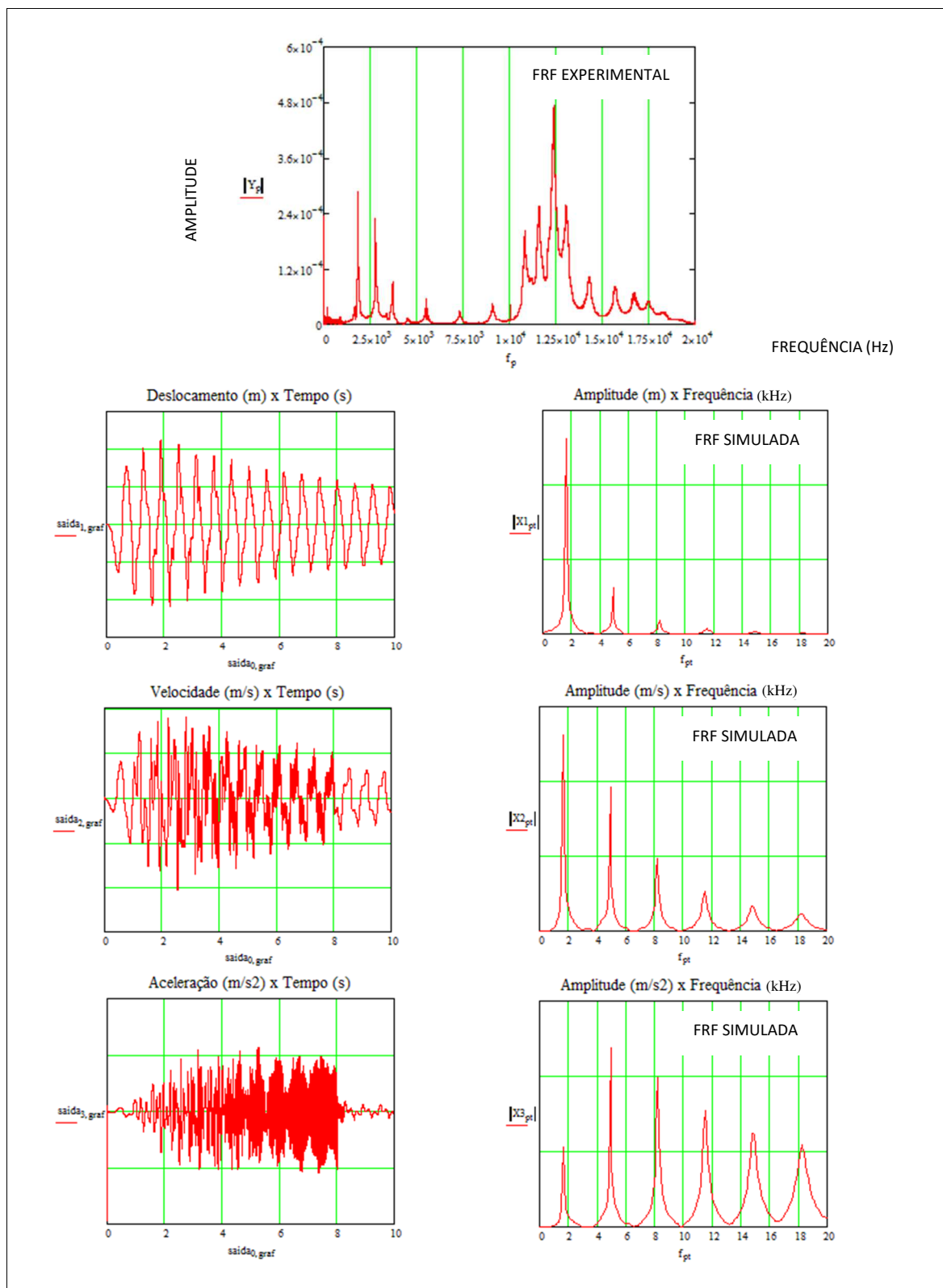


Figura 3.20 - FRFs experimental e simuladas; 1º e 2º modos simulados $\approx 1,6$ e $4,9$ kHz; correspondentes aos simulados: 1º e 4º modos experimentais $\approx 1,8$ e $5,4$ kHz (AUTOR)

Similarmente a Figura 3.3, existe na Figura 3.20 o surgimento de dois “picos” advindos de outros modos acessórios no ensaio (2º e 3º modo experimental). Neste sentido, a simulação cumpre papel importante, que corresponde previamente identificar qual o “pico” correto de ressonância longitudinal para análise dos parâmetros viscoelásticos, através do ajuste de curva teórica adimensional usando mínimos quadrados.

No caso da Figura 3.20, para a geometria e propriedades do concreto analisado, a frequência de ressonância longitudinal correspondeu ao maior “pico” na extensão esperada do espectro para ocorrer a ressonância no 1º modo. Mas vale salientar, que devido o surgimento de modos acessórios (por vibração transversal, flexional e torcional), nem sempre essa situação pode ocorrer, ressaltando a importância de prévia identificação da ressonância longitudinal pela simulação.

Ainda, ponto fundamental na questão da frequência de ressonância é a análise da existência de aderência de comportamento entre o “pico” escolhido da FRF longitudinal experimental com a curva teórica de ressonância adimensional, como mostrado na Figura 3.14, que corresponde ao mesmo concreto da Figura 3.20, onde fez-se a análise do 1º modo experimental, ou seja, da frequência de ressonância correta.

3.9 MISTURAS DE CONCRETO

As misturas de concreto usadas nas vigas ensaiadas por ressonância longitudinal, cujos dados foram registrados no domínio do tempo e analisados nesse estudo no domínio da frequência, são aquelas dos ensaios realizados por BARRETO (2019), dentro da linha de pesquisa sobre RAA desenvolvida na UFPB.

Dessa forma, a Tabela 3.2 ilustra as proporções das misturas do concreto definidos como 1 e 2; a Tabela 3.3 ilustra a nomenclatura das vigas de concreto construídas para os ensaios de potencial de reatividade do agregado, segundo as misturas da Tabela 3.2, sendo: C# - Consumo de cimento; I - Inócuo; R - Reativo; L - Livre; C - Confinada.

Para os ensaios de ressonância longitudinal desse estudo, em concreto afetado por RAA, foi adicionado NaOH (1,0 M) as misturas das vigas de concreto de designação R1 e R2, cujas expansões, respectivamente, foram até os limites de 0,104% e 0,103%.

A Figura 3.21 ilustra os resultados de expansão nas vigas da Tabela 3.3 durante a verificação da reatividade do agregado procedente da cidade de Recife/Pernambuco.

Tabela 3.2 - Proporção das misturas de concreto (BARRETO, 2019)

Concreto	Cimento (kg/m ³)	a/c	Cimento : Ag. Miúdo : Ag. Graúdo	Fck (MPa)
1	420	0,45	1 : 1,65 : 2,65	32,1
2	500	0,45	1 : 1,14 : 2,14	32,8

Obs.: a/c - Relação água/cimento; Fck - Resistência característica à compressão

Tabela 3.3 - Nomenclatura das vigas de concreto (modificado de BARRETO, 2019)

Viga de Concreto	Descrição
I1 (C420-I-L)	Dimensões 10 x 10 x 114 cm; consumo de cimento 420 kg/m ³ de concreto; agregado graúdo inócuo; livre
I2 (C500-I-L)	Dimensões 10 x 10 x 114 cm; consumo de cimento 500 kg/m ³ de concreto; agregado graúdo inócuo; livre
R1 (C420-R-L/C)	Dimensões 10 x 10 x 114 cm; consumo de cimento 420 kg/m ³ de concreto; agregado graúdo reativo; livre ou confinada
R2 (C500-R-L/C)	Dimensões 10 x 10 x 114 cm; consumo de cimento 500 kg/m ³ de concreto; agregado graúdo reativo; livre ou confinada

Obs.: Nomenclatura entre parêntesis “()” corresponde aquela adotada nesse estudo

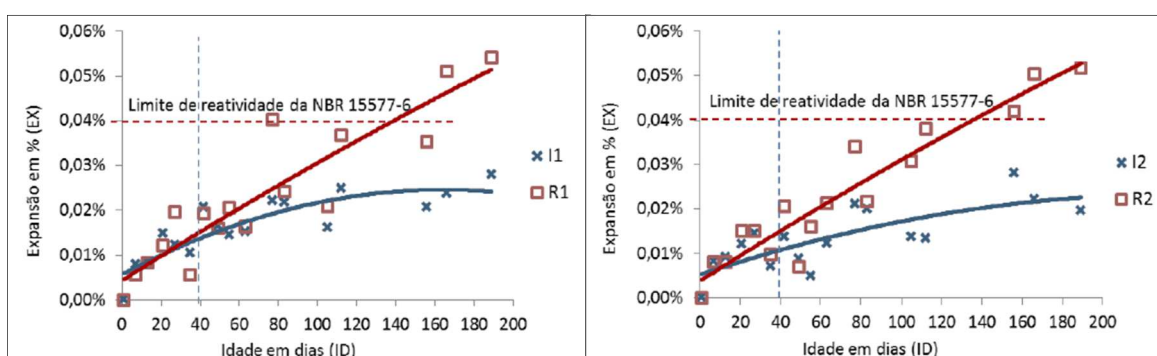


Figura 3.21 - Resultados de expansão livre nas vigas da Tabela 3.3 para verificação do potencial de reatividade do agregado graúdo (adaptado de BARRETO, 2019)

A Tabela 3.4 ilustra misturas de concreto afetado por RAA de diversos autores para comparativo de degradação da elasticidade com as misturas de BARRETO (2019).

Tabela 3.4 - Misturas de concreto afetado por RAA de diversos autores para comparativo de degradação da elasticidade (AUTOR)

Autor	Mistura	Agregado Reativo	Cim. (kg/m ³)	a/c	E (GPa)	T (°C)	h (%)	Na ₂ O _{eq} (%)
BARRETO (2019)	C420-R-L	Quartzo, biotita, albita e microlina (gráudo)	420	0,45	25,90	36 - 40	> 95	1,47
	C500-R-L		500	0,45	29,58	36 - 40	> 95	1,47
LARIVE (COPEM, 2001; ESPOSITO, 2016)	-	Calcário tournaissis (fino e gráudo)	410	0,44	-	38	97	1,25
ISE, 1992 (COPEM, 2001)	1*							
PA-IV (COPEM, 2001)	-	Biotita-gnaiss, granito róseo e anfibolito (gráudo)	357	0,53	25,00	38	100	0,92
ESPOSITO (2016)	RR1	Quartzito, quartzo, calcário, fragmentos de rocha vulcânica (fino e gráudo)	380	0,46	42,70	38	96	1,17
	RR2	Quartzo de grão grosso, quartzito, gnaiss, metariolito (fino e gráudo)	380	0,45	30,46	38	96	1,17
GIACCIO et al. (2008)	R2	Opala e calcedônia (fino)	420	0,42	32,00	38	2*	1,25
	R4	Feldspatos (ortoclásio e plagioclásio), quartzo, micas, epídoto, zircão e minerais escuros (gráudo)	420	0,42	38,10	38		1,25
SWAMY (1997)	4.5% opal	Opala beltane (fino)	520	0,44	-	20	96	1,00
SANCHEZ et al. (2017)	Wt + HP 35	Areia polimítica, quartzo e feldspato (fino)	370	0,47	-	38	100	1,25
AHMED et al. (2003)	B	Sílica fundida (fino)	400	0,50	21,13	38	3*	1,75

Obs.: 1* - Dados de laboratório e de testes sobre núcleos extraídos de estruturas; 2* - Bolsa plástica com 5 ml de água; 3* - Dentro d'água; E - Elasticidade (28 dias); Na₂O_{eq} - Equivalente alcalino; ISE - Institution of Structural Engineers; PA-IV - Usina Hidrelétrica de Paulo Afonso IV

3.10 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE RESSONÂNCIA

Consta da Tabela 3.5 a quantidade de ensaios realizados por BARRETO (2019) nas vigas de concreto desse estudo, onde cada leitura de ensaio é composta de 10 medições e cada medição contém 1.000.000 de dados coletados numa janela de 10 segundos, sendo analisada a última janela por ensaio, devido a melhor estabilização do sinal; consta ainda da Tabela 3.5 a quantidade de janelas efetivamente utilizadas, após aplicação de FFT, pois em alguns casos, na extensão possível da frequência de ressonância longitudinal, fatores adversos tornaram impeditivo a obtenção dos parâmetros viscoelásticos do concreto.

A Figura 3.22 exemplifica dificuldade existente na análise de “pico” experimental apresentado no espectro da frequência de uma amostra ensaiada, na extensão da frequência de ressonância longitudinal, onde o 1º modo retrata na verdade uma conjunção de modos acessórios, não demonstrando nenhuma aderência entre FRF longitudinal experimental e curva teórica de ressonância adimensional.

As Tabelas 3.6 a 3.11 fornecem os parâmetros obtidos nas análises dos concretos ensaiados, onde foi possível visualizar a evolução do módulo de elasticidade, conseqüentemente, das mudanças ocorridas nas características viscoelásticas globais do material, devido a equivalência entre amortecimento viscoso e de histerese adotada.

As Figuras 3.23 a 3.28 mostram o comportamento do módulo de elasticidade e fator de perda no tempo segundo os dados das Tabelas 3.6 a 3.11. Percebe-se dessas figuras, considerando as mesmas condições quanto a reatividade e liberdade de expansão, que os concretos ensaiados com maior consumo de cimento apresentam menor tendência de dissipação de energia, i.e., menor inclinação da linha de tendência representativa do amortecimento.

A Figura 3.29 mostra o comportamento de expansão livre dos concretos C420-R-L e C500-R-L. Na Figura 3.30 tem-se a visualização da degradação do módulo de elasticidade em expansão livre desses concretos, comparativamente a diversos autores.

As FRFs longitudinais experimentais e curvas teóricas de ressonância adimensional ajustadas pelo fator de perda (η) e amortecimento (C), resultantes dos dados coletados nos ensaios de ressonância e analisados nesse estudo, possibilitaram a obtenção dos valores das Tabelas 3.6 a 3.11, sendo ilustrado na Figura 3.31 a evolução das FRFs e curvas teóricas para o fator de perda (η) do concreto C420-R-L, em cinco idades distintas, sendo as três primeiras correspondes as idades iniciais do concreto (1-14-29 dias), uma próxima a metade

do tempo de ensaio (379 dias) e a última no final do ensaio (514 dias), onde é possível perceber ruídos em alguns casos, mas que não prejudicaram o ajuste de curva pelos mínimos quadrados na obtenção dos parâmetros viscoelásticos globais do concreto, dentre eles o módulo de elasticidade.

Tabela 3.5 - Quantitativo dos ensaios de ressonância (AUTOR)

Ensaio de Ressonância		
Concreto	Quantidade Ensaada	Quantidade Utilizada
C420-I-L	15	6
C500-I-L	15	8
C420-R-L	30	20
C500-R-L	28	21
C420-R-C	22	16
C500-R-C	20	14

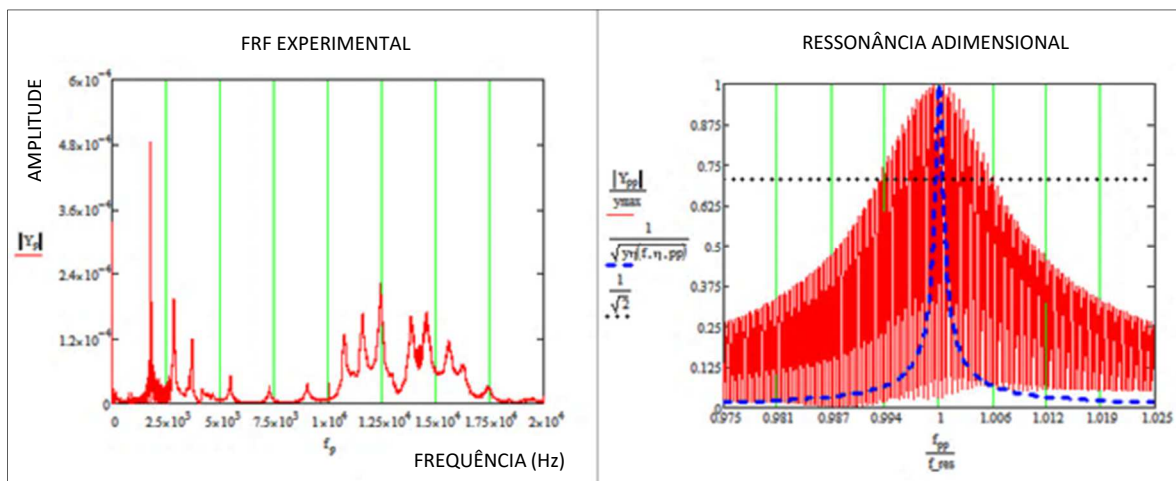


Figura 3.22 - Conjunção de modos onde o 1º “pico” experimental não tem aderência com a curva teórica de ressonância adimensional analisada; teórica - linha tracejada (AUTOR)

Tabela 3.6 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal:
concreto C420-I-L (AUTOR)

Tempo (dias)	Expansão (%)	Amplitude	ω_{res} (Hz)	η	C (Pa . s)	E (GPa)
9	-	0,0002494	1784,5	0,01141	578,07288	10,30994
35	-	0,00011614	2967,7	0,01973	1663,14	28,51434
43	-	9,83E-05	3011,3	0,02159	1845,99	29,35832
56	-	0,00025479	3264,5	0,01663	1541,84	34,50296
64	-	0,00020381	3366,2	0,02273	2172,55	36,68623
157	-	0,00025203	3443,4	0,01836	1795,27	38,38822

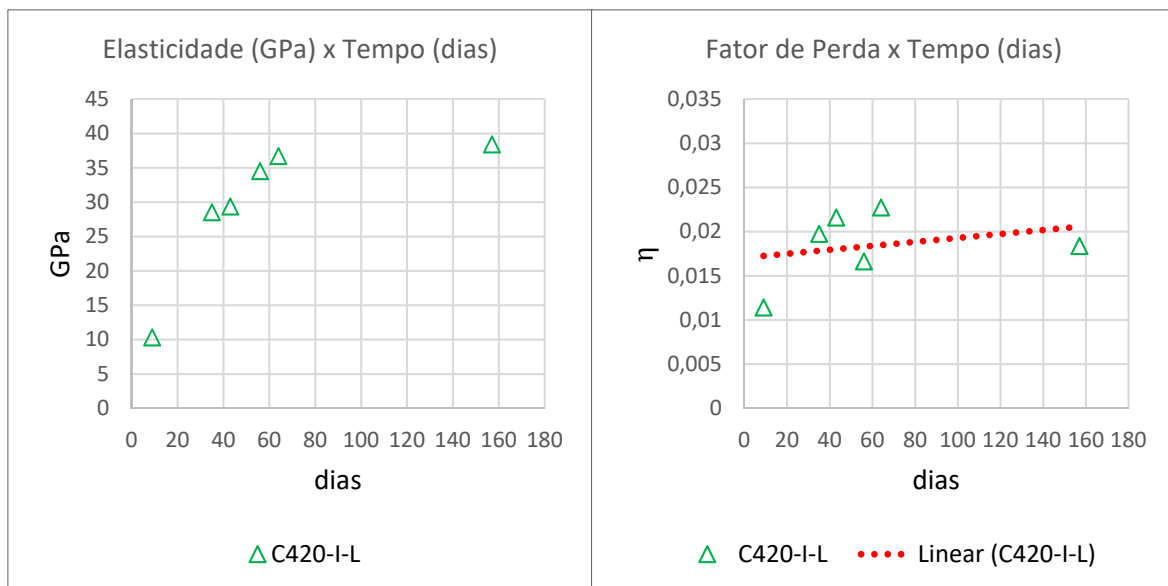


Figura 3.23 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C420-I-L (AUTOR)

Tabela 3.7 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal:
concreto C500-I-L (AUTOR)

Tempo (dias)	Expansão (%)	Amplitude	ω_{res} (Hz)	η	C (Pa . s)	E (GPa)
9	-	0,00036184	1753,4	0,01535	764,15752	9,95372
29	-	0,00012958	2855	0,01962	1590,5	26,38977
35	-	0,00010036	2907,3	0,01906	1573,81	27,36548
43	-	2,43E-04	2953,5	0,01268	1063,64	28,24211
64	-	0,00043894	3192,2	0,01077	976,63369	32,9916
78	-	0,00039777	3305,2	0,01055	990,16938	35,36867
84	-	4,04E-04	3317,7	0,01398	1317,59	35,63669
157	-	4,95E-04	3385	0,01204	1157,74	37,09714

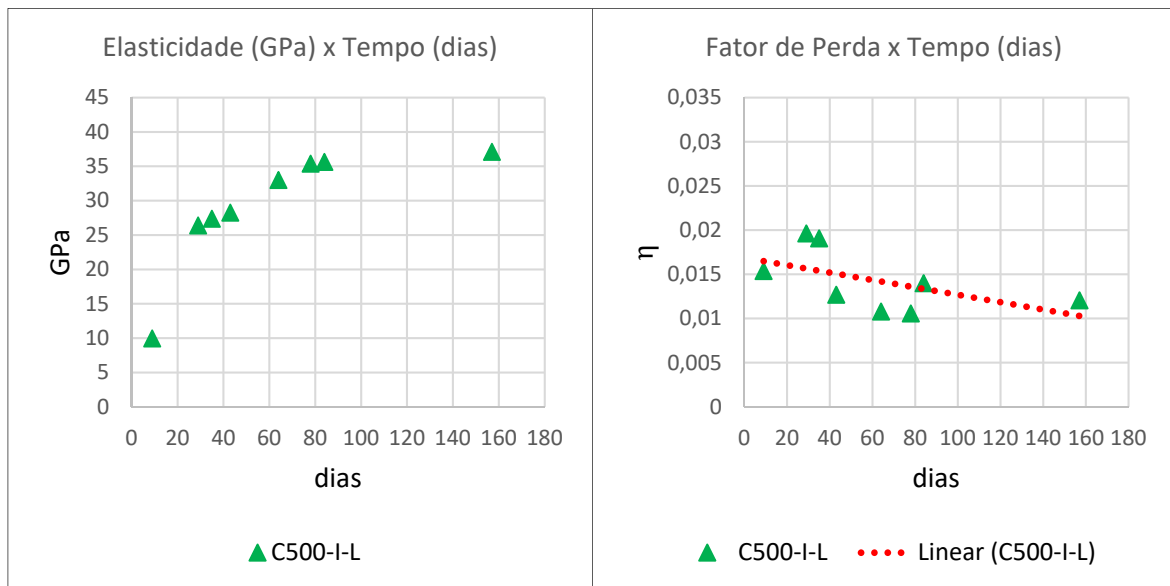


Figura 3.24 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C500-I-L (AUTOR)

Tabela 3.8 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal:
concreto C420-R-L (AUTOR)

Tempo (dias)	Expansão (%)	Amplitude	ω_{res} (Hz)	η	C (Pa . s)	E (GPa)
1	0	0,000285455	1829,9	0,01118	580,78264	10,84121
14	0,008	0,000257711	2871	0,01141	930,25535	26,68638
29	0,02	0,000230823	2828,4	0,01302	1046,09	25,90031
43	0,02	0,000161068	2780	0,01586	1252,27	25,02147
84	0,024	0,000163101	2786	0,01354	1071,15	25,12958
113	0,037	2,33E-04	2735,8	0,01391	1080,78	24,23224
212	0,059	0,000216686	2740,1	0,01349	1049,49	24,30846
223	0,061	0,000301649	2279,4	0,01562	1010,98	16,82149
233	0,065	0,000334688	2163,9	0,01482	911,00345	15,15995
268	0,065	0,000182142	1813,1	0,01865	960,10984	10,64307
289	0,073	0,000202544	1783,1	0,02084	1055,25	10,29378
304	0,073	0,000315512	1771,6	0,01572	791,09662	10,16143
346	0,081	0,000130928	1786,8	0,02039	1034,68	10,33654
360	0,086	7,71E-05	1741,9	0,01205	596,02735	9,82358
379	0,094	7,01E-05	1781,7	0,01467	742,27642	10,27766
410	0,094	0,000105734	1793,9	0,01119	570,06986	10,41888
486	0,102	8,62E-05	1767,9	0,02052	1030,5	10,11908
494	0,102	8,88E-05	1764,3	0,01882	942,92778	10,07791
501	0,104	9,86E-05	1799,4	0,02326	1188,49	10,4829
514	0,104	5,48E-05	1350,9	0,02087	800,86654	5,90843

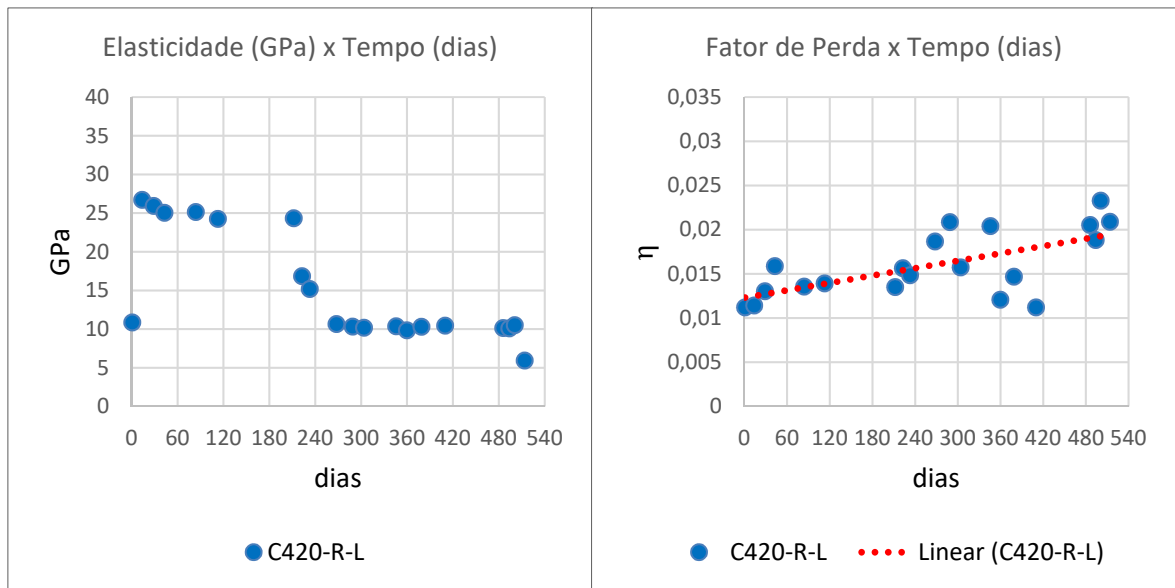


Figura 3.25 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C420-R-L
(AUTOR)

