

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI**



NGUYỄN TIẾN MINH

**XÁC ĐỊNH CÁC THAM SỐ TRONG BÀI TOÁN
CHẨN ĐOÁN KẾT CẤU BẰNG PHƯƠNG PHÁP
ĐỘNG ĐỂ CẢI TIẾN CÔNG TÁC QUẢN LÝ
CÔNG TRÌNH CẦU**

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

HÀ NỘI – 2017

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI



NGUYỄN TIẾN MINH

**XÁC ĐỊNH CÁC THAM SỐ TRONG BÀI TOÁN
CHẴN ĐOÁN KẾT CẤU BẰNG PHƯƠNG PHÁP
ĐỘNG ĐỂ CẢI TIẾN CÔNG TÁC QUẢN LÝ
CÔNG TRÌNH CẦU**

Chuyên ngành : Kỹ thuật Xây dựng Cầu - Hàm
Mã số : 62.58.25.05

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC:

1. PGS.TS. Nguyễn Ngọc Long
2. PGS.TS. Trần Đức Nhiệm

HÀ NỘI – 2017

LỜI CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan đây là công trình nghiên cứu của riêng tôi. Các số liệu, kết quả nêu trong luận án là trung thực và chưa được ai công bố trong bất kỳ công trình nào khác.

Hà Nội, ngày tháng năm

Tác giả

Nguyễn Tiến Minh

MỤC LỤC

LỜI CAM ĐOAN	i
MỤC LỤC.....	ii
DANH MỤC CÁC CHỮ VIẾT TẮT	v
DANH MỤC CÁC BẢNG BIỂU	vii
DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ	viii
MỞ ĐẦU.....	1
CHƯƠNG 1 TỔNG QUAN VỀ CHẨN ĐOÁN KẾT CẤU BẰNG PHƯƠNG PHÁP DAO ĐỘNG.....	5
1.1. Giới thiệu chung về bài toán chẩn đoán kỹ thuật công trình bằng phương pháp dao động	5
1.1.1. Khái niệm về chẩn đoán công trình và chẩn đoán kết cấu bằng phương pháp dao động.....	5
1.1.2. Các phương pháp giải bài toán chẩn đoán kỹ thuật công trình bằng phương pháp dao động.....	6
1.2. Tình hình nghiên cứu trên thế giới về chẩn đoán kết cấu bằng phương pháp dao động	7
1.3. Tình hình nghiên cứu ở Việt Nam về chẩn đoán kết cấu bằng phương pháp dao động	11
1.4. Đo dao động trong điều kiện khai thác và tổng quan về lý thuyết nhận dạng dao động	14
1.4.1. Đo dao động trong điều kiện khai thác.....	14
1.4.2. Tổng quan về lý thuyết nhận dạng dao động kết cấu cầu.....	15
1.4.3. Lưới bố trí điểm đo trên KCN cầu.....	18
1.4.4. Công nghệ cảm biến	20
Kết luận Chương 1	21
CHƯƠNG 2 CƠ SỞ LÝ THUYẾT VỀ DAO ĐỘNG KẾT CẤU, PHƯƠNG PHÁP CHẨN ĐOÁN ĐỘNG VÀ CÁC THAM SỐ SỬ DỤNG TRONG BÀI TOÁN CHẨN ĐOÁN ĐỘNG.....	23
2.1. Cơ sở lý thuyết về dao động kết cấu.	23
2.1.1. Phương trình vi phân dao động của hệ một bậc tự do	23
2.1.2. Dao động của hệ nhiều bậc tự do.....	27
2.1.3. Các tham số đặc trưng dao động.....	27
2.2. Các phương pháp chẩn đoán kết cấu dựa trên dao động.....	29
2.2.1. Phương pháp dựa trên sự thay đổi tần số.....	29
2.2.2. Phương pháp dựa trên độ mềm biểu kiến.....	30
2.2.3. Phương pháp dựa trên năng lượng biến dạng hình thức.....	31
2.2.4. Phương pháp dựa trên độ cong đàn hồi	31
2.2.5. Phương pháp dựa trên độ cong hình dạng mode	32
2.2.6. Phương pháp dựa trên độ cong bề mặt do tải trọng rải đều.....	33

2.2.7. Phương pháp dựa trên sự thay đổi độ cứng	33
2.2.8. Đánh giá và lựa chọn phương pháp cho bài toán chẩn đoán KCN bằng dao động	35
Kết luận chương 2	38
CHƯƠNG 3 THỰC NGHIỆM ĐO DAO ĐỘNG MỘT SỐ KCN CẦU TRÊN ĐỊA BÀN TP HÀ NỘI VÀ XÂY DỰNG MÔ HÌNH CHẨN ĐOÁN ĐỘNG KẾT CẤU CẦU	39
3.1. Lựa chọn một số KCN cầu điển hình trên địa bàn TP Hà Nội để đo dao động	39
3.1.1. Hiện trạng hệ thống cầu trên địa bàn TP Hà Nội.....	39
3.1.2. Một số công trình cầu điển hình áp dụng phương pháp đo dao động	41
3.2. Xác định các tham số đặc trưng dao động của các KCN cầu được lựa chọn ở thời điểm ban đầu.	42
3.2.1. Xây dựng mô hình PTHH KCN cầu.....	42
3.2.2. Tính toán các tham số đặc trưng dao động của KCN cầu	44
3.3. Thực nghiệm đo dao động 6 KCN cầu trên địa bàn TP Hà Nội.	49
3.3.1. Trình tự thực hiện đo dao động	49
3.3.2. Thiết bị đo.....	50
3.3.3. Bố trí điểm đo dao động	51
3.3.4. Kết quả đo dao động KCN của 6 cầu	56
3.3.5. So sánh kết quả tính và kết quả đo dao động 6 cầu	72
3.4. Phân tích ảnh hưởng của các hư hỏng đến đặc trưng dao động của KCN cầu BT	74
3.4.1. Miêu tả mô hình.....	74
3.4.2. Bê tông bị suy giảm mô đun đàn hồi (E).....	76
3.4.3. KCN có vết nứt hoặc hư hỏng	79
3.5. Phân tích các đặc điểm của kết cấu nhạy cảm với sự thay đổi đặc trưng dao động	84
3.5.1. Thuộc tính cản	84
3.5.2. Thuộc tính độ cứng.....	85
3.5.3. Thuộc tính khối lượng	85
3.5.4. Ảnh hưởng do khối lượng của phần kết cấu phụ.....	86
3.5.5. Phân tích ảnh hưởng của độ cứng gối cầu đến đặc trưng dao động	86
3.6. Xác định vị trí hư hỏng trên KCN cầu dầm bằng phương pháp chẩn đoán động	88
3.7. So sánh chi phí thử tải theo phương pháp tĩnh và phương pháp động	92
Kết luận Chương 3	93
CHƯƠNG 4 ĐỀ XUẤT ỨNG DỤNG PHƯƠNG PHÁP ĐO DAO ĐỘNG VÀ CHẨN ĐOÁN ĐỘNG VÀO CÔNG TÁC QUẢN LÝ CẦU CỦA TP HÀ NỘI	95
4.1. Đề xuất tích hợp bổ sung một số đặc trưng dao động vào hệ thống các tham số cần theo dõi, đo đạc và kiểm tra trong công tác quản lý khai thác cầu TP Hà Nội.	95

4.2. Xây dựng chương trình máy tính dùng để chẩn đoán KCN cầu bằng phương pháp dao động dựa trên các tham số đã lựa chọn.....	95
4.3. Xây dựng quy trình quản lý và chẩn đoán KCN bằng phương pháp dao động	99
4.3.1. Thu thập hồ sơ	99
4.3.2. Khảo sát hiện trạng kết cấu, đánh giá dựa trên quan sát bằng mắt thường	99
4.3.3. Lập mô hình kết cấu ban đầu.....	99
4.3.4. Bố trí điểm đo dao động trên KCN cầu.....	100
4.3.5. Đo dao động KCN cầu.....	101
4.3.6. Hiệu chỉnh mô hình KCN cầu	102
4.3.7. Xác định và theo dõi các tham số đặc trưng dao động của KCN.....	103
4.3.8. Quản lý thiết bị máy móc, quản lý kỹ thuật máy.....	103
4.3.9. Quản lý số liệu đo và tổ chức thực hiện	104
4.3.10. Đề xuất xây dựng ngưỡng cảnh báo	104
Kết luận chương 4	104
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ	106
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	108
DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH ĐÃ CÔNG BỐ CỦA LUẬN ÁN.....	1
PHỤ LỤC.....	2