Tabela 3.9 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal:
concreto C500-R-L (AUTOR)

Tempo (dias)	Expansão (%)	Amplitude	ω_{res} (Hz)	η	C (Pa . s)	E (GPa)
1	0	0,000193	2839,7	0,01625	1310,86	26,10779
14	0,008	0,000143	2748,4	0,01905	1486,56	24,45587
29	0,015	0,000212	3022,9	0,01529	1312,88	29,58495
43	0,021	0,000176	3237,9	0,01904	1750,56	33,94299
107	0,031	0,000294	2410,4	0,01247	853,90168	18,81056
113	0,038	0,000249	2317,1	0,01676	1102,67	17,38253
158	0,042	0,000331	2323,3	0,01197	790,003	17,47566
184	0,049	0,000255	2157,7	0,01779	1090,01	15,0732
214	0,054	0,000235	2033,9	0,02113	1220,52	13,39315
225	0,054	2,74E-04	1930,1	0,02927	1604,18	12,06099
262	0,062	1,76E-04	1826,1	0,01453	753,7768	10,79624
270	0,062	0,000198	1820,2	0,01714	886,27003	10,72659
283	0,067	0,000141	1818,8	0,01956	1010,16	10,71008
311	0,072	0,000144	1798,5	0,01541	787,32629	10,47235
347	0,078	0,000159	1805,8	0,02132	1093,22	10,55753
373	0,084	1,29E-04	1784,5	0,01795	909,86534	10,30994
404	0,089	0,000108	1761,5	0,01764	882,65618	10,04589
453	0,096	9,14E-05	1804,8	0,0193	989,32865	10,54584
486	0,1	1,23E-04	1773	0,01975	994,58869	10,17749
495	0,103	1,48E-04	1764	0,01994	998,98318	10,07443
515	0,103	1,07E-04	1740	0,01965	971,04885	9,80216

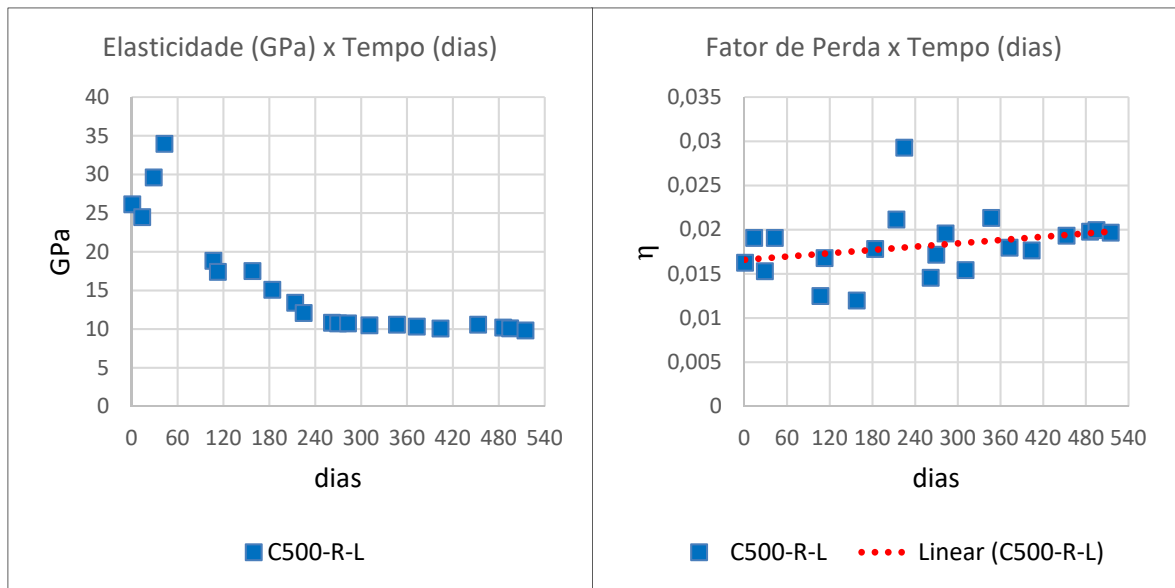


Figura 3.26 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C500-R-L
(AUTOR)

Tabela 3.10 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal:
concreto C420-R-C (AUTOR)

Tempo (dias)	Expansão (%)	Amplitude	ω_{res} (Hz)	η	C (Pa . s)	E (GPa)
183	-	0,000152	2818	0,01714	1371,62	25,71031
194	-	0,00029	2506,3	0,01225	871,99946	20,33718
213	-	0,000168	2481,2	0,01867	1315,95	19,93288
223	-	0,000154	2414,1	0,017	1165,42	18,86843
240	-	0,00021	2163,5	0,01729	1062,27	15,15441
275	-	8,07E-05	2093,6	0,02101	1249	14,19101
289	-	0,0001	2108,4	0,02457	1471,52	14,39237
304	-	3,47E-05	2112,4	0,02917	1749,96	14,44704
318	-	3,49E-05	2133,1	0,03067	1858,09	14,73158
346	-	3,49E-05	2112,6	0,03027	1816,37	14,44979
360	-	2,44E-05	2119,9	0,02563	1543,35	14,5498
373	-	3,33E-05	2149,9	0,01793	1094,74	14,96449
379	-	2,81E-05	2132,6	0,02665	1614,33	14,72461
403	-	2,12E-05	2119,4	0,02701	1625,69	14,54294
410	-	4,83E-05	2129,4	0,0282	1705,71	14,68051
486	-	4,64E-05	2136,9	0,01224	742,6702	14,784

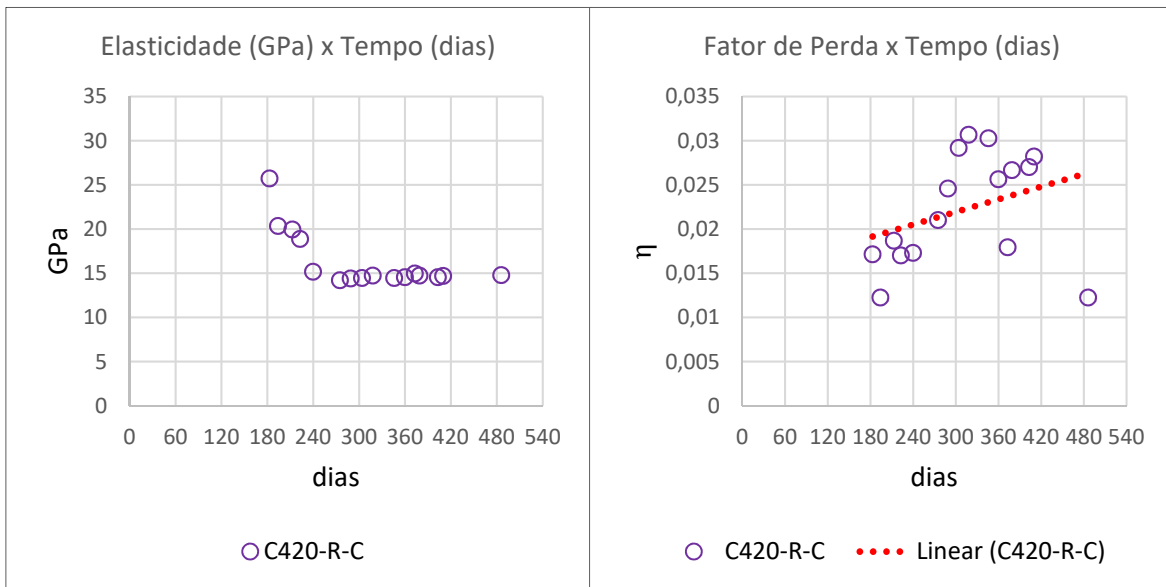


Figura 3.27 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C420-R-C
(AUTOR)

Tabela 3.11 - Parâmetros globais obtidos por análise de ressonância longitudinal:
concreto C500-R-C (AUTOR)

Tempo (dias)	Expansão (%)	Amplitude	ω_{res} (Hz)	η	C (Pa . s)	E (GPa)
214	-	0,000365	2988,2	0,01036	879,4462	28,90965
234	-	0,000177	2728,1	0,01331	1030,87	24,09595
270	-	0,00024	2542	0,01583	1142,83	20,92058
283	-	2,98E-05	2161,6	0,01794	1101,11	15,12775
298	-	4,72E-05	2170,6	0,01901	1171,91	15,25398
325	-	4,10E-05	2166	0,0207	1273,42	15,1894
339	-	3,85E-05	2167,2	0,02162	1330,55	15,20623
353	-	2,71E-05	2174,7	0,01942	1199,42	15,31166
373	-	3,19E-05	2174,1	0,01921	1185,96	15,30322
404	-	5,19E-05	2160,5	0,01374	843,1412	15,11235
412	-	2,98E-05	2187,4	0,01177	730,8735	15,49102
453	-	4,51E-05	2178,8	0,01452	898,5765	15,36945
486	-	2,86E-05	2172,1	0,01656	1021,45	15,27513
515	-	0,000159	2147,9	0,01764	1076,17	14,9366

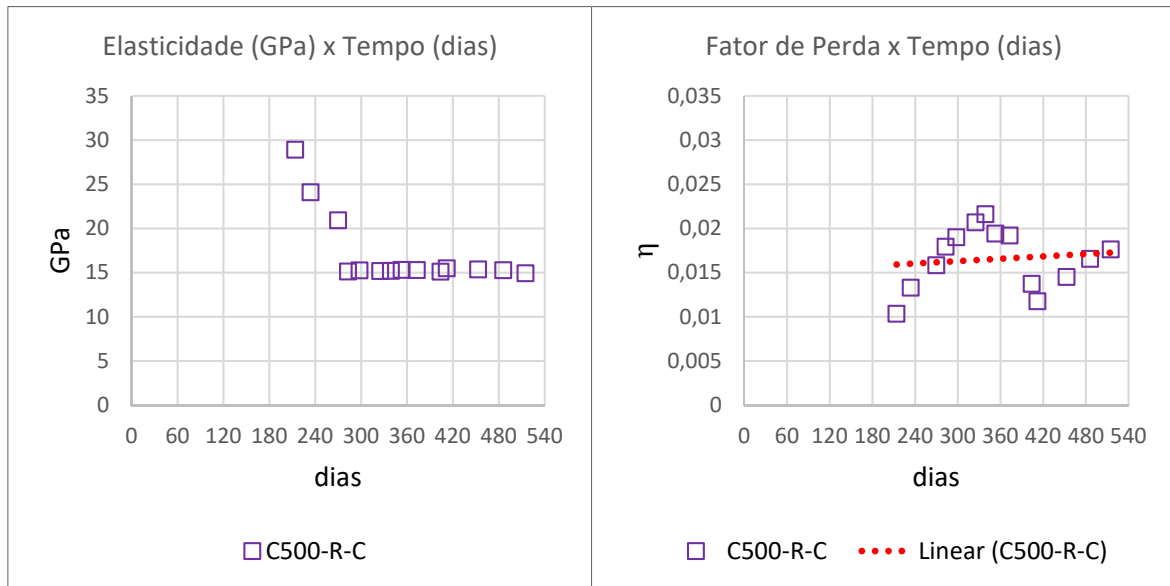


Figura 3.28 - Elasticidade e fator de perda globais no tempo: concreto C500-R-C
(AUTOR)

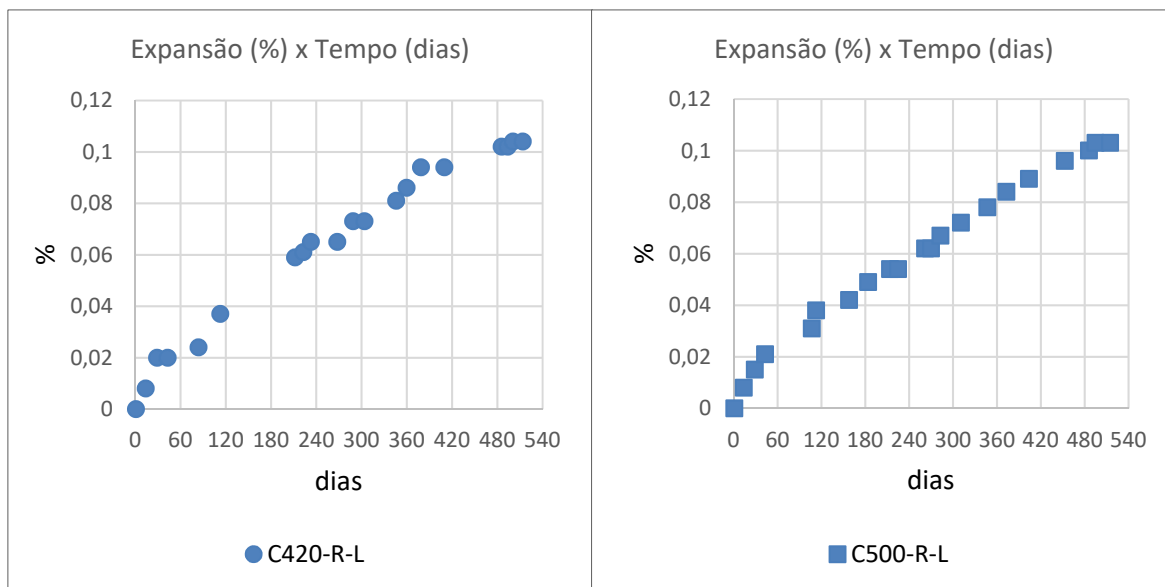


Figura 3.29 - Comportamento de expansão livre dos concretos C420-R-L e C500-R-L
(AUTOR)

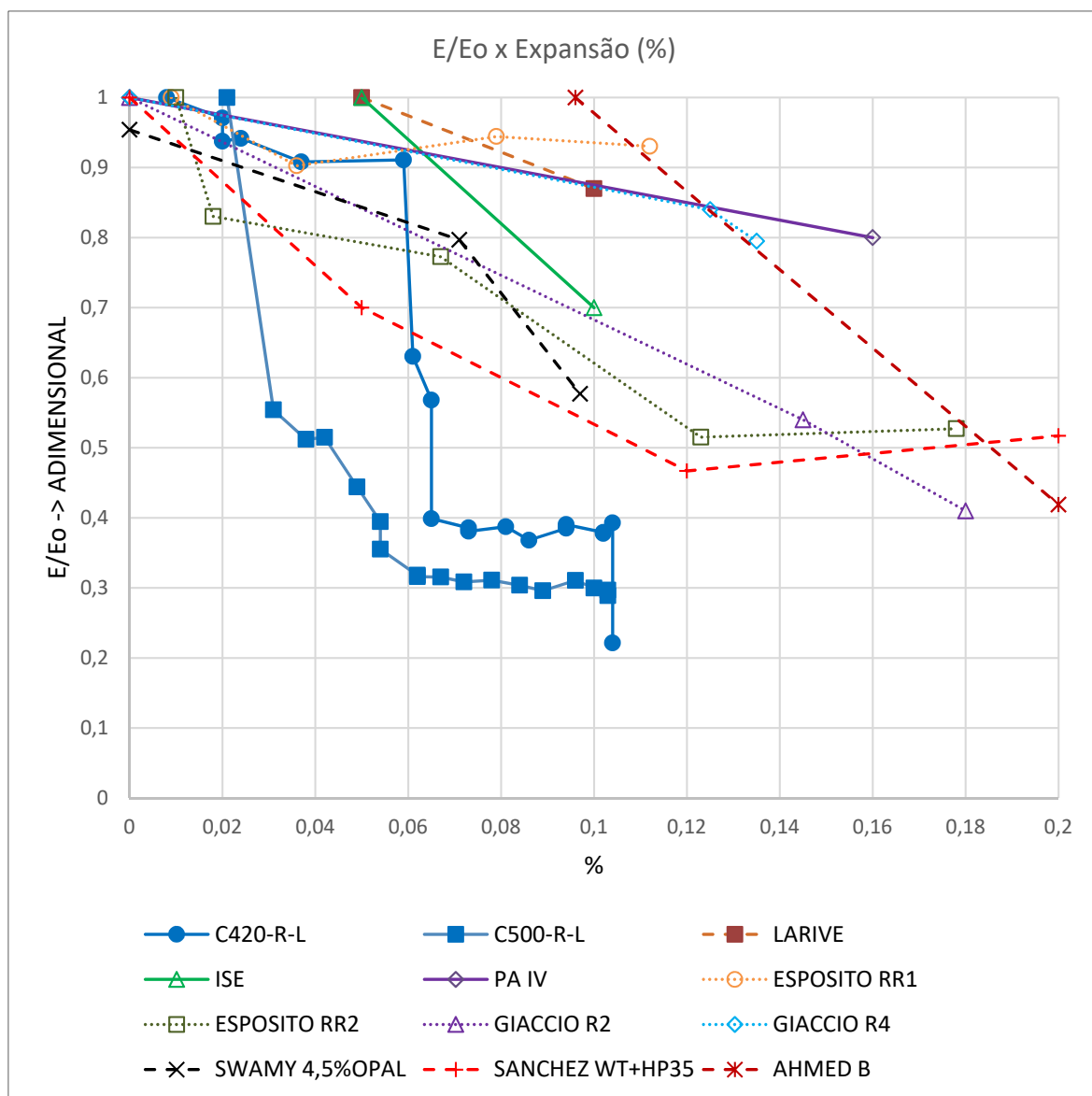


Figura 3.30 - Degradação do módulo de elasticidade dos concretos C420-R-L e C500-R-L comparativamente a diversos autores (ver Tabela 3.4) (AUTOR)

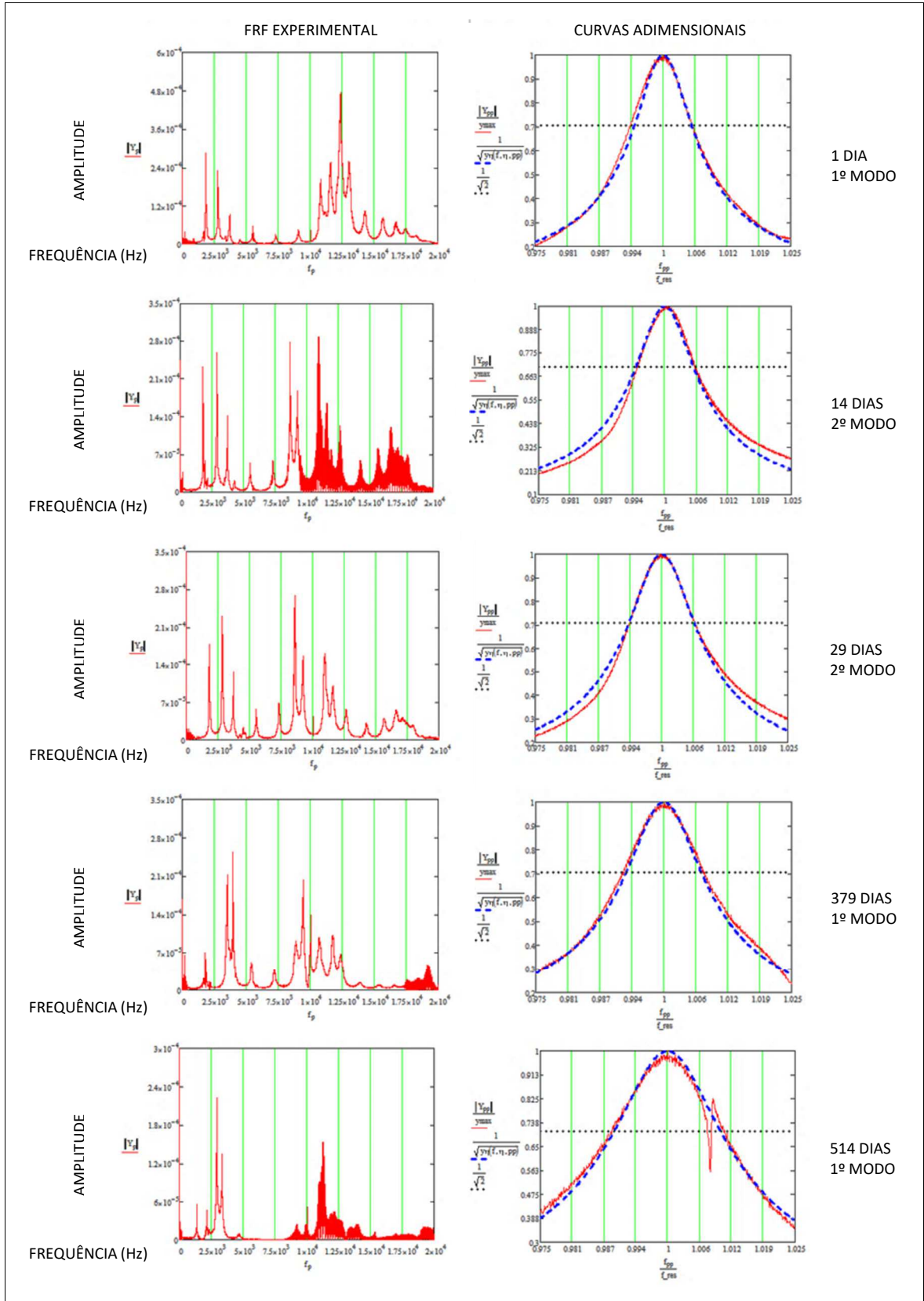


Figura 3.31 - FRFs e curvas para η (experimental - linha contínua; teórica - linha tracejada) (AUTOR)

CAPÍTULO IV

4. REOLOGIA

4.1 REOLOGIA NO TEMPO E FREQUÊNCIA

Para exemplificar mudanças no comportamento viscoelástico de um material é comum o uso de modelos reológicos (analogias mecânicas), como mola para explicar o comportamento elástico instantâneo e amortecedor para caracterizar o comportamento viscoso, ou seja, a resposta tardia do material no tempo.

Ensaio e observações feitas em função do tempo configuram o comportamento do material a longo prazo e demoram para sua conclusão. Uma possibilidade de redução de tempo é submeter o material a um carregamento em que tensão ou deformação varie harmonicamente num curto intervalo de tempo, ou seja, uma análise em função da frequência. Isso permite identificar o caráter viscoelástico do material de forma mais rápida.

Dessa forma, seja no tempo ou na frequência, o comportamento reológico dos materiais pode ser representado usando modelos viscoelásticos, que combinam comportamentos de sólidos elásticos e fluidos viscosos (NAVARRO, 2017).

4.2 REOLOGIA NO TEMPO

Apresenta-se na Figura 4.1 as principais famílias de modelos reológicos, seguido de seus resumos e equações diferenciais construídas conforme as regras da Tabela 4.1, que resulta nos comportamentos de fluência e relaxação, no tempo, descritos na Tabela 4.2.

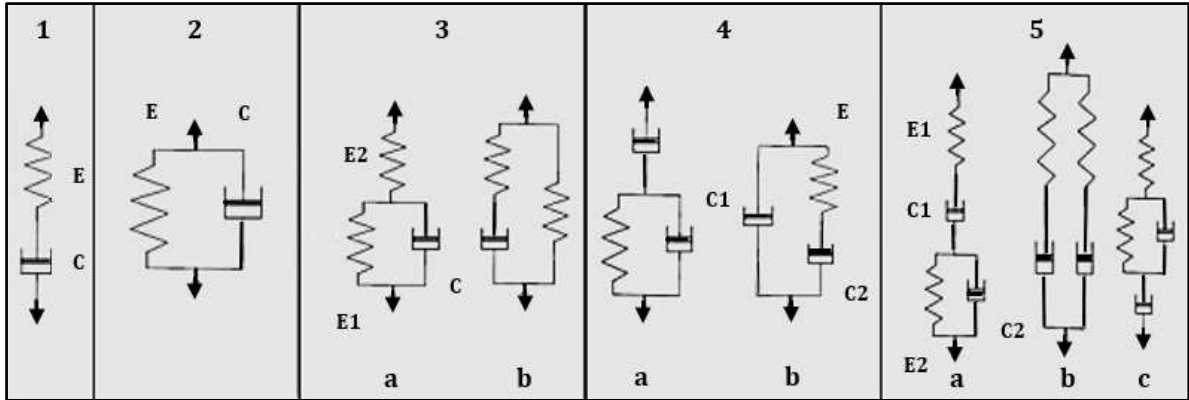


Figura 4.1 - Modelos reológicos: 1) Maxwell; 2) Kelvin-Voigt; 3) Zener; 4) antiZener; 5) Burgers (AUTOR)

- Modelo de Maxwell

$$\varepsilon' = \frac{\sigma'}{E} + \frac{\sigma}{C} \quad (4.1)$$

- Modelo de Kelvin-Voigt

$$\varepsilon' + \frac{E}{C} \varepsilon = \frac{\sigma}{C} \quad (4.2)$$

- Modelo Sólido Linear Padrão ou Zener/GMB-EK/GZB

Os modelos que seguem a representação do chamado Sólido Linear Padrão são obtidos pela associação em série entre uma mola e um elemento de Kelvin-Voigt, ou pela associação em paralelo entre uma mola e um elemento de Maxwell. Para uma mola em série com Kelvin-Voigt (Figura 4.1 - 3a), tem-se a Equação 4.3.

$$\varepsilon' + \frac{E_2}{C} \varepsilon = \frac{\sigma'}{E_1} + \frac{E_1 + E_2}{E_1 C} \sigma \quad (4.3)$$

Esse modelo foi o utilizado pela Chesf em suas modelagens para as usinas de Moxotó e PA-IV, desenvolvido ao longo de duas décadas, para predição dos efeitos da expansão imposta ao concreto pela RAA, usando ensaio estático e formulação do USBR.

- Modelo Líquido Linear Padrão ou Oldroyd/Jeffreys/antiZener

Esse modelo, que recebe várias denominações, se caracteriza pela associação em série entre um amortecedor e um elemento de Kelvin-Voigt ou pela associação em paralelo entre um amortecedor e um elemento de Maxwell. Por didática, esse modelo será chamado de antiZener, pois enquanto o modelo de Zener representa um sólido linear padrão, esse modelo representa um fluido linear padrão (NAVARRO, 2017). Para um amortecedor em paralelo com Maxwell (Figura 4.1 - 4b), tem-se a Equação 4.4.

$$C_1 \varepsilon'' + \frac{(C_1 + C_2) E}{C_2} \varepsilon' = \sigma' + \frac{E}{C_2} \sigma \quad (4.4)$$

- Modelo de Burgers

Seguindo a tendência verificada nos modelos de Zener, o modelo de Burgers visa a eliminar algumas incongruências apresentadas pelos modelos simples de Maxwell e Kelvin-Voigt (NAVARRO, 2017; SKRZYPEK e GANCZARSKI, 2015). Basicamente é o modelo de Zener ao qual foi adicionado um amortecedor (Figura 4.1 - 5a/5b/5c). Para o esquema 5a, tem-se a Equação 4.5.

$$C_2 \varepsilon'' + E_2 \varepsilon' = \frac{C_2}{E_1} \sigma'' + \left(1 + \frac{E_2}{E_1} + \frac{C_2}{C_1}\right) \sigma' + \frac{E_2}{C_1} \sigma \quad (4.5)$$

Tabela 4.1 - Regras para modelos reológicos no tempo (MOCZO e KRISTEK, 2005)

Elemento	Relação Tensão-Deformação	
Mola	$\sigma(t) = E \varepsilon(t)$	
Amortecedor	$\sigma(t) = C \varepsilon'(t)$	
Conexão	σ	ε
Em série	Igual	Aditivo
Em paralelo	Aditivo	Igual

Tabela 4.2 - Funções de fluência e relaxação dos modelos para tensão e deformação unitária (AUTOR)

Modelo	Função de Fluência
Maxwell	$\frac{1}{E} \left(1 + \frac{E}{C} t \right)$
Kevin-Voigt	$\frac{1}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{C} t} \right)$
Zener (Figura 4.1 - 3a)	$\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} - \frac{e^{-\frac{E_2}{C} t}}{E_2}$
antiZener (Figura 4.1 - 4b)	$\left(\frac{1}{C_1 + C_2} \right) t + \frac{C_2}{E (C_1 + C_2)} \left(1 - \frac{C_1}{C_1 + C_2} \right) \left(1 - e^{-\frac{E (C_1 + C_2)}{C_1 C_2} t} \right)$
Burgers (Figura 4.1 - 5a)	$\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} - \frac{e^{-\frac{E_2}{C_2} t}}{E_2} + \frac{t}{C_1}$
Modelo	Função de Relaxação
Maxwell	$E e^{-\frac{E}{C} t}$
Kevin-Voigt	E
Zener (Figura 4.1 - 3a)	$\frac{E_1 E_2 + E_1^2 e^{-\frac{E_1 + E_2}{C} t}}{E_1 + E_2}$
antiZener (Figura 4.1 - 4b)	$E e^{-\frac{E}{C_2} t}$
Burgers* (Figura 4.1 - 5a)	$\frac{(q_1 - q_2 r_1) e^{-r_1 t} - (q_1 - q_2 r_2) e^{-r_2 t}}{A_{burgers}}$

* SKRZYPEK e GANCZARSKI (2015)

$$* \quad q_1 = C_1; \quad q_2 = \frac{C_1 C_2}{E_2}; \quad r_{1,2} = \frac{p_1 \mp A_{burgers}}{2 p_2}; \quad p_1 = \frac{C_1}{E_1} + \frac{C_1}{E_2} + \frac{C_2}{E_2}; \quad p_2 = \frac{C_1 C_2}{E_1 E_2}; \quad A_{burgers} = \sqrt{p_1^2 - 4 p_2}$$

Cabe ressaltar, que soluções matemáticas para composições de modelos reológicos podem se tornar bem trabalhosas, sendo nesse estudo abordado os principais modelos da literatura.

4.3 REOLOGIA NA FREQUÊNCIA

Trabalho conduzido por MOCZO e KRISTEK (2005) demonstrou que o módulo viscoelástico em função da frequência para o modelo GZB (Generalized Zener Body ou Zener), desenvolvido por Carcione et al. em 1988, na configuração GZB (H-p-M) é exatamente o mesmo que o obtido por Emmerich e Korn em 1987 para o modelo GMB-EK (Generalized Maxwell Body - Emmerich e Korn). O mesmo ocorre para o módulo viscoelástico do modelo na configuração GZB (H-s-KV) (ver Figura 4.2). Em outras palavras, a reologia do GMB (GMB-EK) e GZB é a mesma; sendo esse modelo também conhecido como Sólido Linear Padrão (ver Figura 4.1 - 3a e 3b) para o caso de apenas um MB (Maxwell Body) ou ZB (Zener Body).

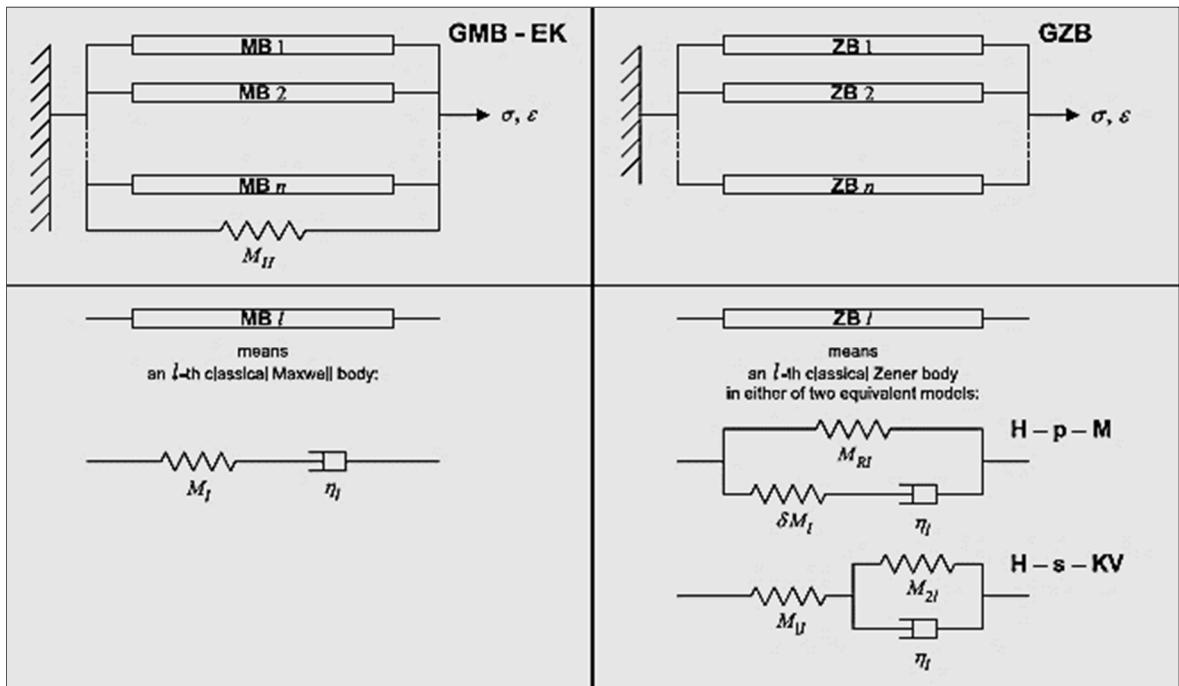


Figura 4.2 - Esquema dos modelos GMB/GMB-EK e GZB (MOCZO e KRISTEK, 2005)

No amortecimento estrutural, também chamado de histerese (BALMES e LECLERE, 2017), a rigidez é composta por estrutura complexa (Equação 3.17), onde η é o fator de perda, que é introduzido considerando uma condição complexa independente de frequência. Dessa forma, o módulo complexo é caracterizado por módulo de armazenamento e fator de perda constantes.

O modelo de Maxwell só é válido no intervalo de alta frequência, desde que a sua condição estática de módulo é zero. Já o modelo de amortecimento viscoso (Kelvin-Voigt) é irrealista porque o fator de perda vai para o infinito em alta frequência (há bloqueio de deformação). A Figura 4.3 mostra as propriedades no domínio da frequência desses modelos.

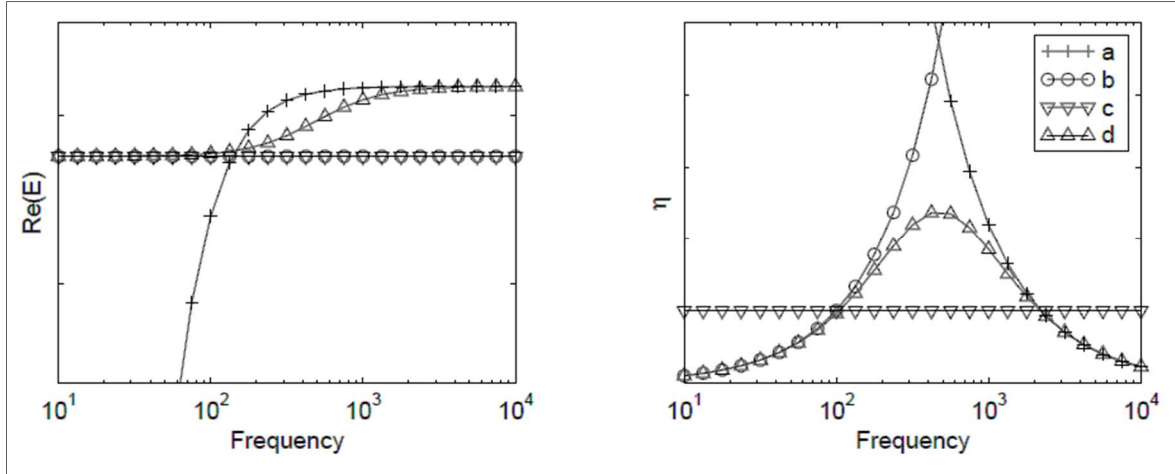


Figura 4.3 - Módulo complexo e fator de perda associado aos modelos: a) Maxwell; b) Kevin-Voigt; c) Histerese; d) Zener (BALMES e LECLERE, 2017)

Como mencionado anteriormente, o modelo de amortecimento estrutural aproxima o módulo por uma constante complexa. Embora esse modelo não represente com precisão qualquer material viscoelástico, leva a uma boa aproximação quando o comportamento global da estrutura não é muito sensível as evoluções do módulo complexo com a frequência. Esse modelo é geralmente adaptado para materiais como o aço.

O modelo de amortecimento para sólido viscoelástico padrão (ver Figura 4.1 - 3a) tem as principais características dos materiais reais: assíntotas de módulo em baixa e alta frequência e pontos de dissipação em comum com os demais modelos na frequência (BALMES e LECLERE, 2017), como ilustrado na Figura 4.3 e demonstrado nas curvas de ressonância adimensional da Figura 3.14 para a equivalência de amortecimento adotada, i.e., amortecimento de histerese e viscoso.

A Tabela 4.3 (RENAUD et al., 2011; SEMBLAT e LUONG, 1998) mostra um resumo das funções de módulo complexo, complementado nesse estudo para o modelo de Burgers, em função da frequência, segundo as regras da Tabela 4.4.

Tabela 4.3 - Módulo complexo das reologias consideradas
(RENAUD et al., 2011; SEMBLAT e LUONG, 1998)

Modelo	Módulo Complexo
Histerese	$E (1 + i \eta)$
Maxwell	$\frac{i \omega E C}{E + i \omega C}$
Kelvin-Voigt	$E + i \omega C$
Zener (Figura 4.1 - 3a)	$\frac{E_1(E_2 + i \omega C)}{E_1 + E_2 + i \omega C}$
antiZener (Figura 4.1 - 4b)	$\frac{E i \omega C_2}{i \omega C_2 + E} + i \omega C_1$
Burgers* (Figura 4.1 - 5a)	$\left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{i \omega C_1} + \frac{1}{E_2 + i \omega C_2} \right)^{-1}$

* AUTOR

Da mesma forma como descrito na Tabela 4.1, para o domínio do tempo, tem-se a Tabela 4.4, com as regras para o domínio da frequência.

Tabela 4.4 - Regras para modelos reológicos na frequência (MOCZO e KRISTEK, 2005)

Elemento	Relação Tensão-Deformação	
Mola	$\sigma(\omega) = E \varepsilon(\omega)$	
Amortecedor	$\sigma(\omega) = i \omega C \varepsilon(\omega)$	
Conexão	σ	ε
Em série	Igual	Aditivo
Em paralelo	Aditivo	Igual

4.4 FATOR DE QUALIDADE

As famílias de modelos reológicos consideradas em função da frequência podem ser definidas em termos do fator de qualidade (Q), que corresponde a uma variável quase constante em uma faixa de frequência para um dado nível de deformação introduzida.

Curvas de atenuação são construídas tomando-se o inverso do fator de qualidade (Q^{-1}), onde:

$$Q(\omega) = \frac{\text{Re}[E(\omega)]}{\text{Im}[E(\omega)]} \quad (4.6)$$

Sendo $\text{Re}[E(\omega)]$ a parte real do módulo complexo e $\text{Im}[E(\omega)]$ sua parte imaginária, para $\omega = \omega_{\text{res}}$ no 1º e 2º modo tem-se:

$$Q^{-1} = \eta = 2 \xi \quad (4.7)$$

4.5 AMORTECIMENTO E REOLOGIA

Amortecimento é definido através de vários termos tais como: perda de energia por ciclo (para testes cíclicos), decréscimo logarítmico (para testes de vibração), relação de espectro (para análise de propagação de ondas), etc.

Para fins de modelagem numérica, outro tipo de amortecimento é frequentemente usado: amortecimento de Rayleigh; o qual é uma maneira muito conveniente de contabilizar amortecimento em modelos numéricos e associá-los a modelos reológicos, como se pretende nesse estudo.

4.5.1 Amortecimento de Rayleigh

O amortecimento de Rayleigh é um método clássico para construir a matriz global de amortecimento $[C]$ de um sistema numérico como uma combinação linear de matrizes globais de massa $[M]$ e rigidez $[K]$, da seguinte forma:

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (4.8)$$

A Equação 4.8 faz o amortecimento dependente da frequência, como mostrado na Figura 4.4 (COOK et al., 2002).

Na condição de ressonância ($\omega = \sqrt{K/M}$) tem-se:

$$C = \xi C_c = \xi 2 M \omega \quad (4.9)$$

$$\alpha M + \beta K = \xi 2 M \omega \quad (4.10)$$

$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega} + \beta \omega \right) \quad (4.11)$$

Dessa forma, considerando a Equação 4.7, tem-se:

$$Q^{-1}(\omega) = \frac{\alpha}{\omega} + \beta \omega \quad (4.12)$$

Onde α e β , considerando a razão de amortecimento ξ na extensão da frequência circular de interesse, entre o 1º e o 2º modo de vibração, ω_1 e ω_2 , respectivamente, como ilustrado na Figura 4.4, correspondem a:

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(\xi_1\omega_2 - \xi_2\omega_1)}{(\omega_2^2 - \omega_1^2)} \quad (4.13)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_2 - \xi_1\omega_1)}{(\omega_2^2 - \omega_1^2)} \quad (4.14)$$

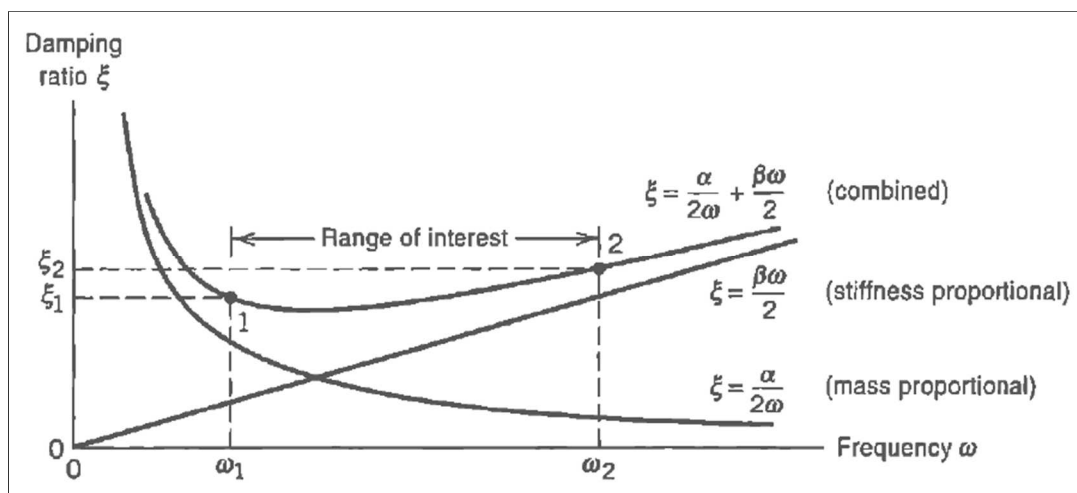


Figura 4.4 - Esquema de amortecimento proporcional (COOK et al., 2002)

Ponto crucial é descobrir modelo reológico que tenha a mesma dependência de atenuação que as ilustradas na Figura 4.4, que têm por base o amortecimento de Rayleigh (SEMBLAT, 1997).

O trabalho de COOK et al. (2002) ressalta que o termo $\alpha [M]$ contribui nos modos de amortecimento mais baixos com mais peso, enquanto o termo $\beta [K]$ contribui nos modos de amortecimento mais altos com mais peso.

Trabalho conduzido por CHOWDHURY e DASGUPTA (2003) relata o fato de que a participação em massa modal diminui com o aumento dos modos, por exemplo, para o primeiro modo de vibração a participação em massa é de 45%, para o segundo modo é 20%, para o terceiro modo é 10%, etc. Dessa forma, pode-se inferir que a participação em massa diminui com os modos mais altos e assim a frequência aumenta. De fato, esse fenômeno é observado ($\omega = \sqrt{K/M}$). Considerando o amortecimento crítico ($C_c = 2 \sqrt{K M}$) podemos concluir que, com a redução da massa modal para modos sucessivos o amortecimento crítico diminuirá com o aumento no modo. Sendo o amortecimento total do sistema uma constante (C), a razão de amortecimento (ξ), dada pela Equação 4.9, aumentará com os modos crescentes conforme Figura 4.4.

Devido a pequena extensão da frequência de interesse entre o 1º e o 2º modo, no advento das análises de amortecimento o valor da razão de amortecimento é único, como adotado nesse estudo.

Dessa forma, na análise em questão, não é necessário medir o amortecimento no n-ésimo modo (C_n), onde n poderia ser 100, 500, 1000, etc., dependendo do grau de

liberdade, pois o que é relevante são os primeiros modos, para os quais existe uma participação de massa significativa.

4.5.2 Rayleigh vs. Reologia

Para o amortecimento de Rayleigh entre fraco a moderado ($\xi < 25\%$) é válida a relação simples entre o inverso do fator de qualidade (Q^{-1}) e a razão de amortecimento (ξ), descrita na Equação 4.7 (SEMBLAT, 1997).

No trabalho conduzido por SEMBLAT (1997) considerou-se que o modelo reológico que atende perfeitamente aos requisitos de atenuação-frequência é um tipo particular de “modelo generalizado de Maxwell”, como mostrado na Figura 4.5, que conecta paralelamente uma célula de Maxwell com um amortecedor (também conhecido por modelo antiZener).

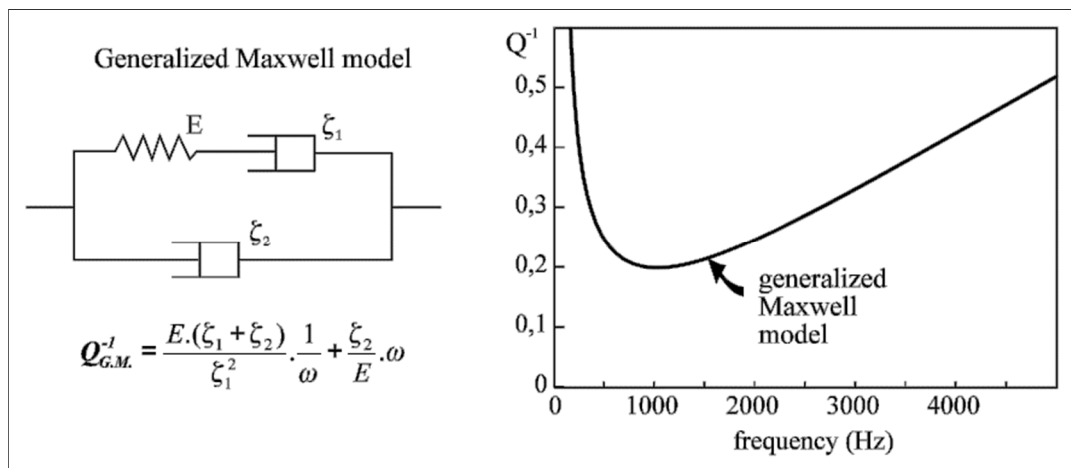


Figura 4.5 - Modelo reológico antiZener e curva de atenuação correspondente (SEMBLAT, 1997)

A equivalência entre atenuação e amortecimento de Rayleigh combinado, para alguns modelos reológicos considerados nesse estudo, ratifica a aplicação de alguns desses modelos em problemas práticos de engenharia. No caso do modelo antiZener este é aplicado a propagação de ondas em questões de geofísica.

Esse estudo procura aplicação desses modelos na predição de comportamento do concreto. Como o amortecimento de Rayleigh se aplica até valores moderados da razão de

amortecimento, pode-se usar os valores obtidos das análises dos ensaios de ressonância longitudinal nessa abordagem, uma vez que o amortecimento se encontra abaixo de 25% para os valores de ξ encontrados no concreto analisado.

Como referência, em estruturas de aço rebitadas ou soldadas e estruturas de concreto armado e protendido o valor de ξ pode variar de 2-15% (VAZ, 2011). Em particular, GUTENBRUNNER et al. (2007) apresenta valores de ξ para uma ponte de concreto protendido por três métodos citados anteriormente nesse trabalho: para a técnica de decréscimo aleatório tem-se 1,25% através de decréscimo logarítmico e 1,19% através de ajuste de curva; para largura de banda de meia potência tem-se 1,37%.

Dentro dessa metodologia, a ligação dos parâmetros numéricos do amortecimento de Rayleigh (α e β) para com os parâmetros mecânicos descritos na Figura 4.1 constam da Tabela 4.5.

Cabe ressaltar que o modelo descrito na Figura 4.5, pela literatura sobre o assunto, trata-se do modelo conhecido como antiZener. Apesar disso, se verifica da mesma forma, através da curva de atenuação, que o modelo de Zener (ou GMB - Generalized Maxwell Body) toma a mesma forma do amortecimento de Rayleigh combinado descrito nas Figuras 4.4 e 4.5, sendo a curva de atenuação no caso antiZener igual à da qualidade (Q), pois como era de se esperar, Zener e antiZener são modelos opostos, respectivamente, Modelo Sólido Linear Padrão e Modelo Líquido Linear Padrão.

Tabela 4.5 - Relação entre parâmetros numéricos do amortecimento de Rayleigh e mecânicos (AUTOR)

Modelo	α	β
Histerese	η	
Maxwell	$\frac{E}{C}$	-
Kelvin-Voigt	-	$\frac{C}{E}$
Zener (Figura 4.1 - 3a)	$\frac{E_2 + \frac{E_2^2}{E_1}}{C}$	$\frac{C}{E_1}$
antiZener* (Figura 4.1 - 4b)	$\frac{E (C_1 + C_2)}{C_2^2}$	$\frac{C_1}{E}$
Burgers (Figura 4.1 - 5a)	Por analogia: $E_1 = E_{\text{maxwell}}$; $E_2 = E_{2(\text{zener})}$; $C_1 = C_{2(\text{antizener})}$; $C_2 = C_{\text{kelvinvoigt}}$	

* SEMBLAT (1997)

Ainda, uma outra formulação de amortecimento mais geral foi proposta por Caughey em 1960 e Munjiza et al. em 1998, sendo expressa da seguinte forma (GANDOMZADEH, 2011):

$$[C] = [M] \sum_{j=0}^{m-1} a_j ([M]^{-1} [K])^j \quad (4.15)$$

De onde se conclui que o amortecimento da Equação 4.15 é o de Rayleigh para o segundo grau, isto é, $m = 2$, onde $a_0 = \alpha$ e $a_1 = \beta$. Na frequência de Ricker (ω_R), tem-se:

$$Q_{\min}^{-1} = 2 \xi_{\min} = \frac{\alpha}{\omega_R} + \beta \omega_R \therefore \omega_R = \sqrt{\frac{\alpha}{\beta}} \quad (4.16)$$

4.6 PREVISIBILIDADE DO AMORTECIMENTO

Trabalho conduzido por NEILD et al. (2003) relata afirmação de Owen e Choo de 1998, que o problema com a aplicação de métodos envolvendo modelos para estruturas de engenharia civil é que esses modelos não irão prever o comportamento da estrutura, com a mesma precisão, que para uma aplicação de engenharia mecânica. Isso se deve, por exemplo, ao fato do aço ser um material produzido em ambiente controlado com insumos também controlados; já o concreto tem tanto sua produção como seus insumos sofrendo enorme variabilidade, que se refletem em comportamentos distintos no produto acabado.

Outro ponto do concreto é que mesmo após acabado, na sua fase inicial, suas características ainda evoluem no tempo, sendo essa uma particularidade do material, implicando em uma não linearidade do amortecimento, que pode perdurar a depender da evolução dos danos no concreto maduro.

Nos ensaios relatados por NEILD et al. (2003) excitação por impacto foi realizada em pequenas vigas de concreto armado, com níveis variados de dano por fissura através de sobrecarga. Esses ensaios permitiram avaliação da mudança nas frequências naturais à medida que a vibração era amortecida, contabilizando a evolução do dano (ver Figura 4.6).

Algo semelhante acontece ao concreto afetado por RAA, onde suas propriedades vão se degradando à medida que a RAA danifica o concreto e, mesmo no caso de não ocorrer o dano por fissura a nível macroscópico, a evolução da RAA modifica a microestrutura do concreto, causando também mudança nas frequências naturais, decorrente do aumento de amortecimento contabilizado pelo aumento do fator de perda (η) (ver Figura 4.7).

Do painel montado para dano na Figura 4.7, considerando o contexto da Figura 4.6, aliado ao ilustrado nas Figuras 3.23 a 3.28, percebe-se o comportamento não linear do fator de perda e, consequentemente, do amortecimento no concreto, quando comparados os dados experimentais a uma tendência linear do fenômeno.

Dessa forma, apesar da suposição de tendência futura, mas diante da incerteza quanto a previsibilidade do fator de perda no tempo (ou amortecimento), o modelo envolvido na aplicação de reologia para predição de comportamento do concreto, nesse estudo, pode sempre ser atualizado, de forma fácil, possibilitando assim capturar as variações viscoelásticas sofridas pelo concreto no momento do ensaio de ressonância, na tentativa de se ter maior precisão. Contudo, predição com a mesma exatidão do aço é difícil mensurar.

Nesse ponto, vale comentar que a descrição da reologia necessita somente do módulo de elasticidade do projeto (ou inicial) e dos dados do último ensaio de ressonância para expansão livre do concreto: módulo de elasticidade e fator de perda. No caso de expansão sob confinamento, será necessário conhecer adicionalmente o estado de tensões, responsável pelo descolamento de comportamento do concreto ensaiado em certo ponto do modelo reológico.

Ainda, cabe ressaltar que o dano imposto visualizado na Figura 4.6 trata-se de dano controlado em peça de concreto, devido fissuramento sob carga controlada, enquanto o dano visualizado no painel da Figura 4.7 trata-se de dano em peça de concreto por alteração da microestrutura desse concreto, devido a RAA e sem fissuras visíveis, onde os fatores de perda do amortecimento (η) resultantes das análises de ressonância nesses concretos afetados por RAA tiveram variação de 1-3%, sendo a variação dos concretos não afetados pela RAA de 1-2%.

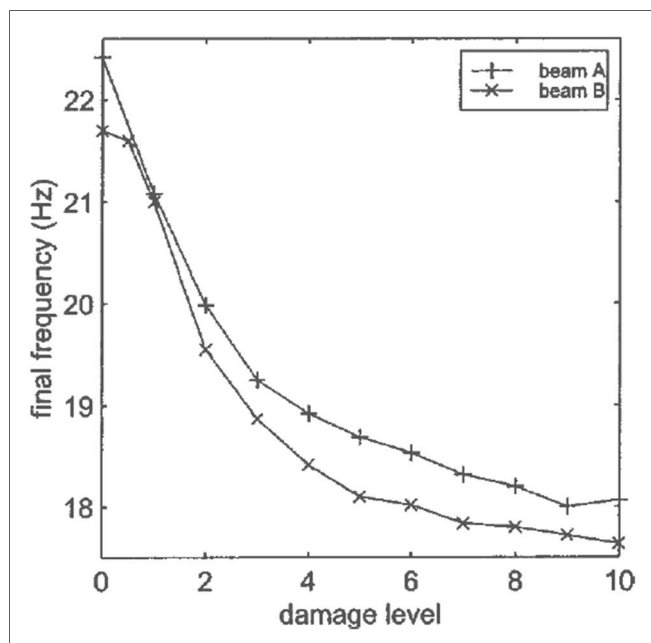


Figura 4.6 - Mudança na frequência natural com aumento de dano controlado
(NEILD et al., 2003)

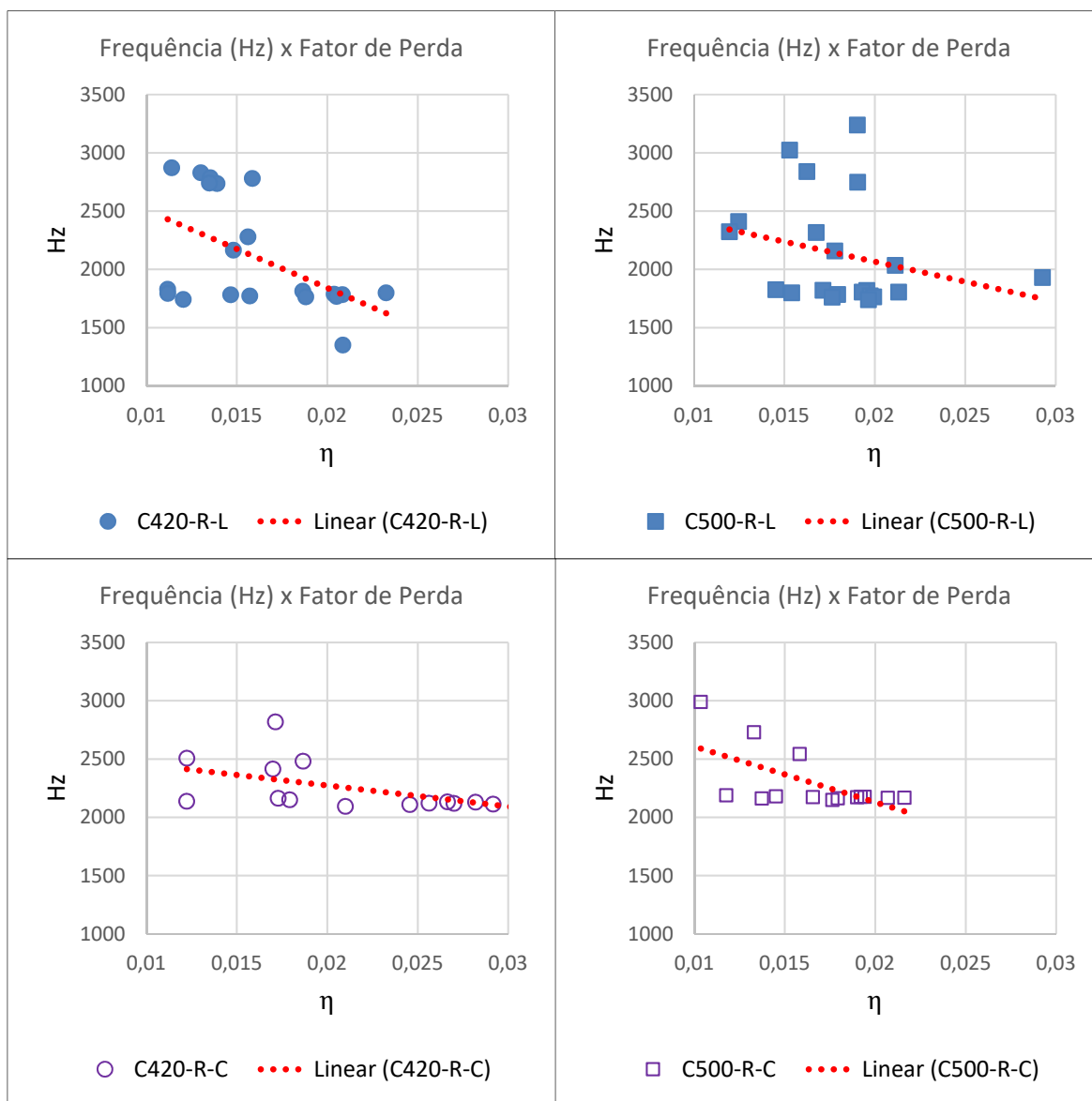


Figura 4.7 - Mudança na frequência natural com aumento no amortecimento devido a RAA (AUTOR)

4.7 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE REOLOGIA

As Figuras 4.8 a 4.11 ilustram, respectivamente, o comportamento dos módulos complexos e curvas de atenuação para o fator de perda, na frequência, dos modelos reológicos considerados nesse estudo nos concretos C420-R-L, C500-R-L, C420-R-C e C500-R-C, que submetidos a RAA apresentam degradação do módulo de elasticidade, onde

os parâmetros mecânicos desses modelos foram baseados em abordagem numérica utilizando o amortecimento de Rayleigh, conforme relação apresentada na Tabela 4.5.

Para as Figuras 4.8 a 4.11 os modelos que respondem bem na faixa de frequência aplicada nos ensaios de ressonância longitudinal, entre 100 e 20.000 Hz, são: histerese, Maxwell, Kelvin-Voigt e antiZener. Esse comportamento serve para consolidar a equivalência empregada aos modelos de histerese e Kelvin-Voigt (viscoso) no amortecimento. Ainda, considerando análise de frequência através das curvas de atenuação para o fator de perda, os modelos de Zener, antiZener e Burgers tomam forma semelhante ao amortecimento combinada da Figura 4.4.

Dessa forma, as Figuras 4.12 a 4.15, que consideram análise temporal dos modelos reológicos para fluência e relaxação, mostram o comportamento de predição dos modelos de Zener e Burgers como modelos capazes de prever o comportamento dos concretos C420-R-L e C500-R-L em expansão livre; para os concretos C420-R-C e C500-R-C a predição vai até o ponto em que o confinamento gera estado de tensões suficiente para ocorrer o descolamento (d^*) do comportamento previsto em modelo para uma situação real sob restrição, sendo em todos os casos desse estudo, a fluência de melhor ajuste a predição do módulo de elasticidade dos concretos submetidos a RAA.

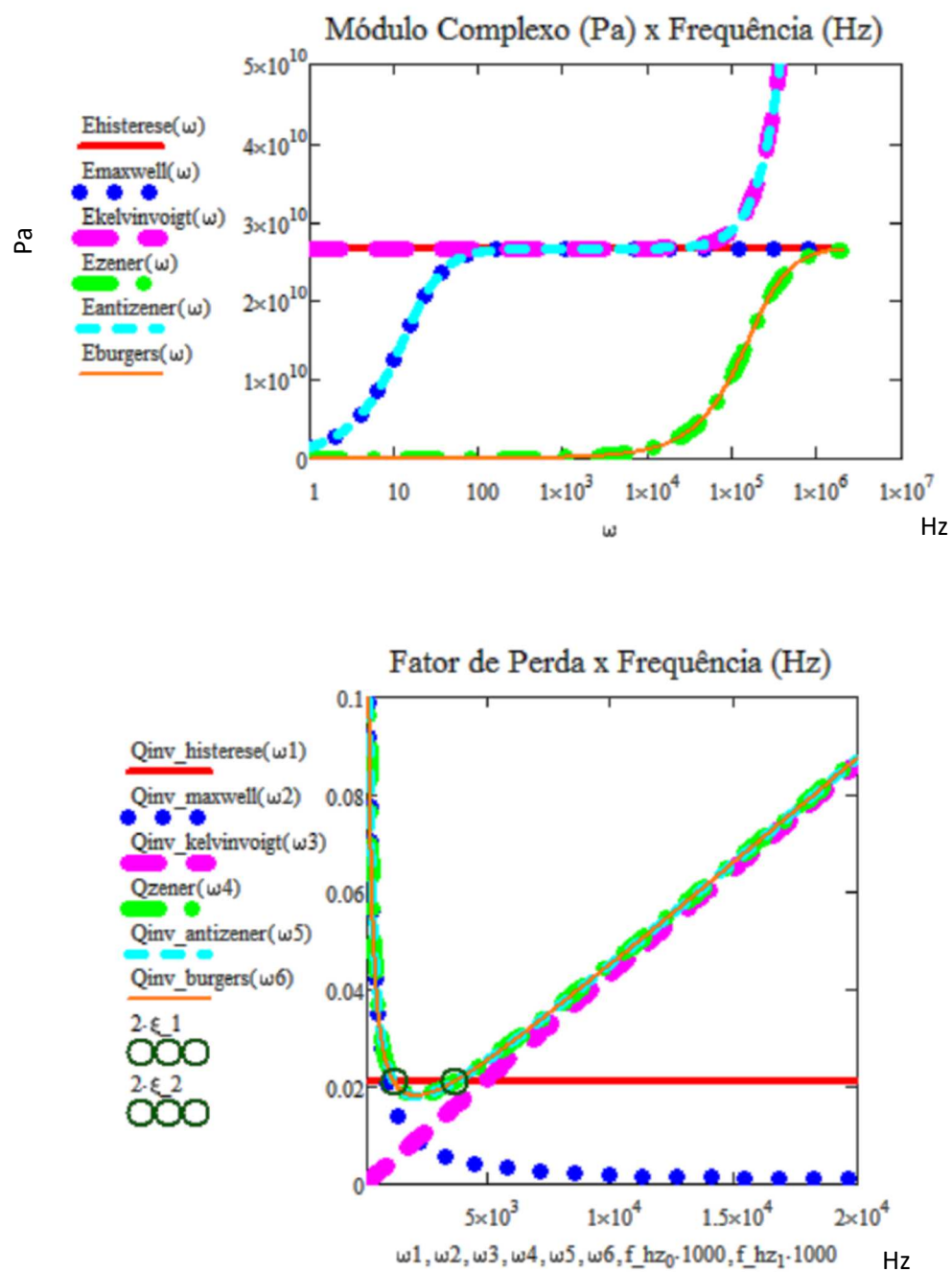


Figura 4.8 - Módulo complexo e curva de atenuação: concreto C420-R-L (AUTOR)

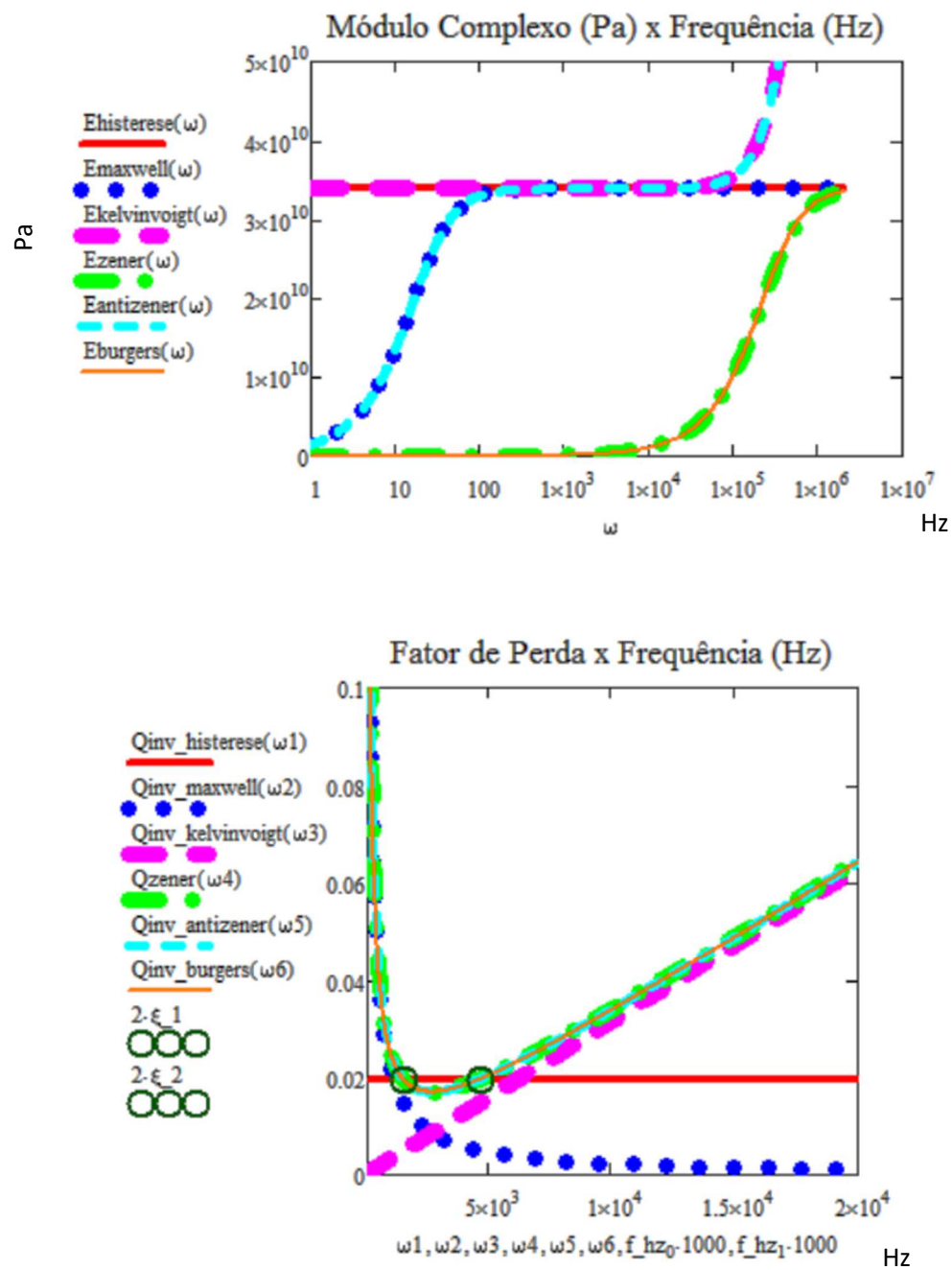


Figura 4.9 - Módulo complexo e curva de atenuação: concreto C500-R-L (AUTOR)

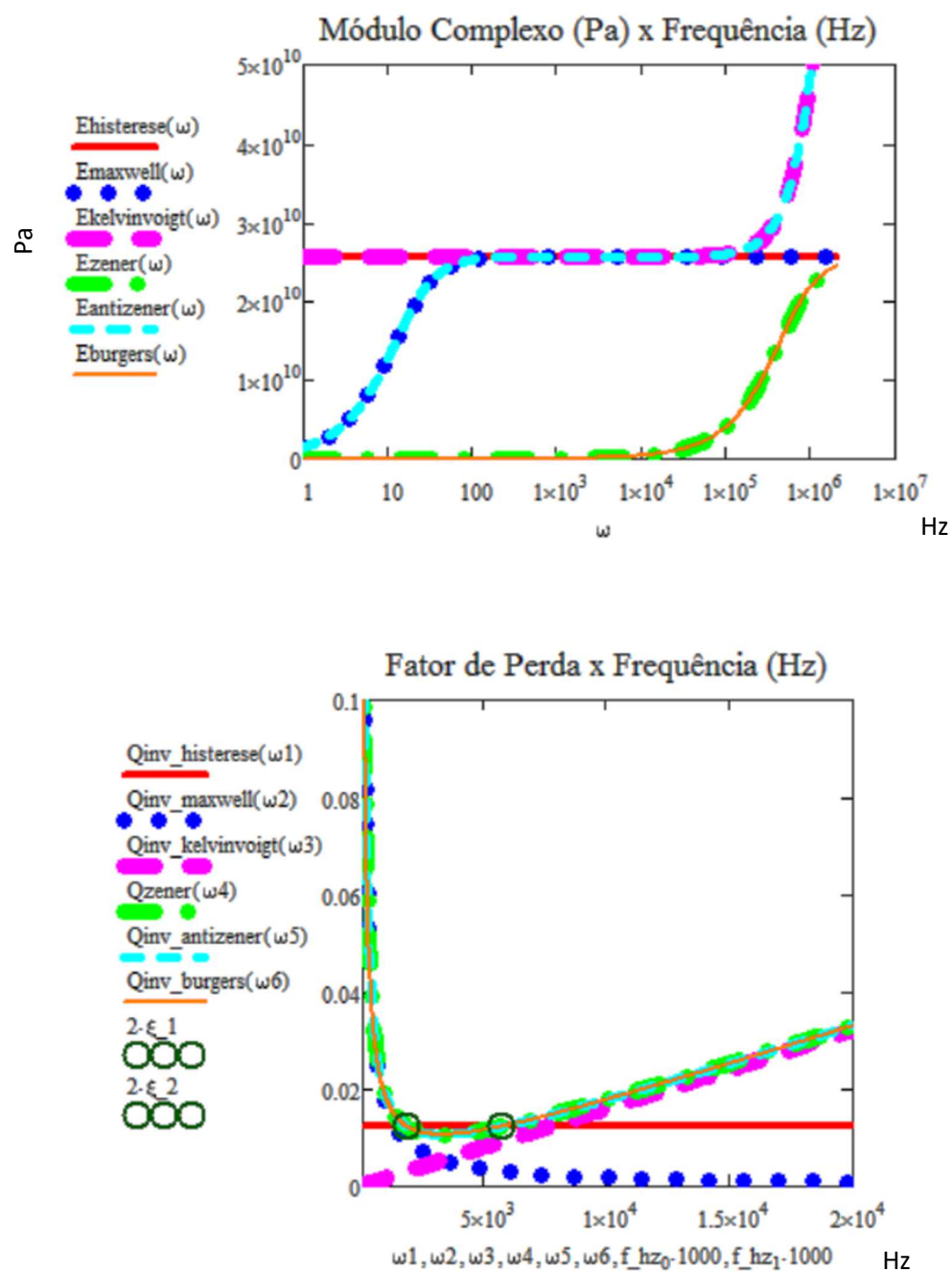


Figura 4.10 - Módulo complexo e curva de atenuação: concreto C420-R-C (AUTOR)

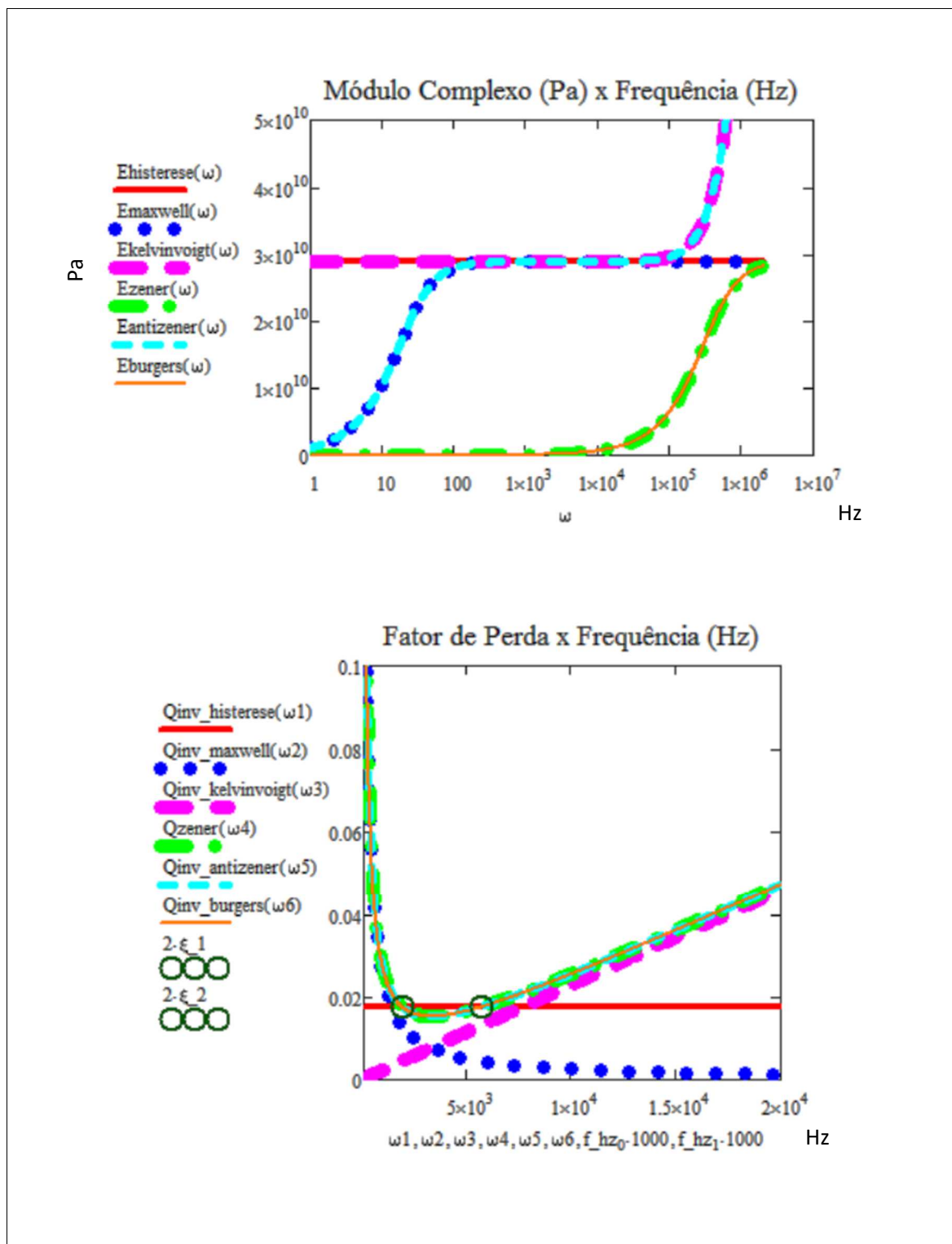


Figura 4.11 - Módulo complexo e curva de atenuação: concreto C500-R-C (AUTOR)

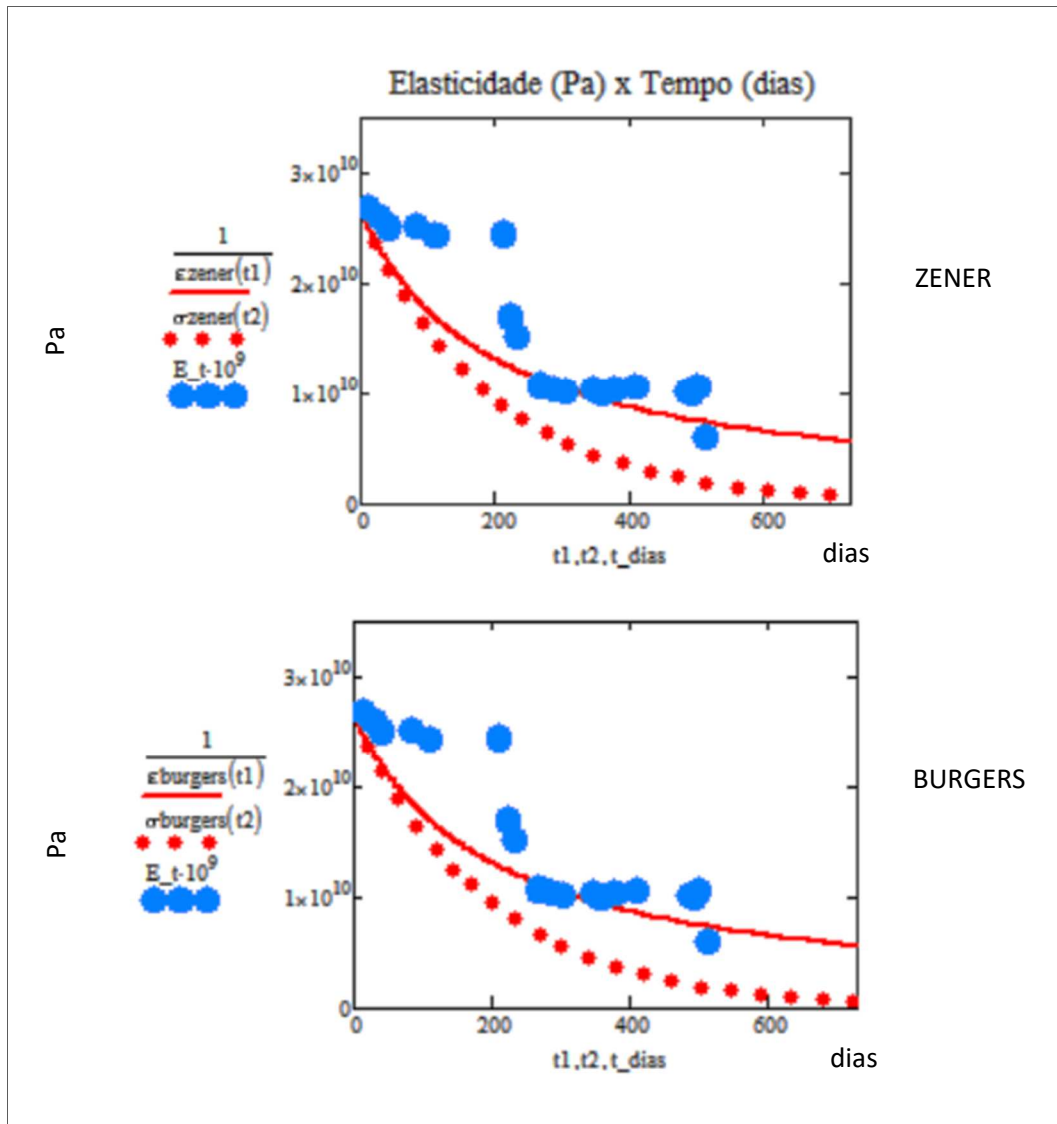


Figura 4.12 - Módulo de elasticidade: concreto C420-R-L;
fluência - linha contínua; relaxação - linha pontilhada (AUTOR)

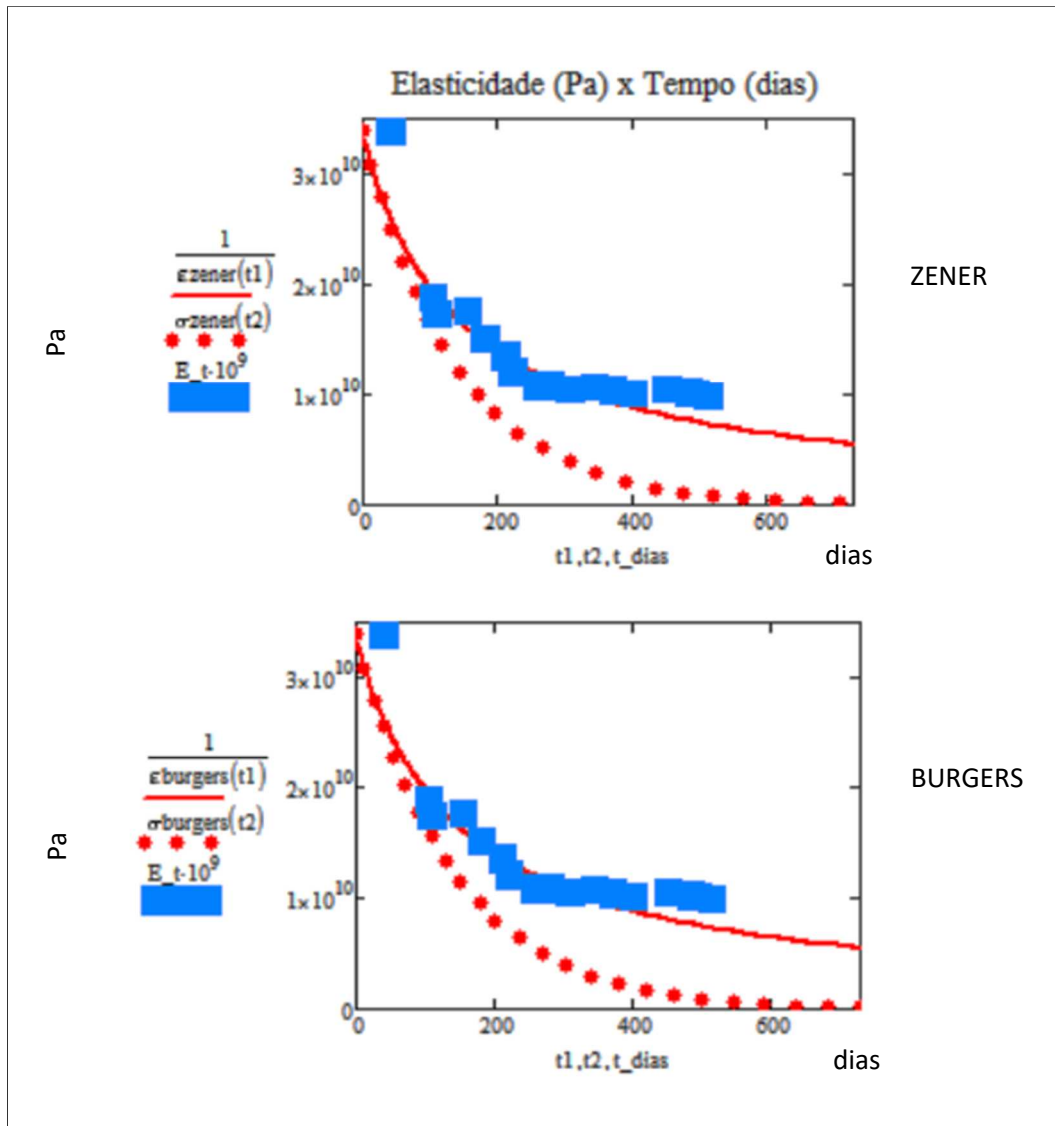


Figura 4.13 - Módulo de elasticidade: concreto C500-R-L;
fluência - linha contínua; relaxação - linha pontilhada (AUTOR)

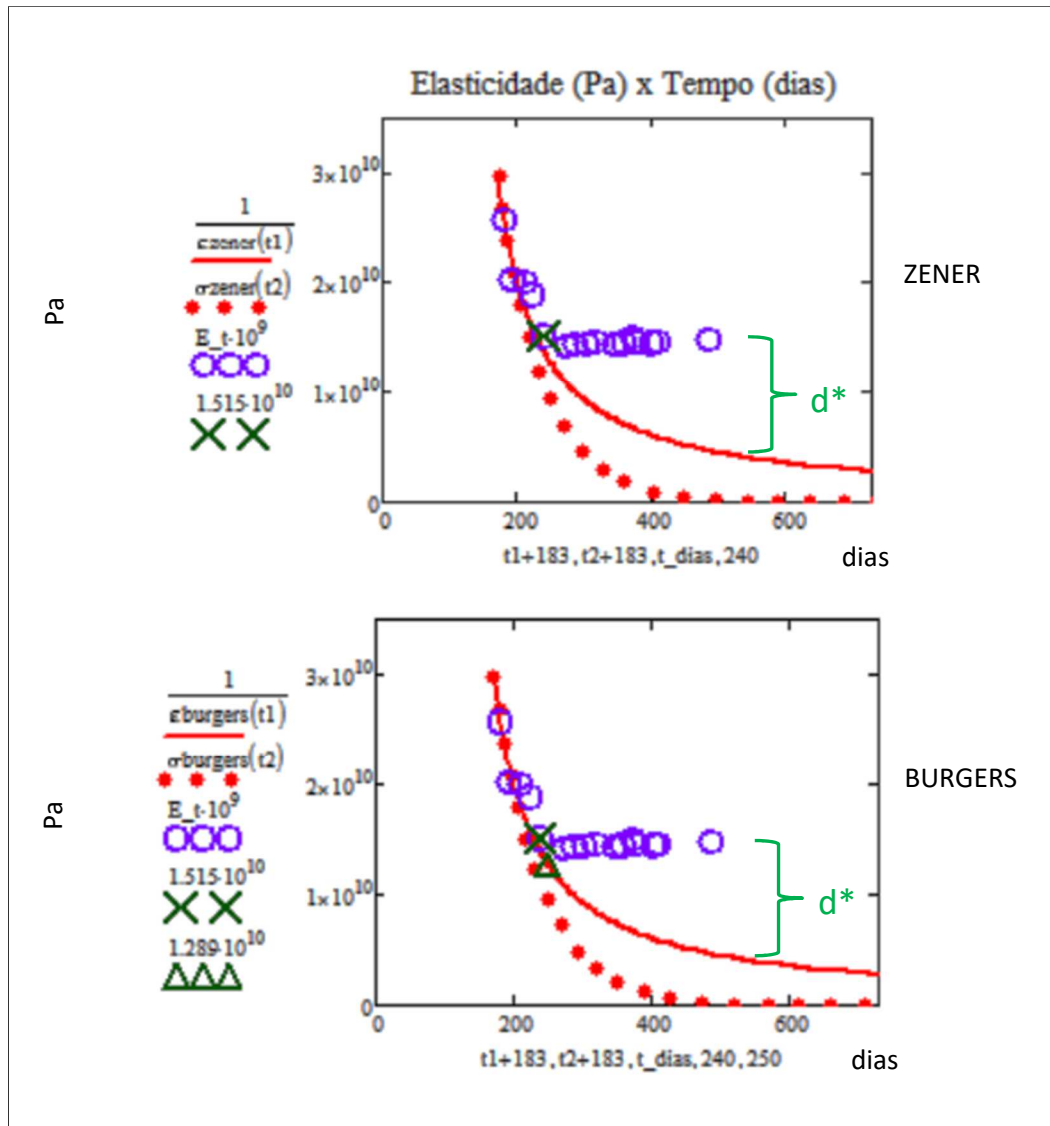


Figura 4.14 - Módulo de elasticidade: concreto C420-R-C;
fluência - linha contínua; relaxação - linha pontilhada; d* - descolamento (AUTOR)

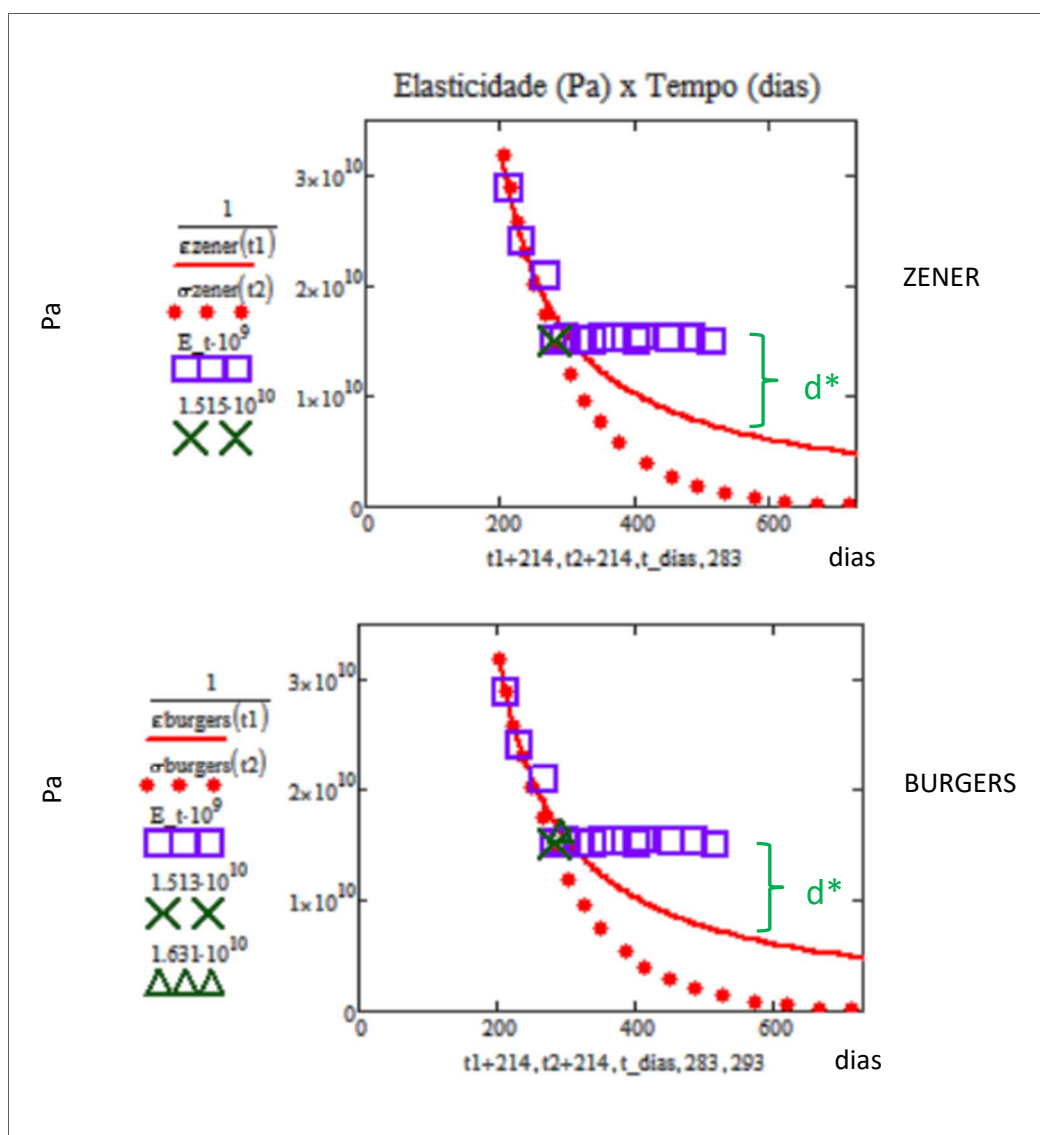


Figura 4.15 - Módulo de elasticidade: concreto C500-R-C;
fluência - linha contínua; relaxação - linha pontilhada; d^* - descolamento (AUTOR)

Como mostrado nas Figuras 4.12 a 4.15 os modelos de Zener e Burgers, para fluência, mostraram-se viáveis na predição da degradação do módulo de elasticidade em concreto submetido a RAA (modelos - linha; experimento - ponto), sendo o descolamento observado entre o comportamento das amostras confinadas ensaiadas e modelo a prova da influência do estado de tensões na forma de evolução da RAA. Uma vez removida a restrição responsável pelo estado de tensões, tende a degradação retornar ao ponto onde houve o descolamento, continuando o processo segundo os modelos selecionados (Zener e Burgers).

A Figura 4.16 mostra comportamento do módulo de elasticidade dos concretos ensaiados submetidos a RAA, em expansão livre e confinada, onde devido o estado de

tensões as amostras confinadas guardam uma melhor preservação do módulo de elasticidade, o que responde pela melhor integridade das estruturas em campo.

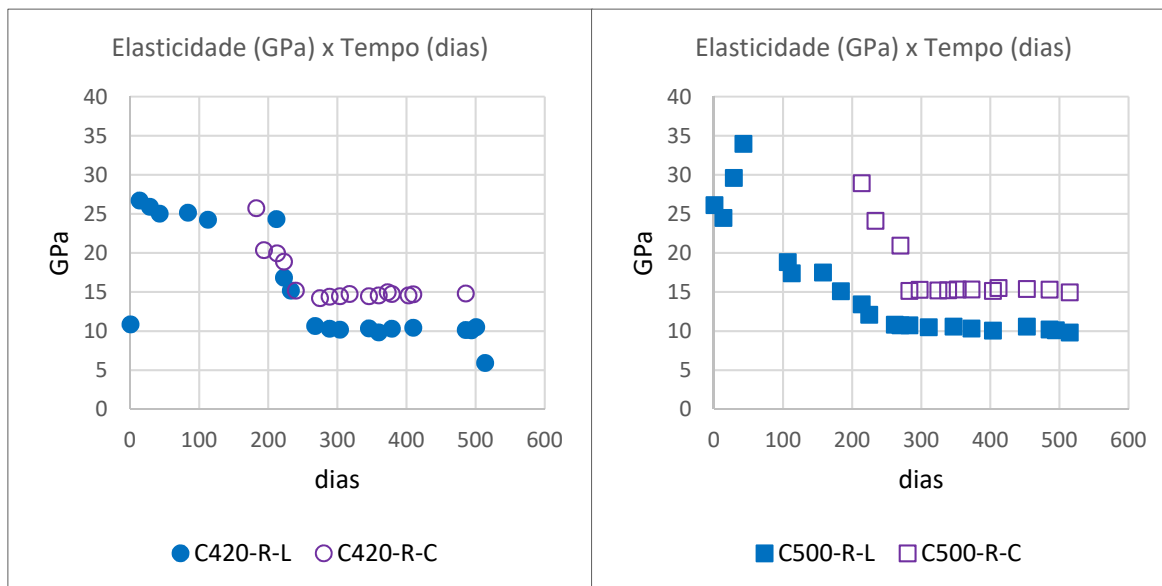


Figura 4.16 - Elasticidade no tempo para amostras em expansão livre (marcador sólido) e amostras confinadas (marcador vazado) (AUTOR)

O modelo antiZener foi descartado por, na teoria, representar Modelo Líquido Linear Padrão, usado para configuração de solos em geofísica.

Os parâmetros numéricos do amortecimento de Rayleigh (α e β), necessários as correlações da Tabela 4.5 e, conseqüentemente, do cálculo dos parâmetros mecânicos para reologia representativa do concreto para fluência e relaxação no tempo, foram obtidos como parâmetros resultantes da análise empregada nas simulações de ressonância longitudinal em elementos finitos, onde os dados de entrada da simulação da peça ensaiada são: geometria, massa, módulo de elasticidade e fator de perda; esses dois últimos advindos das análises dos ensaios de ressonância longitudinal, aplicando equivalência de amortecimento aliado ao uso do método dos mínimos quadrados para ajuste de curva teórica de ressonância a FRF experimental.

Para configuração do modelo reológico se utilizou os dados obtidos das análises de ressonância longitudinal, i.e., módulo de elasticidade e fator de perda, considerando a situação final do concreto ensaiado, obtendo-se assim α e β , que conseqüentemente determinam os demais parâmetros mecânicos a serem adotados, sendo nesse modelo o

módulo de elasticidade inicial o maior valor dos ensaios (ou módulo de elasticidade do projeto), que na Figura 4.1 corresponde a E ou E_1 , a depender do modelo escolhido.

Todos os valores podem ser confrontados através dos dados constantes das Tabelas 3.8 a 3.11 com os dados dos gráficos constantes das Figuras 4.8 a 4.11.

Por fim, vale lembrar, que as frequências de ressonância utilizadas no cálculo dos parâmetros numéricos α e β são aquelas da simulação em elementos finitos, correspondentes ao 1º e 2º modo (Equações 4.13 e 4.14), que apesar de serem obtidas por aproximação, de pequena divergência, são livres de ruídos e outros modos acessórios intrínsecos ao ensaio.

4.8 REOLOGIA E SIMULAÇÃO DE EXPANSÃO

Conforme fenômeno ilustrado na Figura 2.5, cujo esquema de confinamento pode ser visto na Figura 4.17, nesta etapa, utilizando reologia, se faz a simulação das expansões sofridas pelas amostras de concreto submetidas a RAA quando liberadas do confinamento.



Figura 4.17 - Processo de confinamento na prensa das vigas (prismas) de concreto: A) Vista geral; B) Detalhe da viga de concreto confinada (BARRETO, 2019)

Na simulação de ressonância longitudinal se utilizou elementos finitos em barra (1D), como descrito anteriormente. Para simulação de expansão das amostras de concreto submetidas a RAA, em condição de confinamento, se fez uso do software Mathcad 2000 Professional (MATHSOFT, 2000), onde para as análises se considerou o método dos elementos finitos em placa (2D) sob estado plano de tensão e elemento triangular de deformação constante (CST - Constant Strain Triangle), usando do triângulo de Pascal polinômio linear completo de 1º grau para descrever os deslocamentos no interior do elemento (3 termos com 6 incógnitas), onde para os deslocamentos locais (d) u e v, tem-se:

$$\begin{bmatrix} u(x,y) \\ v(x,y) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a1 \\ a2 \\ a3 \\ a4 \\ a5 \\ a6 \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

$$\begin{bmatrix} u1 \\ v1 \\ u2 \\ v2 \\ u3 \\ v3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x1 & y1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x1 & y1 \\ 1 & x2 & y2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x2 & y2 \\ 1 & x3 & y3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x3 & y3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a1 \\ a2 \\ a3 \\ a4 \\ a5 \\ a6 \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

Suscintamente, a função de interpolação $N(x,y)$ é dada por:

$$N(x,y) = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & x1 & y1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x1 & y1 \\ 1 & x2 & y2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x2 & y2 \\ 1 & x3 & y3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x3 & y3 \end{bmatrix}^{-1} \quad (4.19)$$

Que ainda pode ser expressa da forma:

$$N(x,y) = \begin{bmatrix} N1(x,y) & 0 & N2(x,y) & 0 & N3(x,y) & 0 \\ 0 & N1(x,y) & 0 & N2(x,y) & 0 & N3(x,y) \end{bmatrix} \quad (4.20)$$

Onde:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{d}{dxy} N(x, y) \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \quad (4.21)$$

Sendo B a matriz de compatibilidade e Cp a matriz constitutiva, tem-se:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = B \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \quad (4.22)$$

$$C_p(t) = \frac{E_c(t)}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (4.23)$$

Onde $E_c(t)$ corresponde ao módulo de elasticidade, para fluência (ver Tabela 4.2), do modelo reológico considerado nesse estudo e ν representa o coeficiente de Poisson ($\nu = 0,2$). Ainda, tem-se que:

$$\text{Área} = \frac{1}{2} \left\| \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ x_1 & x_2 & x_3 \\ y_1 & y_2 & y_3 \end{bmatrix} \right\| \quad (4.24)$$

Dessa forma, para a rigidez local na espessura considerada ($\text{esp} = 0,1 \text{ m}$) e elemento (m) da malha, tem-se:

$$k(m, t) = B_m C(t) B_m^T \text{Área}_m \text{esp} \quad (4.25)$$

Onde a rigidez global para deslocamento e força globais corresponde a:

$$D = K^{-1} F \quad (4.26)$$

Consequentemente:

$$d(m, t) = \begin{bmatrix} D(t)_{g_{1,m}} \\ D(t)_{g_{2,m}} \\ D(t)_{g_{3,m}} \\ D(t)_{g_{4,m}} \\ D(t)_{g_{5,m}} \\ D(t)_{g_{6,m}} \end{bmatrix} \quad (4.27)$$

Onde g corresponde a vinculação do grau de liberdade local com o grau de liberdade global. Assim, tem-se:

$$\varepsilon(m, t) = B_m^T d(m, t) \quad (4.28)$$

$$\sigma(m, t) = C_p(t) \varepsilon(m, t) \quad (4.29)$$

Com base na formulação apresentada procedeu-se a simulação das amostras de concreto ensaiadas, para a condição de vigas de concreto medindo 1,14 m de comprimento com secção transversal quadrada (0,1 x 0,1 m). Na simulação se adotou discretização de 20 elementos triangulares no plano (2D), como ilustra a Figura 4.18 sem escala. Cabe ressaltar, que previamente, foram testados outros quantitativos de elementos, onde gradativamente aumentou-se o número até se chegar aos 20 elementos, sendo esse o quantitativo adotado sem divergência dos resultados.

A configuração da simulação, na retirada do confinamento das amostras de concreto submetido a RAA, conforme a Figura 4.18, seguindo as condições de contorno da abordagem espaço-tempo adotada por GIORLA (2013) e cujos resultados constam da Figura 2.19, consistiu das seguintes restrições: a borda inferior só poder se mover ao longo do eixo horizontal e o canto inferior esquerdo é fixo para evitar translação. Ainda, o dano presente na simulação advém da RAA e corresponde as mudanças na microestrutura do concreto, sem macrofissuras.

De forma explanativa, na condição de concreto fissurado, pode-se considerar o comportamento do módulo de elasticidade na fluência do modelo reológico adotado dentro de modelo para dano plástico em concreto, como o CDPM (Concrete Damaged Plasticity Model) usado no software Abaqus 6.14-5 (SIMULIA, 2014), onde ALFARAH et al. (2017) apresenta metodologia baseada nos parâmetros e formulações do CDPM (ou CDP Model).

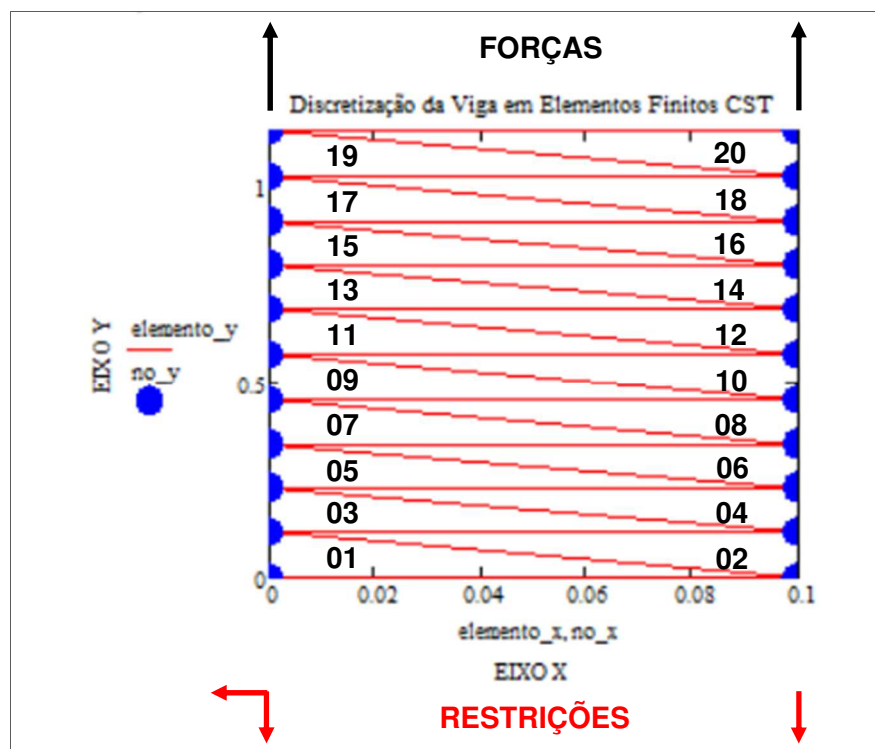


Figura 4.18 - Malha de elementos finitos para simulação de expansão das vigas de concreto C420-R-C e C500-R-C (AUTOR)

Na presente simulação, para o comportamento do módulo de elasticidade, foi definido o comportamento na fluência do modelo reológico de Burgers (ver Figuras 4.14 e 4.15), sendo a tensão imposta pela RAA em cada amostra, após liberação, aquela correspondente a variação de tensão no período do descolamento de comportamento dos pontos experimentais em relação ao modelo, cujo início foi marcado em “X” nas Figuras 4.14 e 4.15, resultando nos intervalos de 240 a 486 dias para C420-R-C e 283 a 515 dias para C500-R-C.

Para a condição livre, onde foi possível a medida das deformações para as misturas similares (C420-R e C500-R) e, conseqüentemente, do cálculo dos valores de tensão imposta, calculadas no regime elástico da relação tensão-deformação para análise estrutural (EUROCODE 2, 2004) nos períodos próximos daqueles em confinamento, ou seja, 233 a 514 dias para C420-R-L e 283 a 515 dias para C500-R-L, que resultou na variação de tensão de 3,709 MPa para o concreto C420-R-L e de 2,92 MPa para o concreto C500-R-L, conforme Figuras 4.19 e 4.20, onde constam as marcações por “+” e “X” para visualização das

variações, sendo essas variações de tensão aquelas aplicadas nas respectivas misturas confinadas na simulação, i.e., $\Delta\sigma_{C420-R-C} = 3,709 \text{ MPa}$ e $\Delta\sigma_{C500-R-C} = 2,92 \text{ MPa}$.

Dessa forma, descobertas as variações de tensão natural para cada amostra livre, são essas então aplicadas as misturas similares confinadas como forças pontuais aos dois nós no topo da discretização da viga, como ilustrado na Figura 4.18, segundo ordem de incidência dos nós no elemento CST, no sentido positivo do eixo Y, conforme a Equação 4.30, cujos valores em Newton para as amostras de concreto C420-R-C e C500-R-C são demonstrados nas Equações 4.31 e 4.32, respectivamente.

$$F = \int N^T N dS \Delta\sigma \quad (4.30)$$

Sendo $\int dS$ integração na superfície, tem-se:

$$\int_0^{0,1} \begin{bmatrix} N2^2 & 0 & N2 N3 & 0 \\ 0 & N2^2 & 0 & N2 N3 \\ N2 N3 & 0 & N3^2 & 0 \\ 0 & N2 N3 & 0 & N3^2 \end{bmatrix} \text{esp dx} \begin{bmatrix} 0 \\ \Delta\sigma_{C420-R-C} \\ 0 \\ \Delta\sigma_{C420-R-C} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 18.550 \\ 0 \\ 18.550 \end{bmatrix} \quad (4.31)$$

$$\int_0^{0,1} \begin{bmatrix} N2^2 & 0 & N2 N3 & 0 \\ 0 & N2^2 & 0 & N2 N3 \\ N2 N3 & 0 & N3^2 & 0 \\ 0 & N2 N3 & 0 & N3^2 \end{bmatrix} \text{esp dx} \begin{bmatrix} 0 \\ \Delta\sigma_{C500-R-C} \\ 0 \\ \Delta\sigma_{C500-R-C} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 14.600 \\ 0 \\ 14.600 \end{bmatrix} \quad (4.32)$$

Pode-se ver das Figuras 4.19 e 4.20 que as deformações na fluência para os modelos reológicos de Zener e Burgers são coerentes com as deformações (expansões) experimentais medidas na condição livre. Ainda, pode-se constatar para as tensões de confinamento, escolhidas segundo o critério no qual ocorre o descolamento de comportamento entre modelo e experimento, os valores de 9,854 MPa e 7,176 MPa, respectivamente, onde esses valores são coerentes com os valores de estudos prévios de concretos submetidos a RAA, sob restrição, para avaliação de mudança da direção de expansão, como demonstrado na Figura 2.15.

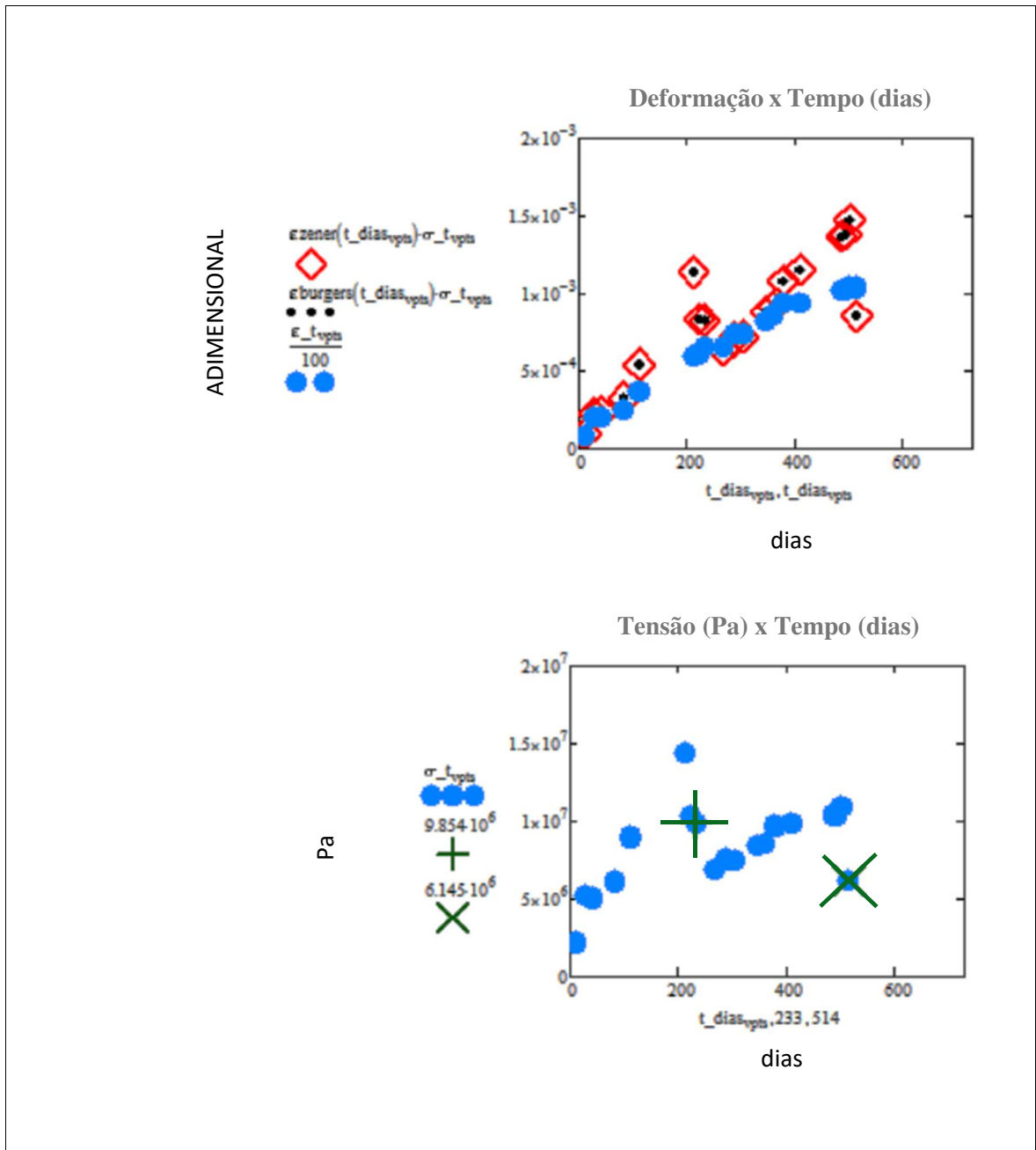


Figura 4.19 - Deformações por modelo (Zener “◊” e Burgers “•”) / experimental “●” e tensão imposta experimental por RAA: concreto C420-R-L (AUTOR)

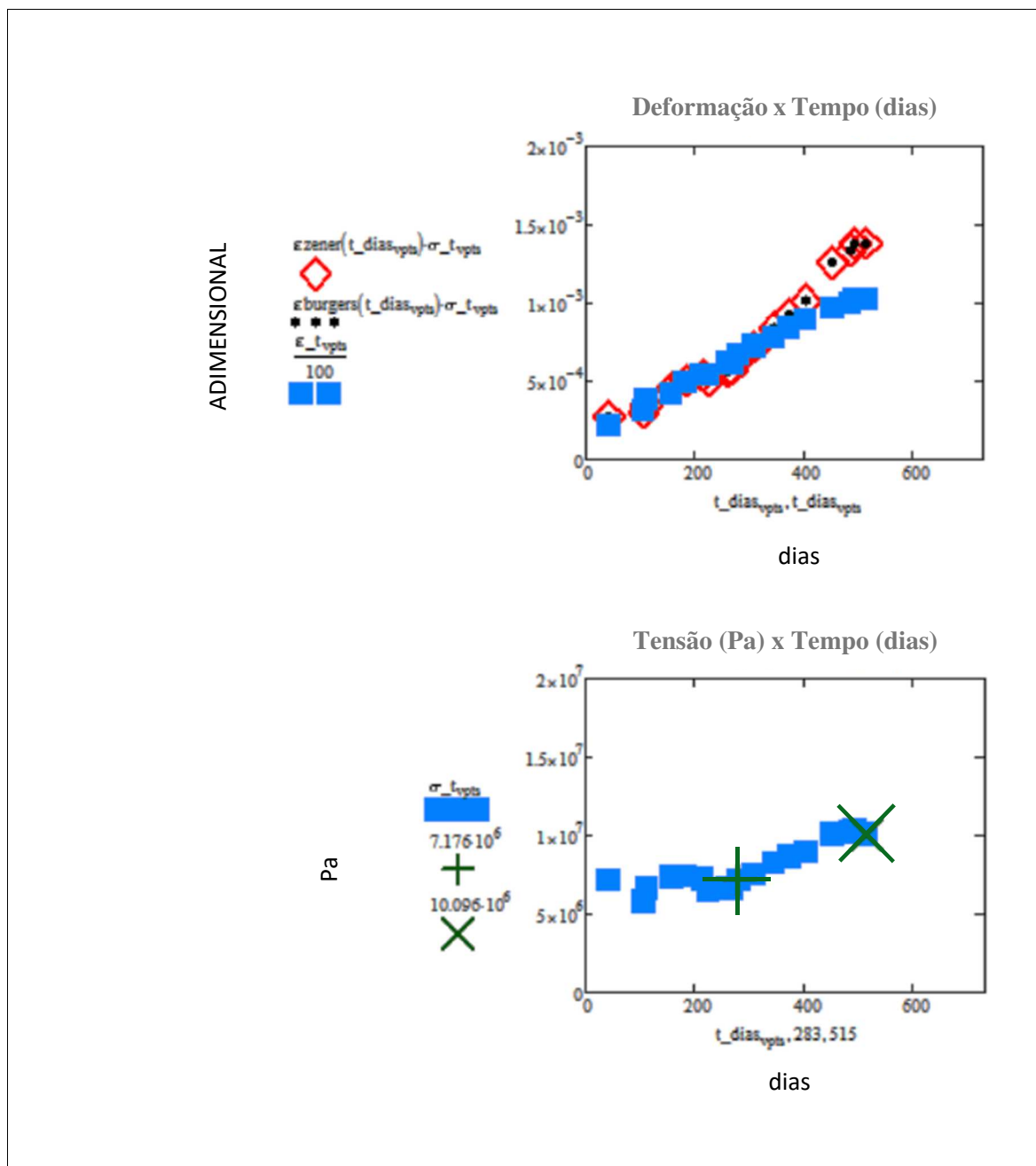


Figura 4.20 - Deformações por modelo (Zener “◊” e Burgers “•”) / experimental “■” e tensão imposta experimental por RAA: concreto C500-R-L (AUTOR)

As Figuras 4.21 e 4.22 reproduzem módulo de elasticidade e deformação na fluência segundo o modelo reológico de Burgers, para as amostras confinadas, onde após a liberação do confinamento se retoma a expansão para um período adicional de 10 dias (ver Figura 2.5), a partir do ponto de descolamento já mencionado, ou seja, referente ao período de 250 (240 + 10) dias e 293 (283 + 10) dias, para os concretos C420-R-C e C500-R-C,

respectivamente, onde obteve-se as expansões de 0,029% e 0,018%, marcadas com “Δ”, que são valores dentro da ordem de grandeza das medições experimentais realizadas.

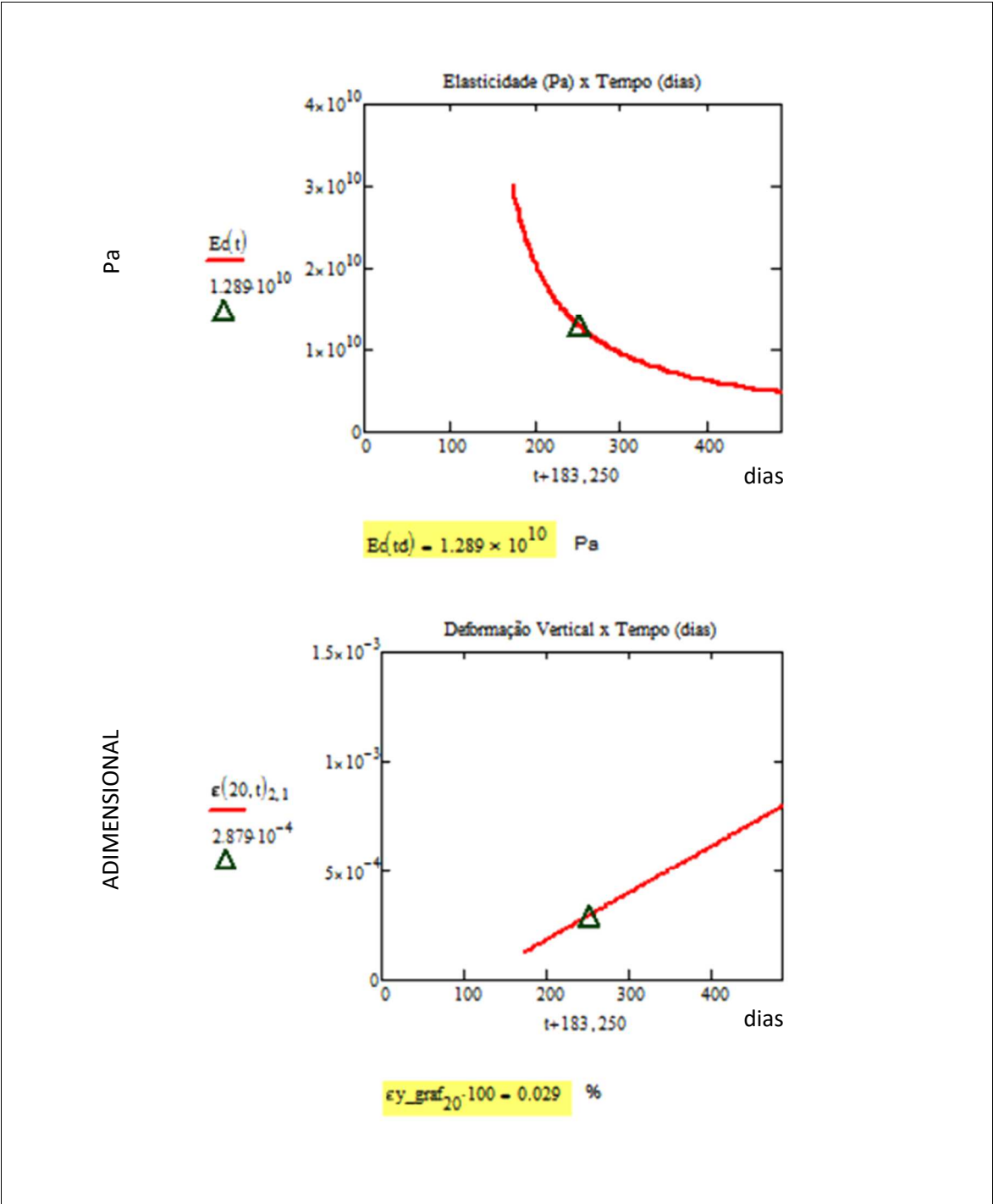


Figura 4.21 - Simulação de elasticidade e deformação vertical na fluência por Burgers para amostra liberada de restrição: concreto C420-R-C (AUTOR)

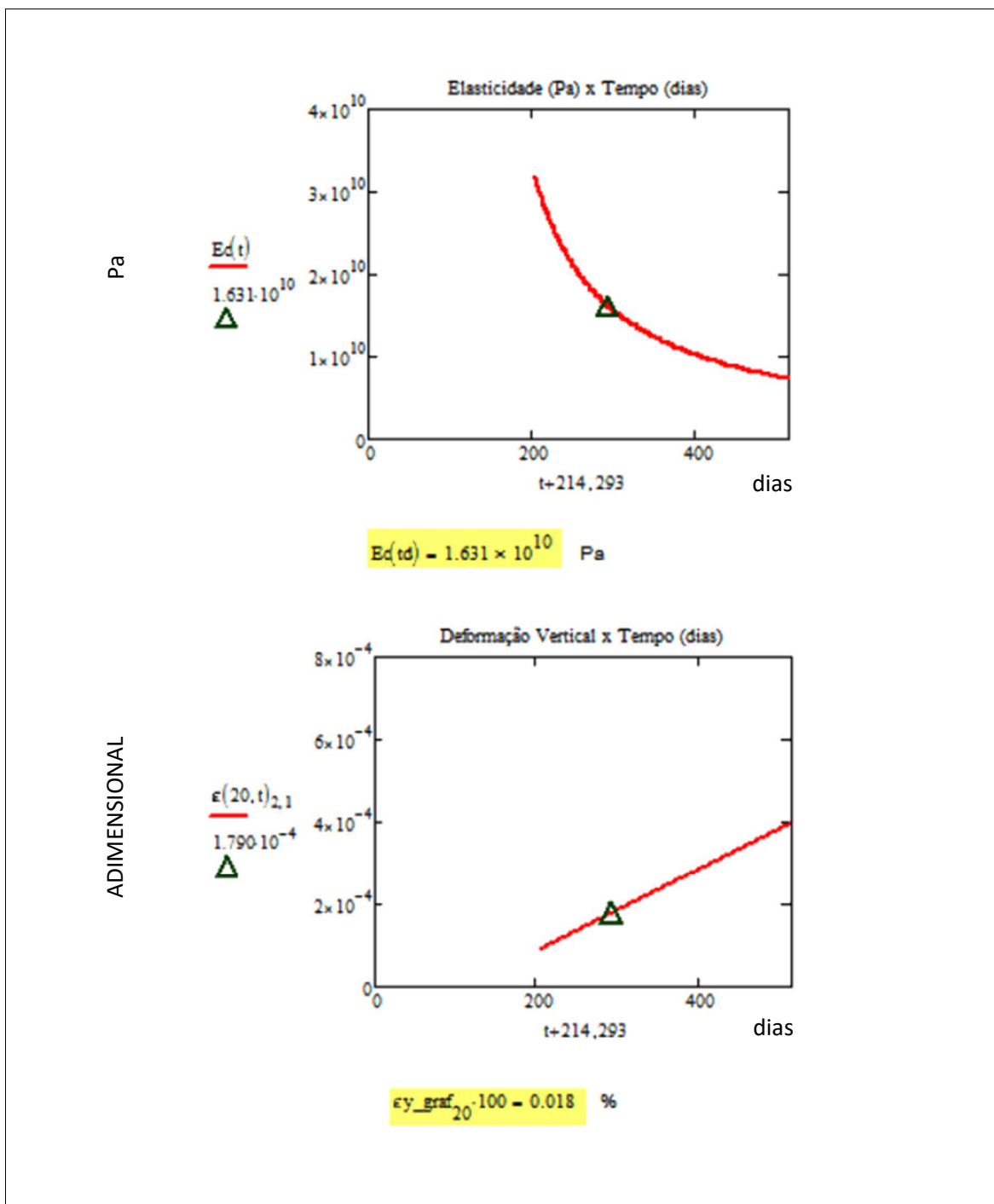


Figura 4.22 - Simulação de elasticidade e deformação vertical na fluência por Burgers para amostra liberada de restrição: concreto C500-R-C (AUTOR)

Ainda, pode-se ver a correlação dos módulos de elasticidade das Figuras 4.21 e 4.22 (marcados com “Δ” e destacados) com aqueles das Figuras 4.14 e 4.15 para Burgers.

As Figuras 4.23 e 4.24 ilustram os resultados das Figuras 4.21 e 4.22 no que se refere as tensões e deformações (ou expansões) na simulação por elementos finitos CST,

sendo o índice 20 referente ao 20º elemento da malha, que corresponde ao triângulo do topo da Figura 4.18, i.e., parte superior da viga de concreto tomada para as medidas de deformação experimental.

Ainda, das Figuras 4.23 e 4.24, pode-se ver que a distribuição de deformações na horizontal e vertical são constantes (similar a deformação vertical da Figura 2.19), bem como é constante a distribuição de tensão vertical imposta pela RAA, o que resultou em não interpolação dos valores entre elementos CST no software Mathcad 2000 Professional (MATHSOFT, 2000), utilizado na plotagem destes gráficos. Porém, na distribuição de tensão horizontal, os valores não são constantes, devido o arranjo das restrições, havendo uma pequena graduação de valores, próximas a zero (10^{-8}), como se visualiza na interpolação aproximada da plotagem do gráfico de distribuição da tensão horizontal para as amostras simuladas.

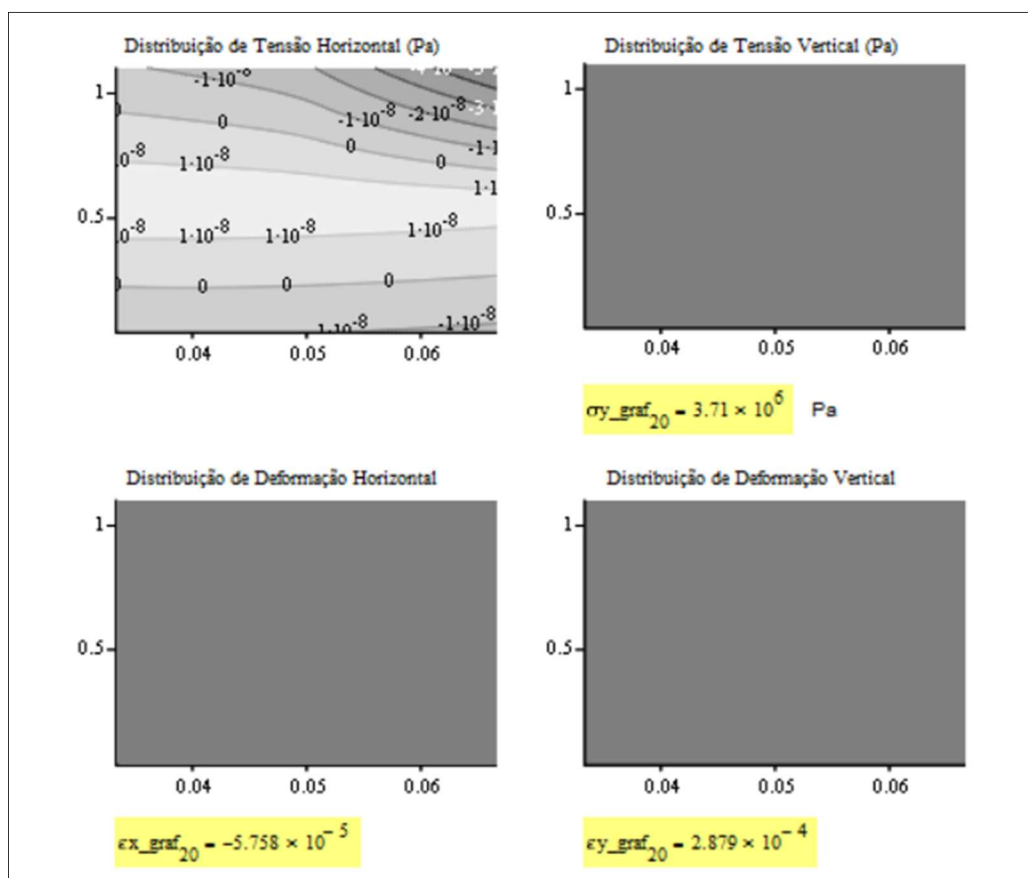


Figura 4.23 - Simulação por CST da expansão: concreto C420-R-C (AUTOR)

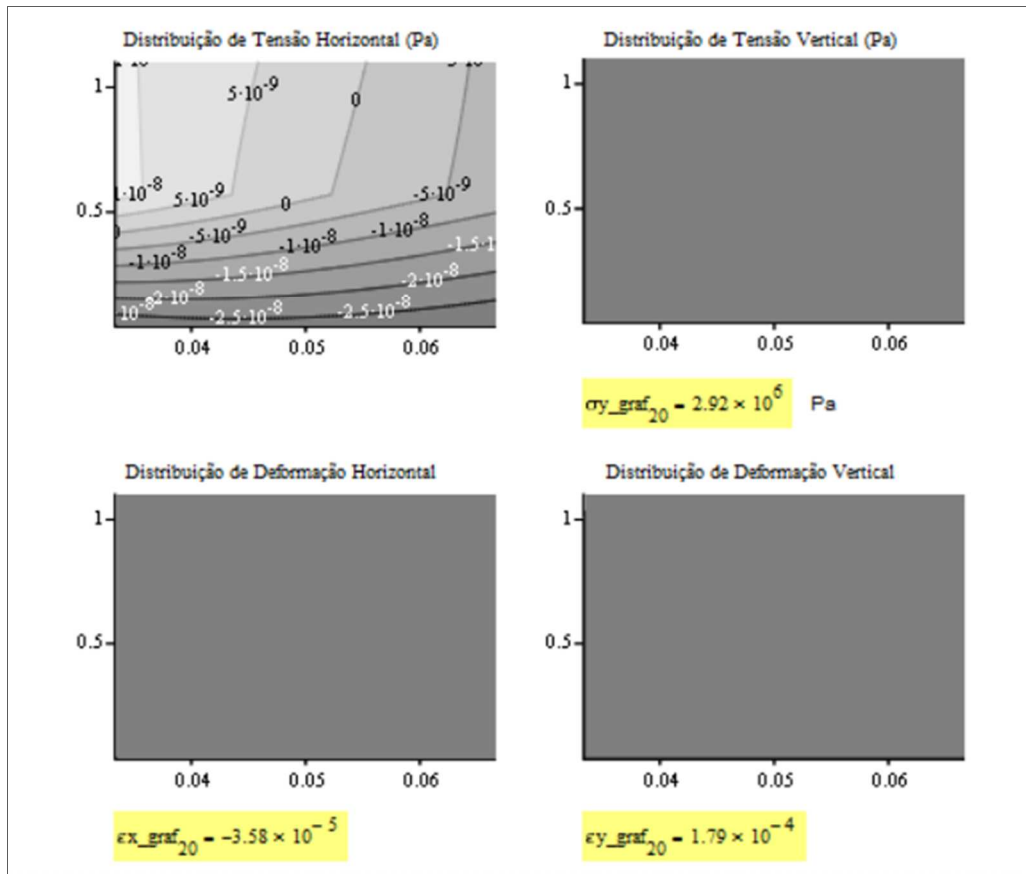


Figura 4.24 - Simulação por CST da expansão: concreto C500-R-C (AUTOR)

CAPÍTULO V

5. VISCOELASTICIDADE

5.1 DESACOPLAMENTO E RAA

Dentre as famílias de modelos reológicos analisadas nesse estudo, o modelo de Burgers, na fluência, se mostrou eficaz na predição do comportamento de concretos submetidos a RAA, demonstrando ainda em sua estrutura componentes de rigidez e de dissipação de energia por elemento viscoso, através da combinação de dois sistemas reológicos mais básicos, quais são: a) Maxwell, que na frequência tem seu amortecimento proporcional a massa; e b) Kelvin-Voigt, que na frequência tem seu amortecimento proporcional a rigidez, conforme consta na Figura 4.4.

Utilizando a abordagem numérica do amortecimento de Rayleigh aplicada ao modelo de Burgers, a partir dos componentes globais obtidos nos ensaios de ressonância pela equivalência de amortecimento adotada (ver Tabelas 3.6 a 3.9, para concretos em expansão livre), pode-se fazer o desacoplamento desses componentes globais de ensaio em componentes do modelo de Burgers por sistemas:

- 1) Sistema em série, que confere as características estruturais dos concretos;
- 2) Sistema em paralelo, que representa a fração do concreto com menor rigidez, típico de componentes de menor responsabilidade estrutural, responsável por mecanismos dissipativos de energia na estrutura, tais como: poros, fissuras, gel da RAA, etc.

5.2 RESULTADOS DAS ANÁLISE DE DESACOPLAMENTO

A Figura 5.1 ilustra o desacoplamento, realizado através do amortecimento de Rayleigh, dos componentes globais de ensaio em componentes do modelo de interesse, no caso modelo de Burgers, por sistemas, onde o sistema em série é o sistema de numeração 1 e o sistema em paralelo é o sistema de numeração 2.

A Tabela 5.1 traduz em valores os resultados do desacoplamento realizado para Burgers nos concretos ensaiados em condição de expansão livre.

Ainda, as Figuras 5.2 a 5.5 ilustram o comportamento dos componentes por sistema.

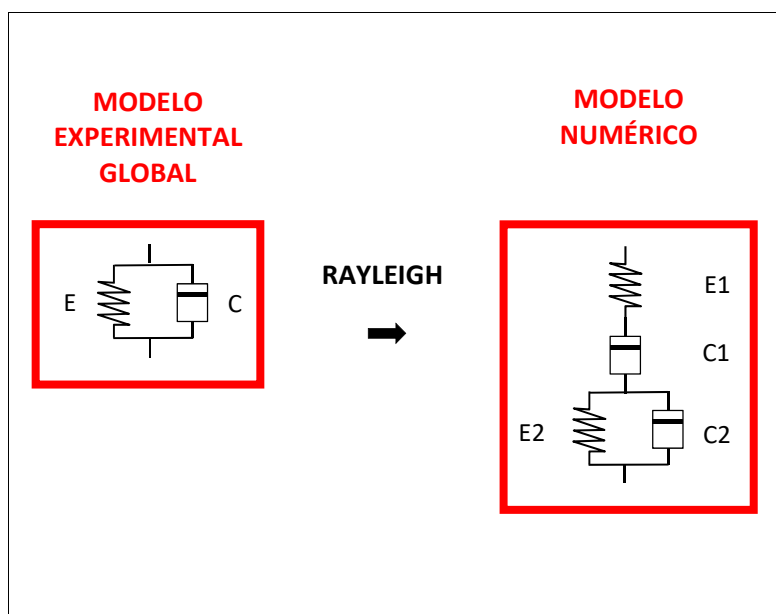


Figura 5.1 - Desacoplamento dos componentes globais em componentes estruturais e não estruturais de Burgers (AUTOR)

Tabela 5.1 - Desacoplamento dos parâmetros globais em parâmetros de Burgers (AUTOR)

Tempo (dias)	Parâmetros Globais			Parâmetros de Burgers			
	η	C (Pa . s)	E (GPa)	E1 (GPa)	E2 (MPa)	C1 (GPa . s)	C2 (MPa . s)
Concreto C420-I-L							
9	0,01141	578,07288	10,30994	10,30994	0,25153	7,56E-01	0,01845
35	0,01973	1663,14	28,51434	28,51434	2,07998	7,27E-01	0,05305
43	0,02159	1845,99	29,35832	29,35832	2,56432	6,74E-01	0,05891
56	0,01663	1541,84	34,50296	34,50296	1,78810	9,49E-01	0,04919
64	0,02273	2172,55	36,68623	36,68623	3,55168	7,16E-01	0,06933
157	0,01836	1795,27	38,38822	38,38822	2,42487	9,07E-01	0,05728
Concreto C500-I-L							
9	0,01535	764,15752	9,95372	9,95372	0,43950	5,52E-01	0,02439
29	0,01962	1590,5	26,38977	26,38977	1,90360	7,04E-01	0,05075
35	0,01906	1573,81	27,36548	27,36548	1,86291	7,38E-01	0,05021
43	0,01268	1063,64	28,24211	28,24211	0,85093	1,13E+00	0,03393
64	0,01077	976,63369	32,9916	32,99160	0,71713	1,43E+00	0,03115
78	0,01055	990,16938	35,36867	35,36867	0,73771	1,51E+00	0,03159
84	0,01398	1317,59	35,63669	35,63669	1,30518	1,15E+00	0,04202
157	0,01204	1157,74	37,09714	37,09714	1,00776	1,36E+00	0,03693
Concreto C420-R-L							
1	0,01118	580,78264	10,84121	10,84121	0,25394	7,91E-01	0,01854
14	0,01141	930,25535	26,68638	26,63638	0,64984	1,22E+00	0,02965
29	0,01302	1046,09	25,90031	25,90031	0,82279	1,05E+00	0,03337
43	0,01586	1252,27	25,02147	25,02147	1,17943	8,48E-01	0,03995
84	0,01354	1071,15	25,12958	25,12958	0,86334	9,95E-01	0,03418
113	0,01391	1080,78	24,23224	24,23224	0,87863	9,51E-01	0,03448
212	0,01349	1049,49	24,30846	24,30846	0,82897	9,82E-01	0,03349
223	0,01562	1010,98	16,82149	16,82149	0,76910	7,06E-01	0,03226
233	0,01482	911,00345	15,15995	15,15995	0,62395	7,06E-01	0,02906
268	0,01865	960,10984	10,64307	10,64307	0,69370	4,70E-01	0,03064
289	0,02084	1055,25	10,29378	10,29378	0,83774	4,14E-01	0,03367
304	0,01572	791,09662	10,16143	10,16143	0,47056	5,45E-01	0,02523
346	0,02039	1034,68	10,33654	10,33654	0,80528	4,24E-01	0,03301
360	0,01205	596,02735	9,82358	9,82358	0,26730	6,99E-01	0,01902
379	0,01467	742,27642	10,27766	10,27766	0,41449	5,87E-01	0,02368
410	0,01119	570,06986	10,41888	10,41888	0,24448	7,75E-01	0,01819
486	0,02052	1030,5	10,11908	10,11908	0,79843	4,17E-01	0,03287
494	0,01882	942,92778	10,07791	10,07791	0,66889	4,53E-01	0,03009
501	0,02326	1188,49	10,4829	10,48290	1,06275	3,74E-01	0,03792
514	0,02087	800,86654	5,90843	5,90843	0,48223	3,13E-01	0,02555
Continua							

Continuação							
Tempo (dias)	Parâmetros Globais			Parâmetros de Burgers			
	η	C (Pa . s)	E (GPa)	E1 (GPa)	E2 (MPa)	C1 (GPa . s)	C2 (MPa . s)
Concreto C500-R-L							
1	0,01625	1310,86	26,10779	26,10779	1,29190	8,45E-01	0,04181
14	0,01905	1486,56	24,45587	24,45587	1,66309	6,98E-01	0,04744
29	0,01529	1312,88	29,58495	29,58495	1,29611	9,56E-01	0,04188
43	0,01904	1750,56	33,94299	33,94299	2,30583	8,22E-01	0,05586
107	0,01247	853,90168	18,81056	18,81056	0,54815	9,35E-01	0,02723
113	0,01676	1102,67	17,38253	17,38253	0,91498	6,68E-01	0,03519
158	0,01197	790,003	17,47566	17,47566	0,46923	9,38E-01	0,02520
184	0,01779	1090,01	15,0732	15,07320	0,89393	5,86E-01	0,03478
214	0,02113	1220,52	13,39315	13,39315	1,12052	4,65E-01	0,03894
225	0,02927	1604,18	12,06099	12,06099	1,93612	3,19E-01	0,05119
262	0,01453	753,7768	10,79624	10,79624	0,42713	6,08E-01	0,02404
270	0,01714	886,27003	10,72659	10,72659	0,59052	5,13E-01	0,02827
283	0,01956	1010,16	10,71008	10,71008	0,76784	4,50E-01	0,03223
311	0,01541	787,32629	10,47235	10,47235	0,46602	5,64E-01	0,02511
347	0,02132	1093,22	10,55753	10,55753	0,89924	4,10E-01	0,03488
373	0,01795	909,86534	10,30994	10,30994	0,62249	4,81E-01	0,02902
404	0,01764	882,65618	10,04589	10,04589	0,58578	4,83E-01	0,02815
453	0,0193	989,32865	10,54584	10,54584	0,73610	4,52E-01	0,03156
486	0,01975	994,58869	10,17749	10,17749	0,74390	4,34E-01	0,03173
495	0,01994	998,98318	10,07443	10,07443	0,75061	4,28E-01	0,03187
515	0,01965	971,04885	9,80216	9,80216	0,70923	4,28E-01	0,03098

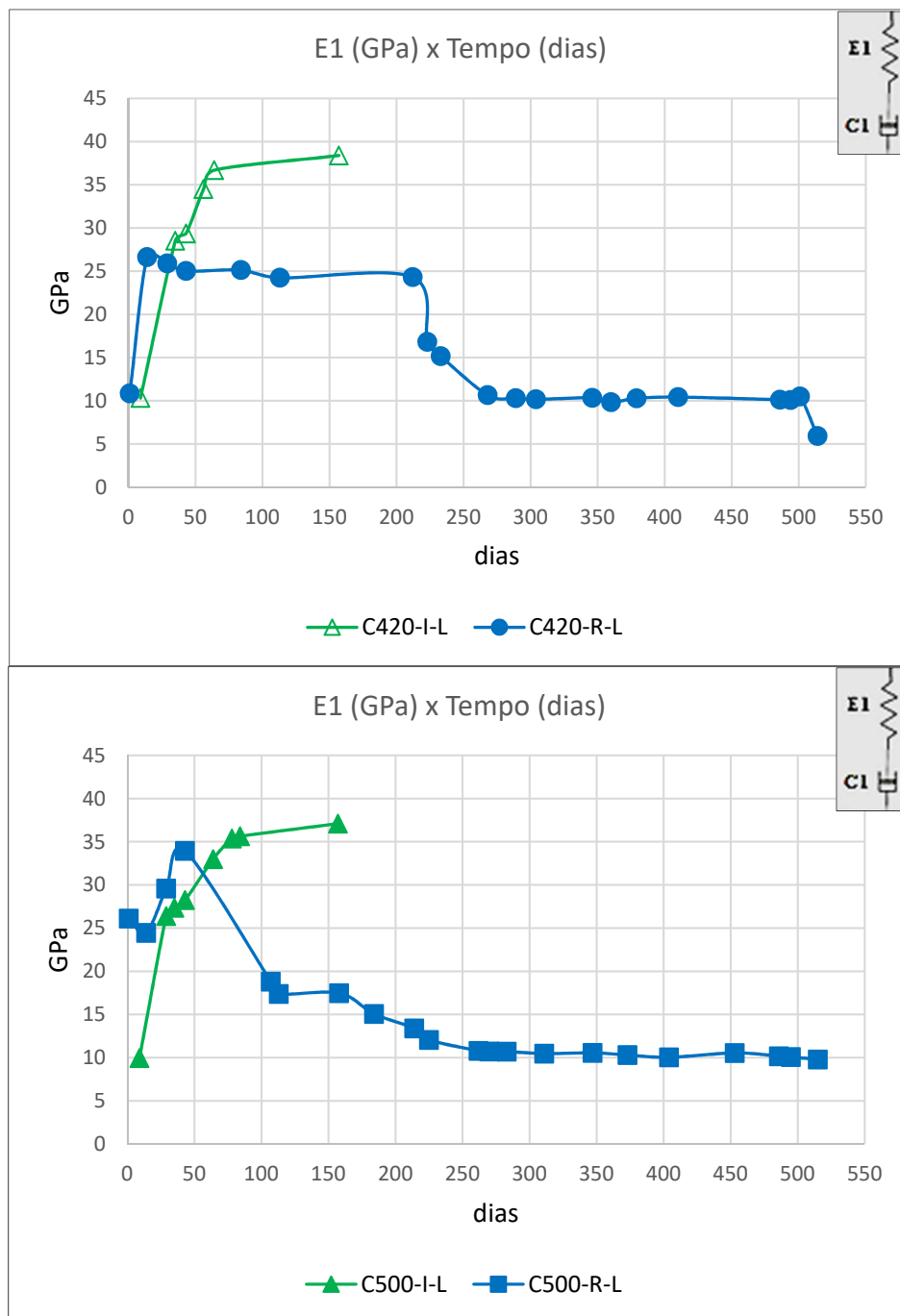


Figura 5.2 - Comportamento do componente rígido para sistema em série (AUTOR)

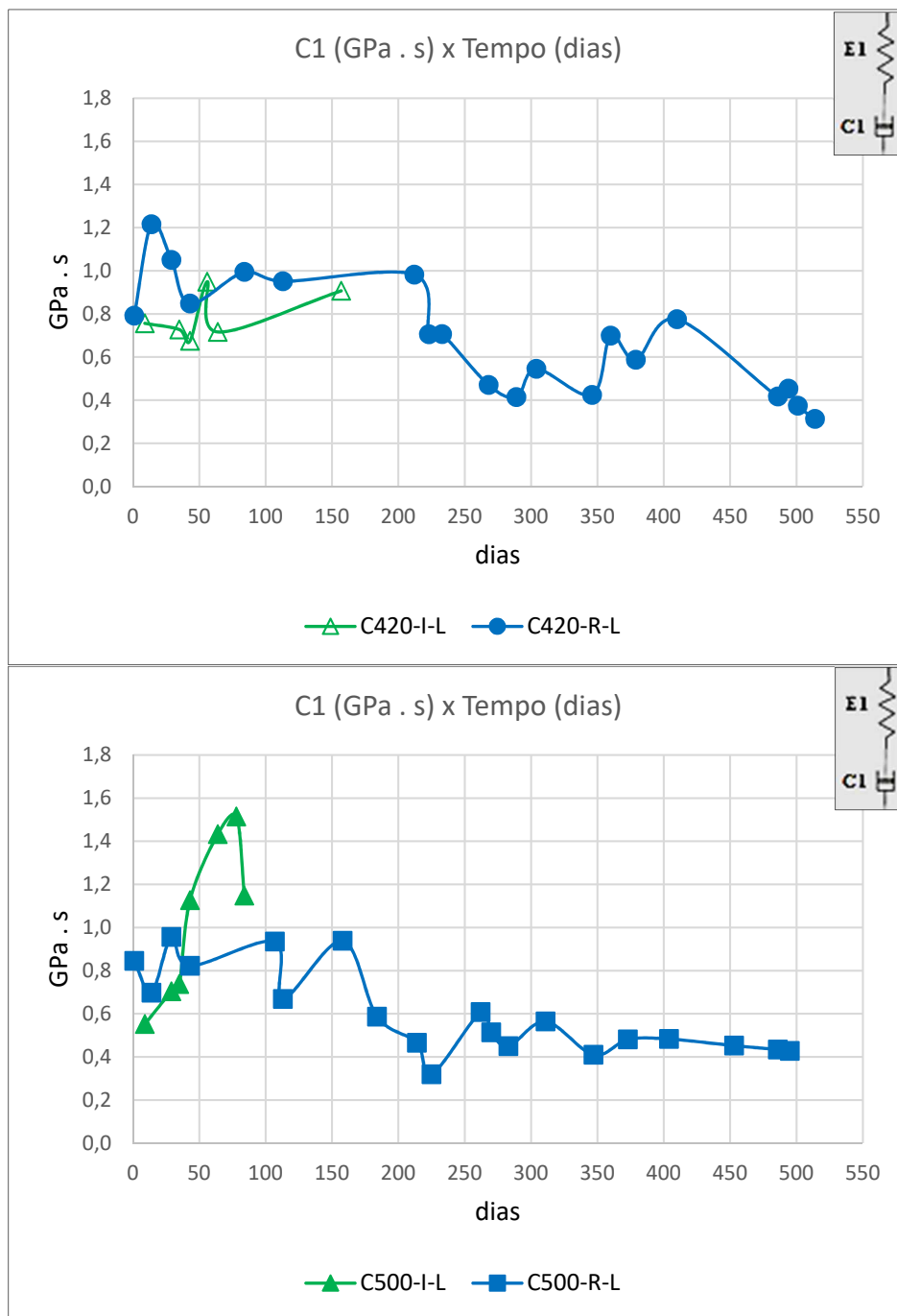


Figura 5.3 - Comportamento do componente viscoso para sistema em série (AUTOR)

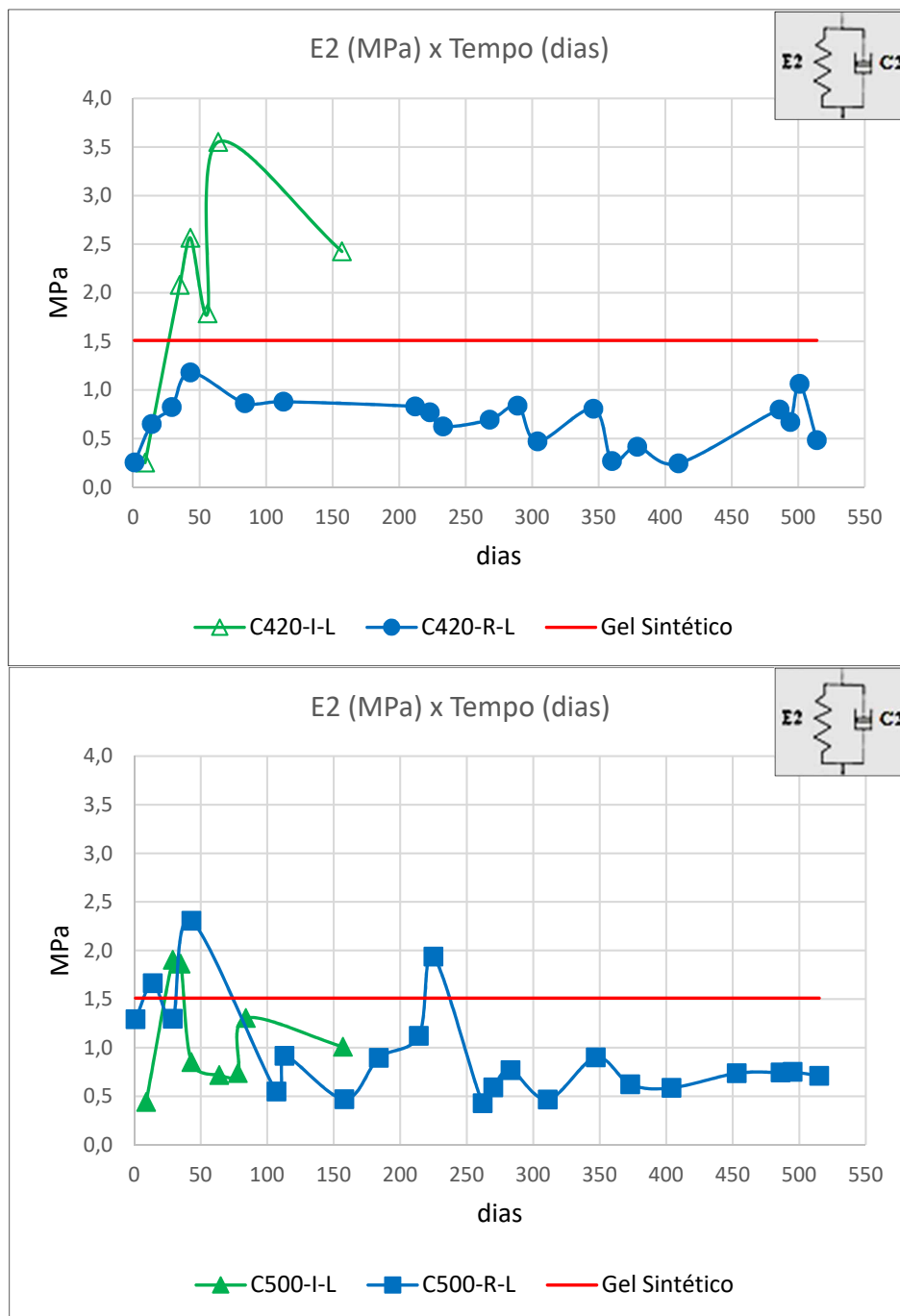


Figura 5.4 - Comportamento do componente rígido para sistema em paralelo (AUTOR)

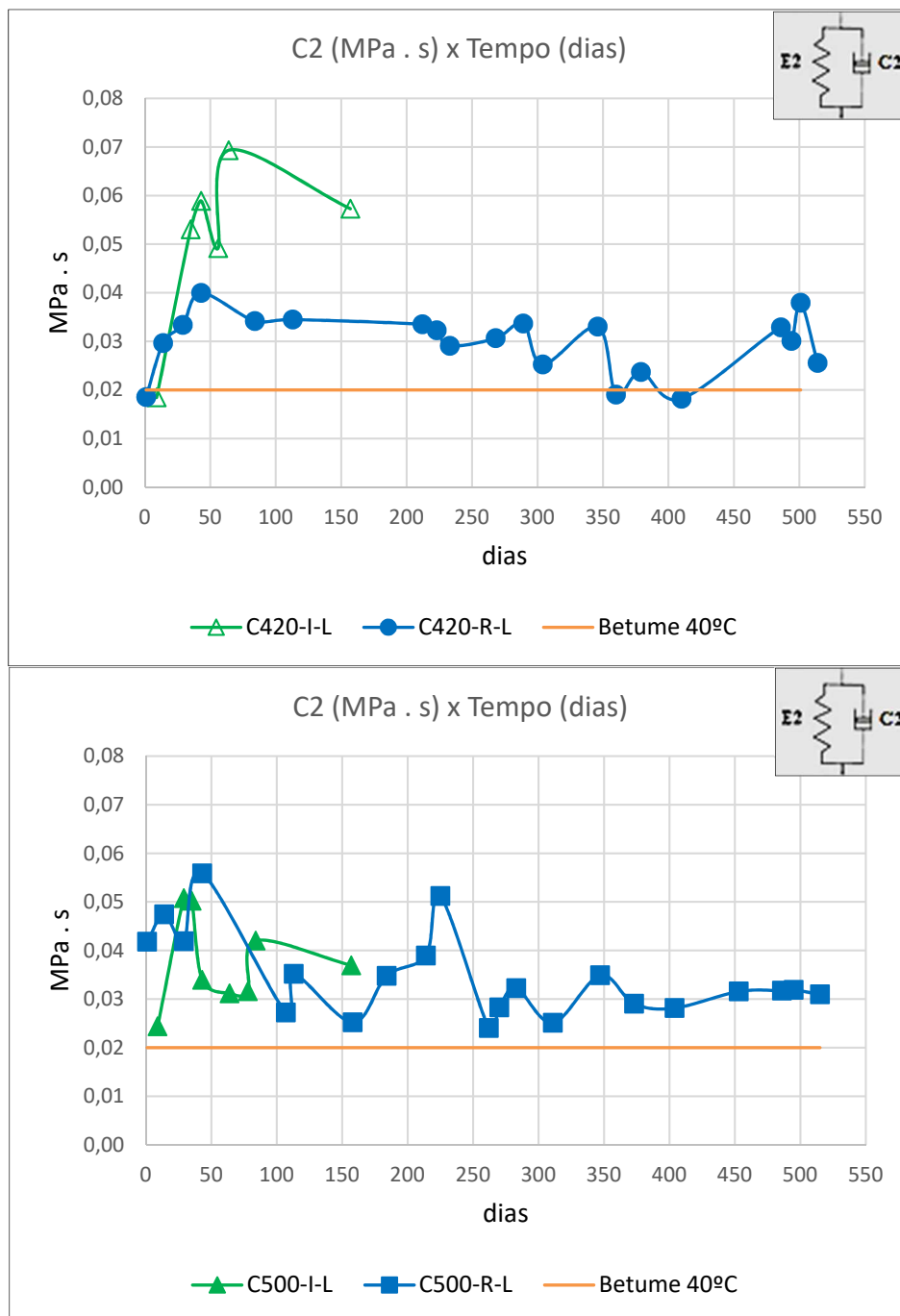


Figura 5.5 - Comportamento do componente viscoso para sistema em paralelo (AUTOR)

5.3 COMPARATIVO DE COMPONENTES

A Tabela 5.2 ilustra as propriedades viscoelásticas de alguns materiais, inclusive as obtidas pela análise numérica de amortecimento adotada nesse estudo para os concretos das

vigas ensaiadas (concretos com agregado inócuo e reativo em condição de expansão livre, para consumos de cimento igual a 420 e 500 kg/m³), onde é possível visualizar a viscosidade das frações dos concretos ensaiados com a menor rigidez (componente viscoso para sistema em paralelo - ver Figura 5.5), representativa de componente de menor responsabilidade estrutural, que no caso do concreto afetado por RAA pode representar o gel da RAA. Ainda, pode-se sugerir, pela ordem de grandeza, que a fração mencionada representativa para o gel, tem sobre a ótica da viscosidade, comportamento tendendo ao betume a 40°C.

Tabela 5.2 - Viscosidade de alguns materiais
(ANTON PAAR, 2019⁽¹⁾; MAHMOODZADEH e CHIDIAC, 2013⁽²⁾;
GHOLIZADEH-VAYGHAN et al., 2019⁽³⁾)

Material	Viscosidade (MPa . s)
Ar ⁽¹⁾	$1 \times 10^{-11} - 2 \times 10^{-11}$
Água (40°C - 20°C) ⁽¹⁾	$6,5 \times 10^{-10} - 1 \times 10^{-9}$
Óleo de Motor Automotivo - SAE 10W30 (50°C - 23°C) ⁽¹⁾	$5,2 \times 10^{-8} - 1,75 \times 10^{-7}$
Azeite ⁽¹⁾	1×10^{-7}
Concreto Fresco ⁽²⁾	$2,7 \times 10^{-5} - 1,6 \times 10^{-4}$
Betume (40°C - 20°C) ⁽¹⁾	0,02 - 0,5
Concreto Endurecido (Componente Viscoso em Série)*	313 - 1.220
Concreto Endurecido (Componente Viscoso em Paralelo)*	0,018 - 0,055
Gel Sintético de RAA (Componente Viscoso em Série)** ⁽³⁾	3.830
Gel Sintético de RAA (Componente Viscoso em Paralelo)** ⁽³⁾	392

* AUTOR (Componente Rígido em Paralelo: 0,244 - 2,305 MPa)

** Gel C^LN^IK^I (Componente Rígido: em Série 2,31 MPa e em Paralelo 1,51 MPa)

Os valores de rigidez e viscosidade para o gel sintético de RAA, constantes da Tabela 5.2, foram obtidos também pela reologia de Burgers no trabalho conduzido por GHOLIZADEH-VAYGHAN et al. (2019), em ensaios de carga-deformação por compressão axial sob carga constante, onde pode-se observar que os componentes viscosos do concreto endurecido guardam relação similar em ordem de grandeza para com os componentes viscosos do gel sintético, enquanto os componentes de rigidez concordam em valor para o

sistema em paralelo do concreto endurecido (que pode representar o gel no conjunto concreto+gel) frente ao sistema em paralelo do gel sintético, ou até mesmo para com o sistema em série (conjunto gel+água) (ver Figura 5.4).

Cabe ressaltar, que no trabalho conduzido por GHOLIZADEH-VAYGHAN et al. (2019), se recomenda estudos acerca da identificação do mecanismo responsável pela resposta viscoelástica do gel sintético de RAA e, que nesse contexto é importante contabilizar os efeitos do estado de tensões e confinamento sobre os parâmetros viscoelásticos, aspectos esses aos quais foram submetidos o gel de RAA dentro das porosidades dos concretos das vigas ensaiadas por esforços dinâmicos longitudinais.

Outro ponto importante visualizado nas Figuras 5.4 e 5.5 é o comportamento oscilatório dos componentes rígidos e viscosos para o sistema em paralelo dos concretos ensaiados, que pode caracterizar o efeito de ganho de rigidez por tensionamento do gel dentro da estrutura porosa do concreto, quando de sua expansão com restrição e, posterior relaxação do gel e perda de rigidez, quando do surgimento de microfissuras no concreto, permitindo assim a expansão do gel e consequentes efeitos impostos pela RAA ao concreto.

CAPÍTULO VI

6. CONCLUSÕES

O presente trabalho avaliou as principais famílias de modelos reológicos, sob a ótica do amortecimento, em relação a capacidade desses modelos para predição do comportamento de concretos submetidos a RAA.

Dessa forma, diante das análises feitas nos capítulos anteriores há evidências para concluir o que se segue:

- Ensaios dinâmicos na extensão da frequência de ressonância, por excitação longitudinal, permitem avaliar não destrutivamente, no tempo, a variação de rigidez e de amortecimento em concretos;
- O uso de análise modal no espectro da frequência na ressonância longitudinal possibilita determinar as propriedades reológicas globais das amostras de concreto, como: fator de perda do amortecimento, amortecimento viscoso e módulo de elasticidade;
- Usando técnica de elementos finitos para simulação dos ensaios de ressonância longitudinal, com aplicação do método de Newmark amortecido na obtenção dos perfis de resposta na frequência, aliado ao desacoplamento (deconvolução) possibilitado pela abordagem de Rayleigh através de correlação numérica dos parâmetros de amortecimento aos parâmetros de massa e rigidez na frequência, resulta a visualização de comportamento dos componentes de rigidez e viscosidade para as frações estruturais e não estruturais constantes do concreto;
- Acerca dos ensaios de ressonância e modelos reológicos estudados foi possível destacar que:

- a) Na extensão da frequência os modelos de Kelvin-Voigt (viscoso) e de histerese obtiveram resposta similar nas análises entre aproximadamente 100 e 60.000 Hz, consequentemente, dentro da extensão de frequência dos ensaios desse estudo (entre 100 e 20.000 Hz), validando a equivalência adotada nesse estudo entre amortecimento viscoso e de histerese para obtenção de parâmetros viscoelásticos do concreto por via dinâmica;
- b) Na dependência de atenuação os modelos de Zener, antiZener e Burgers mostraram resposta similar ao amortecimento de Rayleigh combinado de massa e rigidez;
- c) Apesar do resultado de atenuação apresentado pelo modelo antiZener (Líquido Linear Padrão), modelagem por fluido viscoso é matéria atípica na engenharia estrutural, especificamente de concretos afetados por RAA, onde o fluido viscoso (gel ou estrutura de baixa rigidez) agrega mecanismos divergentes daqueles considerados em sólidos lineares;
- d) Para os modelos cujo comportamento combinam amortecimento com massa e rigidez na frequência, a validação dos resultados experimentais com o comportamento previsto em modelos para reologias representativas de sólidos viscoelásticos do tipo Zener e Burgers, complementa e amplia o interesse da engenharia estrutural por esses modelos em dano, haja vista que ambos se mostram realistas, na fluência, no que se refere aos mecanismos dissipativos de energia e predição do comportamento de concretos submetidos a RAA em expansão livre;
- e) Em concretos confinados submetidos a RAA os modelos de Zener e Burgers novamente representam bem o comportamento do concreto, na fluência, até o ponto em que o estado de tensões provoca o descolamento entre modelo e experimento. Esse ponto corresponde a idade em que a tensão de confinamento nas amostras em restrição atinge valores da ordem de 7 MPa a 10 MPa, conforme apontam as análises realizadas, que corresponde a faixa de valores mencionados na literatura para mudança de direção na expansão da RAA por restrição;
- f) Uma vez suspensa a restrição de expansão o fenômeno tende a retornar ao ponto de início do descolamento observado nos gráficos elasticidade vs. tempo na degradação, voltando os pontos experimentais a acompanhar a curva do modelo adotado, o que demonstra a capacidade dos modelos de Zener e Burgers na predição do comportamento de concreto afetado por RAA, como constatado nas simulações de expansão realizadas para o modelo

- de Burgers, onde se considera nas análises, ainda, potenciais limites vinculados a energia elástica acumulada devido o aumento de tensão causada pela expansão imposta da RAA;
- g) Dentre os mecanismos disponíveis para avaliação de dano, os que apresentam parâmetros dissipativos de energia produzem informações elucidativas complementares ao comportamento do concreto, como mostram os resultados obtidos pelo modelo reológico de Burgers usado nesse estudo e baseado em análise numérica de amortecimento, onde o desacoplamento (deconvolução) observado no modelo de Burgers por Rayleigh evidencia a ocorrência de comportamento no componente viscoso em paralelo (componente não estrutural) compatível com viscosidade típica de estruturas plásticas como o betume a 40°C (0,02 MPa . s), bem como de rigidez da ordem dos valores produzidos em géis sintéticos (1,51 MPa);
 - h) Pelo demonstrado através do comportamento elástico e viscoso do concreto, pode-se sugerir que a degradação observada do módulo de elasticidade global para concreto submetido a RAA, obtida nas análises de ressonância longitudinal, somente ocorre após transcorrido certo tempo do início da reação, como visualizado nos resultados dos ensaios de ressonância com expansão. De fato, o gel, em sua fase inicial, preenche a estrutura porosa, conferindo na verdade aumento de rigidez adicional aqueles conferidos pelos mecanismos de hidratação do concreto;
 - i) Atingida a maturidade do concreto e transcorrido o tempo necessário ao desenvolvimento da RAA, passam a atuar de formas distintas no concreto a sua maturidade e o gel de RAA, onde a maturidade tende a reduzir a dissipação de energia, enquanto a RAA tende a aumentar a dissipação devido à natureza viscosa do gel aliada a seu crescimento, onde o gel transfere tensão à estrutura do concreto até formar fissuras, sendo esse processo de degradação contínuo ao longo do tempo;
 - j) O comportamento dos componentes viscoelásticos em solicitações dinâmicas na ressonância ressalta a natureza reológica do gel e fornece indicação para o seu papel na avaliação de dano estrutural. De fato, a dependência dos componentes viscosos frente a frequência de solicitação fica evidente quando se compara a variação do módulo de elasticidade obtido por via dinâmica para ultrassom e para ressonância, sendo o ultrassom menos sensível ao fenômeno da RAA do que a ressonância.

CAPÍTULO VII

7. TRABALHOS FUTUROS

Neste Capítulo, basicamente, faz-se quatro sugestões para trabalhos futuros:

- 1) Viabilização da prática em barragens de ensaios dinâmicos para obtenção dos parâmetros de amortecimento, tanto pelo desenvolvimento de mecanismos de vibração capazes de atuar nessas estruturas, ou parte delas, como pelo desenvolvimento de dispositivos de leitura e seus arranjos, no sentido de possibilitar uso de modelo reológico preditivo do comportamento de concretos afetados por RAA, em especial o comportamento do módulo de elasticidade, bem como formação de banco de dados para amortecimento relativo aos diferentes tipos de barragens afetadas por RAA e suas correlações aos agregados reativos dessas barragens;
- 2) Aprimoramento da metodologia de análise para detecção de dano em estruturas de concreto afetadas por RAA, onde sendo o amortecimento um bom indicador de dano e, sendo ainda o método de ajuste de curva utilizado para obtenção do amortecimento nesse estudo baseado em resposta dinâmica no domínio da frequência, para sistema de um grau de liberdade, pode-se experimentar técnica no domínio do tempo, sem necessidade de FFT, através do ajuste de curva para decaimento aleatório, que não se restringe pelo grau de liberdade, para testar melhora na técnica e qualidade nos valores obtidos de amortecimento;
- 3) Aprofundamento dos estudos de modelos reológicos de géis, haja vista a sensibilidade do modelo validado pela ressonância (Burgers) ter se mostrado mais elucidativo a presença e papel dissipativo de géis no interior de concretos afetados por RAA;

- 4) Implementação por elementos finitos de modelo para dano plástico em concreto, utilizando CDPM aliado a reologia determinada por ensaios dinâmicos para predição do módulo de elasticidade em concretos afetados por RAA, a longo prazo, considerando estruturas afetadas, por exemplo, PA-IV modelada anteriormente pela Chesf, confrontando-se então os resultados e aferindo a melhora da metodologia aplicada.

REFERÊNCIAS

NBR 8802, 2019, *Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica*, Fevereiro, Rio de Janeiro, Brasil, ABNT.

NBR 15577-6, 2018, *Agregados - Reatividade álcali-agregado Parte 6: Determinação da expansão em prismas de concreto*, Julho, Rio de Janeiro, Brasil, ABNT.

AGILENT TECHNOLOGIES, 2007, “Agilent 33220A 20 MHz Waveform Generator User’s Guide”, *Agilent Technologies Inc.*, USA.

AHMED, T., BURLEY, E., RIGDEN, S., et al., 2003, “The effect of alkali reactivity on the mechanical properties of concrete”, *Construction and Building Materials*, v. 17, pp. 123-144.

ALFARAH, B., LÓPEZ-ALMANSA, F., OLLER, S., 2017, “New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures”, *Journal Engineering Structures*, v. 132, pp. 70-86.

ANSYS, 2002, “Ansys 6.1 User’s Guide”, *Ansys, Inc.*, USA.

ANTON PAAR, 2019, “www.anton-paar.com”, *company*, USA.

ASHBEE, R. A., HERITAGE, C. R. A., JORDAN, R. W., 1976, “The expanded hysteresis loop method for measuring the damping properties of concrete”, *Magazine of Concrete Research*, v. 28, n. 96 (September), pp. 148-155.

ASTM C 1260, 2007, *Standard test method for potential alkali reactivity of aggregates (mortar-bar method)*, Philadelphia, USA, ASTM International.

ASTM C 1293, 2008, *Standard test method for determination of length change of concrete due to alkali-silica reaction*, Philadelphia, USA, ASTM International.

ASTM E 756, 1998, *Standard Test Method for Measuring Vibration-Damping Properties of Materials*, Philadelphia, USA, ASTM International.

BALMES, E., LECLERE, J. M., 2017, “Viscoelastic Vibration Toolbox for Use with MATLAB / User's Guide - Version 1.0”, *MathWorks Inc.*, France.

BARRETO, A. M., 2019, *Técnicas não Destrutivas para Detecção da Reação Álcali-Agregado em Prismas de Concreto*, D.Sc., UFPB, João Pessoa, Brasil.

BEDE, N., KOŽAR, I., 2016, “Determination of Dynamic Modulus of Elasticity of Concrete by Impact Hammer”, *HDKBR INFO Magazin*, v. 6, n. 1, pp. 8-11.

BUTTERWORTH, J., LEE, J. H., DAVIDSON, B., 2004, “Experimental Determination of Modal Damping from Full Scale Testing”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, n. 310, Vancouver, Canada, August.

CAPRA, B., SELIER, A., 2001, “Mechanical modelling of Alkali-Aggregate Reaction in concrete structures”. In: *Proceedings of the Fourth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, v. 1, pp. 183-190, Cachan, France, May 28 - June 1.

CARINO, N. J., 2001, “The Impact-Echo Method: An Overview”, *Structures Congress & Exposition*, Washington, D.C., USA, May 21-23.

CAVALCANTI, A. J. C. T., JULIANI, M., IGUTI, E. T., et al., 2004, “AAR Effects at the Paulo Afonso IV Power Intake”, *12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, Beijing, China.

CHESF, 2014, *Usina Paulo Afonso IV USQ - Relatório de Observação e Controle de Barragens*. In: DOCG-ROCB.USQ.025/14.

CHOWDHURY, I., DASGUPTA, S. P., 2003, “Computation of Rayleigh Damping Coefficients for Large Systems”, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, v. 8.

CONCREMAT, 2002, *Usinas Apolônio Sales (Moxotó) e Paulo Afonso IV - Coleta e Análise de Dados de Projeto, Construção e Operação das Usinas*. In: RTS 9.5.8.126-063/02.

CONCREMAT, 2003, *Usina de Paulo Afonso IV - Modelo Matemático da Tomada d'Água de PA-IV para a Avaliação dos Efeitos da Reação Álcali-Agregado - RAA no Concreto*. In: RTS 9.5.8.126-008/03.

CONCREMAT, 2004a, *Usina Hidrelétrica de Paulo Afonso IV - Instrumentação da Tomada d'Água e do Vertedouro*. In: RTS 9.5.8.126-109/03.

CONCREMAT, 2004b, *Usina Hidrelétrica de Paulo Afonso IV - Estudo das Medidas Corretivas da Tomada d'Água*. In: RTS 9.5.8.126-117/03.

CONCREMAT, 2004c, *Usina Hidrelétrica de Paulo Afonso IV, Parâmetros de Controle da Instrumentação da Tomada d'Água e do Vertedouro*. In: RTS 9.5.8.126-131/03.

COOK, R. D., MALKUS, D. S., PLESHA, M. E., et al., 2002, “Finite Elements in Structural Dynamics and Vibrations”. In: Hamilton Printing Company (ed), *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, 4 ed., chapter 11, University of Wisconsin - Madison, USA, John Wiley & Sons Inc.

COPEM, 2001a, *Relatório de Modelagem e Recalibração das Estruturas da Usina de PA-IV*. In: CH01-C-0031-R6.

COPEM, 2001b, *Manual com Valores de Controle para Instrumentação de Auscultação da UHE PA-IV*. In: CH01-C-0032-R3.

COPEM, 2001c, *Relatório de Análise da Eficiência das Soluções Corretivas Através de Modelagem Matemática da UHE PA-IV (Ano 2000)*. In: CH01-C-0033-R0.

DIÓGENES, H. J. F., COSSOLINO, L. C., PEREIRA, A. H. A., et al., 2011, “Determination of modulus of elasticity of concrete from the acoustic response”, *IBRACON Structures and Materials Journal*, v. 4, pp. 792-813.

DOEBLING, S. W., FARRAR, C. R., PRIME, M. B., et al., 1996, *Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review*, Los Alamos National Laboratory, University of California - United States Department of Energy, USA.

ÉNERGIE NB POWER, 2017, *Mactaquac Life Achievement Project*. In: Reports and Project Information, Fredericton-New Brunswick, Canada.

ESPOSITO, R., 2016, *The Deteriorating Impact of Alkali-Silica Reaction on Concrete - Expansion and Mechanical Properties*, Ph.D., Universiteit Parma, Parma, Italië.

EUROCODE 2, 2004, *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, ref. n. EN 1992-1-1, December, European Standard - English Version, CEN National Members.

FARAGE, M. C. R., ALVES, J. L. D., FAIRBAIRN, E. M. R., 2004, “Macroscopic model of concrete subjected to alkali-aggregate reaction”, *Cement and Concrete Research*, v. 34, pp. 495-505.

FIGUEIRÔA, J. P., ANDRADE, T., 2007, *O Ataque da Reação Álcali-Agregado sobre as Estruturas de Concreto*, Recife, Brasil, Editora Universitária UFPE.

GANDOMZADEH, A., 2011, *Interaction Dynamique Sol-Structure: Influence des Nonlinéarités de Comportement du Sol*, Ph.D., Université Paris Est, Paris, France.

GHOLIZADEH-VAYGHAN, A., RAJABIPOUR, F., KHAGHANI, M., et al., 2019, “Characterization of viscoelastic behavior of synthetic alkali-silica reaction gels”, *Cement and Concrete Composites*, v. 104, n. 103359, pp. 1-10.

GIACCIO, G., ZERBINO, R., PONCE, J. M., et al., 2008, “Mechanical behavior of concretes damaged by alkali-silica reaction”, *Cement and Concrete Research*, v. 38, pp. 993-1004.

GIORLA, A. B., 2013, *Modelling of Alkali-Silica Reaction under Multi-Axial Load*, Ph.D., École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse.

GRIMAL, E., SELIER, A., PAPE, Y. L., et al., 2008a, “Creep, Shrinkage, and Anisotropic Damage in Alkali-Aggregate Reaction Swelling Mechanism - Part I: A Constitutive Model”, *ACI Materials Journal*, v. 105, n. 3, pp. 227-235.

GRIMAL, E., SELIER, A., PAPE, Y. L., et al., 2008b, “Creep, Shrinkage, and Anisotropic Damage in Alkali-Aggregate Reaction Swelling Mechanism - Part II: Identification of Model Parameters and Application”, *ACI Materials Journal*, v. 105, n. 3, pp. 236-242.

GU, J., SHENG, M., 2015, “A Method for Damping Estimation Based on Least Square Fit”, *American Journal of Engineering Research*, v. 4, n. 7, pp. 205-209.

GUTENBRUNNER, G., SAVOV, K., WENZEL, H., 2007, “Sensitivity studies on damping estimation”, *2nd Int. Conf. On Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures*, Porto, Portugal.

HELENE, P., PEREIRA, M. F., CASTRO, P., 2005, “Tests for Alkali-Aggregate Reaction - A Case study of a Bridge in Brazil”, *Concrete International*, v. 27, n. 7, pp. 41-44.

HUTTON, D. V., 2004, “Structural Dynamics”. In: The McGraw-Hill Companies, *Fundamentals of Finite Element Analysis*, chapter 10, McGraw-Hill.

ISE, 1992, *Structural effects of alkali-silica reaction: Technical guidance on the appraisal of existing structures - Institution of Structural Engineers*, July, London, United Kingdom, SETO Ltd.

JORDAN, R. W., 1980, “The effect of stress, frequency, curing, mix and age upon the damping of concrete”, *Magazine of Concrete Research*, v. 32, n. 113, pp. 195-205.

JUNG, S. S., KIM, Y. T., LEE, Y. B., 2006, “Measurement of the Resonance Frequency, the Loss Factor, and the Dynamic Young’s Modulus in Structural Steel and Polycarbonate by Using an Acoustic Velocity Sensor”, *Journal of the Korean Physical Society*, v. 49, n. 5, pp. 1961-1966.

KAWABATA, Y., SEIGNOL, J. F., MARTIN, R. P., et al., 2016a, “Influence of creep and stress states on alkali-silica reaction induced-expansion of concrete under restraint”, *15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, n. 32, São Paulo, Brazil, July.

KAWABATA, Y., MARTIN, R. P., SEIGNOL, J. F., et al., 2016b, “Modelling of evolution of transfer properties due to expansion of concrete induced by internal swelling reaction”, *15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, n. 33, São Paulo, Brazil, July.

KOLLURU, S. V., POPOVICS, J. S., SHAH, S. P., 2000, “Determining Elastic Properties of Concrete Using Vibrational Resonance Frequencies of Standard Test Cylinders”, *Cement, Concrete, and Aggregates*, v. 22, n. 2, pp. 81-89.

LEŚNICKI, K. J., KIM, J.-Y., KURTIS, K. E., et al., 2011, “Characterization of ASR damage in concrete using nonlinear impact resonance acoustic spectroscopy technique”, *NDT&E International*, v. 44, pp. 721-727.

LOGAN, D. L., 2007, “Structural Dynamics and Time-Dependent Heat Transfer”. In: Thomson Canada Limited (ed), *A First Course in the Finite Element Method*, 4 ed., chapter 16, University of Wisconsin - Platteville, USA, THOMSON.

MAHMOODZADEH, F., CHIDIAC, S. E., 2013, “Rheological models for predicting plastic viscosity and yield stress of fresh concrete”, *Cement and Concrete Research*, v. 49, pp. 1-9.

MATHSOFT, 2000, “Mathcad 2000 User's Guide”, *MathSoft Inc.*, USA.

MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M., 2014, “Mecânica do Concreto”. In: Nicole Pagan Hasparyk (ed), *Concreto - Microestrutura, Propriedades e Materiais*, 2 ed. (4 ed. em inglês), capítulo 13, São Paulo, Brasil, IBRACON.

MIELENZ, R. C., 1984, *Petrographic Examination of Samples of Concrete and Concrete Aggregates, Moxoto Hydroelectric Plant, Apolonio Sales Dam for Chesf - Companhia Hidro Elétrica do São Francisco*, Brazil, PROMON.

MOCZO, P., KRISTEK, J., 2005, “On the rheological models used for time-domain methods of seismic wave propagation”, *Geophysical Research Letters*, v. 32, L01306, pp. 1-5.

MOSERA, F., JACOBASA, L. J., QUB, J., 1999, “Modeling elastic wave propagation in waveguides with the finite element method”, *NDT&E International*, v. 32, pp. 225-234.

MULTON, S., TOUTLEMONDE, F., 2006, “Effect of applied stresses on alkali-silica reaction-induced expansions”, *Cement and Concrete Research*, v. 36, n. 5, pp. 912-920.

NAGY, A., 1997, *Cracking in Reinforced Concrete Structures Due to Imposed Deformations*, Ph.D., Lund University, Lund, Sweden.

NASHIF, A. D., JONES, D. I. G., HENDERSON, J. P., 1985, “Modeling of Structural Response of Damped Systems”. In: Braun-Brumfield Inc. (ed), *Vibration Damping*, chapter 4, New York, USA, John Wiley & Sons Inc.

NAVARRO, R. F., 2017, “Modelos Viscoelásticos Aplicáveis a Materiais Reais: uma Revisão”, *Revista Eletrônica de Materiais e Processos*, v. 12, n. 1, pp. 1-20.

NEILD, S. A., WILLIAMS, M. S., McFADDEN, P. D., 2003, “Nonlinear Vibration Characteristics of Damaged Concrete Beams”, *Journal of Structural Engineering*, v. 129, n. 2, pp. 260-268.

QUINN, G. D., SWAB, J. J., 2000, “Elastic Modulus by Resonance of Rectangular Prisms: Corrections for Edge Treatments”, *Journal of the American Ceramic Society*, v. 83, n. 2, pp. 317-320.

RENAUD, F., DION, J.-L., CHEVALLIER, G., et al., 2011, “A new identification method of viscoelastic behavior: Application to the generalized Maxwell model”, *Mechanical Systems and Signal Processing*, v. 25, pp. 991-1010.

ROGERS, C. A., 1986, “Evaluation of the Potential for Expansion and Cracking of Concrete Caused by the Alkali-Carbonate Reaction”, *Cement, Concrete and Aggregates*, v. 8, n. 1, pp. 13-23.

SANCHEZ, L. F. M., FOURNIER, B., JOLIN, M., et al., 2015, “Reliable quantification of AAR damage through assessment of the Damage Rating Index (DRI)”, *Cement and Concrete Research*, v. 67, pp. 74-92.

SANCHEZ, L. F. M., FOURNIER, B., JOLIN, M., et al., 2017, “Overall assessment of Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concretes presenting different strengths and incorporating a wide range of reactive aggregate types and natures”, *Cement and Concrete Research*, v. 93, pp. 17-31.

SAOUMA, V., PEROTTI, L., 2006, “Constitutive Model for Alkali-Aggregate Reactions”, *ACI Materials Journal*, v. 103, n. 3, pp. 194-202.

SEMBLAT, J. F., 1997, “Rheological Interpretation of Rayleigh Damping”, *Journal of Sound and Vibration*, v. 206, n. 5, pp. 741-744.

SEMBLAT, J. F., LUONG, M. P., 1998, “Wave propagation through soils in centrifuge testing”, *Journal of Earthquake Engineering*, v. 2, n. 1, pp. 147-171.

SIMULIA, 2014, “Abaqus 6.14-5 User's Guide”, *Dassault Systèmes Simulia Corp.*, USA.

SKRZYPEK, J. J., GANCZARSKI, A. W., 2015, “Constitutive Equations for Isotropic and Anisotropic Linear Viscoelastic Materials”. In: Springer (ed), *Mechanics of Anisotropic Materials*, chapter 2, Krakow, Poland, Springer International Publishing.

SPINNER, S., REICHARD, T. W., TEFFT, W. E., 1960, “A Comparison of Experimental and Theoretical Relations Between Young's Modulus and the Flexural and Longitudinal Resonance Frequencies of Uniform Bars”, *Journal of Research of the National Bureau of Standards - A. Physics and Chemistry*, v. 64A, n. 2, pp. 147-155.

SWAMY, R. N., 1997, “Assessment and Rehabilitation of AAR-affected Structures”, *Cement and Concrete Composites*, v. 19, pp. 427-440.

SWAMY, N., RIGBY, G., 1971, “Dynamic properties of hardened paste, mortar and concrete”, *Matériaux et Constructions*, v. 4, n. 19 (Janvier - Février), pp. 13-38.

VAZ, L. E., 2011, “Análise dinâmica de estruturas”. In: Globaltec Editora Ltda (ed), *Método dos Elementos Finitos em Análise de Estruturas*, capítulo 9, Rio de Janeiro, Brasil, Elsevier Editora Ltda / CAMPUS.

VILLAIN, G., ABRAHAM, O., MARREC, L. L., et al., 2009, “Determination of the bulk elastic moduli of various concrete by resonance frequency analysis of slabs submitted to degradations”, *7th International Symposium on Nondestructive Testing in Civil Engineering*, n. 107, Nantes, France, June 30 - July 3.