DANH MỤC CÁC CHỮ VIẾT TẮT

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials (Hiệp hội Giao thông và Vận tải đường bộ Hoa Kỳ)
ASCE	American Society of Civil Engineers (Hiệp hội Kỹ sư xây dựng Hoa Kỳ)
BT	Bê tông
BTCT	Bê tông cốt thép
BTDUL	Bê tông dự ứng lực
CMIF	Các chức năng chỉ định mode phức hợp
CSI	Phương pháp nhận dạng không gian con - ngẫu nhiên
CSI/ref	Phương pháp nhận dạng không gian con dựa trên tham chiếu
CWT	Biến đổi wavelet liên tục
DAQ	Hệ thống thu thập dữ liệu
DOF	Bậc tự do
DUL	Dự ứng lực
DWT	Biến đổi wavelet rời rạc
EMA (FVT)	Đo dao động cường bức
EMD	Phương pháp phân tích dạng dao động cơ bản
FEA	Finite Element Analysis (phân tích phần tử hữu hạn)
FEM	Finite Element Method (phương pháp phần tử hữu hạn)
GTVT	Giao thông Vận tải
KC	Kết cấu
KCN	Kết cấu nhịp
LRFD	Load Resistance Factor Design (thiết kế theo hệ số tải trọng và sức kháng)
MFC	Sự thay đổi độ mềm biểu kiến kết cấu
OMA (AVT)	Đo dao động trong điều kiện khai thác
OMAX	Đo dao động tổng hợp
PP	Phương pháp chọn đỉnh
PSD	Mật độ phổ công suất
PTHH	Phần tử hữu hạn

SHM	Theo dõi tình trạng sức khỏe kết cấu
SSI	Phương pháp nhận dạng không gian con ngẫu nhiên
SWT	Biến đổi wavelet dừng
TP	Thành phố
WPT	Biến đổi wavelet packet
RFV	Residual Force Vector Method - phương pháp véc tơ lực dư

DANH MỤC CÁC BẢNG BIỂU

TT	Tên bảng	Trang
	Bảng 3.1. Thống kê số liệu công trình cầu trên địa bàn TP Hà Nội	39
	Bảng 3.2. Mười mode dao động đầu tiên của mô hình PTHH.....	45
	Bảng 3.3. Sáu mode dao động tính toán đầu tiên của cầu Kiến Hưng.....	47
	Bảng 3.4. Sáu mode dao động tính toán đầu tiên của cầu Cống Thần.....	47
	Bảng 3.5. Khai báo tọa độ các nút dầm công son	62
	Bảng 3.6. Các tần số tìm được từ dữ liệu đo dao động dầm công son.....	66
	Bảng 3.7. Kết quả xử lý số liệu dao động KCN cầu Kiến Hưng	69
	Bảng 3.8. Kết quả xử lý số liệu dao động KCN cầu Phùng Xá	69
	Bảng 3.9. Kết quả xử lý số liệu dao động KCN cầu Cống Thần	70
	Bảng 3.10. Kết quả xử lý số liệu dao động KCN cầu Tế Tiêu	70
	Bảng 3.11. Kết quả xử lý số liệu dao động KCN cầu La Khê	71
	Bảng 3.12. Kết quả xử lý số liệu đo KCN cầu Giẽ.....	71
	Bảng 3.13. So sánh tần số tính và đo của cầu Kiến Hưng	73
	Bảng 3.14. So sánh tần số tính và đo cầu Cống Thần.....	73
	Bảng 3.15. So sánh tần số tính và đo của cầu La Khê	74
	Bảng 3.16. So sánh tần số tính và đo của cầu Giẽ	74
	Bảng 3.17. Sự thay đổi tần số khi giảm mô đun đàn hồi của BT bản mặt cầu.	76
	Bảng 3.18. Sự thay đổi tần số khi giảm mô đun đàn hồi của BT dầm.....	77
	Bảng 3.19. Sự thay đổi tần số khi giảm mô đun đàn hồi của BT bản mặt cầu và dầm.....	77
	Bảng 3.20. Sự thay đổi tần số khi giảm mô đun đàn hồi của BT dầm.....	82
	Bảng 3.21. Tổng hợp chi phí kiểm định trung bình cho 1 KCN cầu dầm	92

DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ

TT	Tên hình	Trang
Hình 1.1.	Minh họa biểu đồ ổn định dải tần số được xử lý từ dữ liệu đo dao động.....	16
Hình 1.2.	Minh họa vị trí lắp các cảm biến tham chiếu (khoanh tròn) trên cầu.....	19
Hình 1.3.	Bố trí các cảm biến trên các dạng mặt cắt ngang cầu.	19
Hình 2.1.	Hệ 1 bậc tự do.	23
Hình 2.2.	So sánh biểu đồ dao động trong các trường hợp không có cản, cản ít, cản tới hạn và cản quá mức.	26
Hình 2.3.	Đồ thị dao động của kết cấu có cản ít và đường bao biên độ dao động.....	26
Hình 2.4.	Minh họa dầm công son.....	36
Hình 2.5.	Dạng mode 1 của dầm công son, 2.764 Hz.....	36
Hình 2.6.	Dạng mode 2 của dầm công son, 7.958 Hz.....	36
Hình 2.7.	Dạng mode 3 của dầm công son, 12.192 Hz.....	36
Hình 2.8.	Dạng mode 4 của dầm công son, 14.956 Hz.....	36
Hình 3.1.	Số liệu thống kê các công trình cầu trên địa bàn TP Hà Nội.	39
Hình 3.2.	Công trình cầu Liêu - huyện Thạch Thất.	41
Hình 3.3.	Hiện trạng các công trình cầu tại TP Hà Nội.	41
Hình 3.4.	Phần tử dầm và phần tử bản (tấm).....	44
Hình 3.5.	Lưới PTHH của KCN cầu La Khê.....	44
Hình 3.6.	Mười dạng dao động tự do đầu tiên của mô hình cầu La Khê.....	46
Hình 3.7.	Sáu dạng dao động tự do đầu tiên của mô hình cầu Kiến Hưng.....	48
Hình 3.8.	Sáu dạng dao động tự do đầu tiên của mô hình cầu Công Thân.....	49
Hình 3.9.	Minh họa máy đo dao động GMSplus.....	50
Hình 3.10.	Ba dạng thức dao động của dầm giản đơn với ba bậc tự do.	51
Hình 3.11.	Minh họa bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu.....	52
Hình 3.12.	Sơ đồ bố trí điểm đo trên mặt bằng cầu.	52
Hình 3.13.	Bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu Kiến Hưng.....	52
Hình 3.14.	Sơ đồ bố trí điểm đo trên mặt bằng hai nhịp và mô trụ cầu Kiến Hưng.....	53
Hình 3.15.	Bố trí thiết bị đo dao động trên mặt cầu.....	53
Hình 3.16.	Bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu Phùng Xá.....	54
Hình 3.17.	Sơ đồ bố trí điểm đo trên mặt bằng hai nhịp và mô trụ cầu Phùng Xá.....	54
Hình 3.18.	Bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu Tế Tiêu.....	54

Hình 3.19. Sơ đồ bố trí điểm đo trên mặt bằng hai nhịp và mố trụ cầu Tế Tiêu.....	55
Hình 3.20. Bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu La Khê	56
Hình 3.21. Sơ đồ bố trí điểm đo trên mặt bằng hai nhịp và mố trụ cầu La Khê	56
Hình 3.22. Sơ đồ quy trình xác định tần số dao động từ phổ tần số đo được.....	57
Hình 3.23. Giao diện của MACEC 3.2	59
Hình 3.24. Minh họa bố trí điểm đo dao động dầm công son.....	61
Hình 3.25. Biểu đồ dao động theo thời gian thu được từ kênh đo số 1	61
Hình 3.26. Biểu đồ dao động theo thời gian thu được từ kênh đo số 2	61
Hình 3.27. Biểu đồ dao động theo thời gian thu được từ kênh đo số 3	62
Hình 3.28. Biểu đồ dao động theo thời gian thu được từ kênh đo số 4	62
Hình 3.29. Các nút của dầm công son được khai báo.....	63
Hình 3.30. Các phần tử dầm được khai báo cho kết cấu.....	63
Hình 3.31. Hàm phản ứng tần số sau chuyển đổi của kênh đo 1	64
Hình 3.32. Hàm phản ứng tần số sau chuyển đổi của kênh đo 2	64
Hình 3.33. Hàm phản ứng tần số sau chuyển đổi của kênh đo 3	64
Hình 3.34. Hàm phản ứng tần số sau chuyển đổi của kênh đo 4	65
Hình 3.35. Lựa chọn các đỉnh trên phổ tần số.	66
Hình 3.36. Biểu đồ ổn định của phương trình trạng thái.	66
Hình 3.37. Dạng mode thứ nhất	67
Hình 3.38. Dạng mode thứ 2	67
Hình 3.39. Dạng mode thứ 3	67
Hình 3.40. Dạng mode thứ 4	67
Hình 3.41. Biểu đồ ổn định dải tần số đo được trên KCN N1 cầu Kiến Hưng	68
Hình 3.42. Sáu dạng đầu tiên thực đo cầu Kiến Hưng.....	72
Hình 3.43. Sự thay đổi tần số khi thay đổi mô đun đàn hồi BT bản mặt cầu.	77
Hình 3.44. Sự thay đổi tần số khi thay đổi mô đun đàn hồi BT dầm.....	78
Hình 3.45. Sự thay đổi tần số khi thay đổi mô đun đàn hồi BT bản mặt cầu và dầm	78
Hình 3.46. Hư hỏng H1 tại giữa dầm số 3.	79
Hình 3.47. Hư hỏng H2 tại giữa dầm số 1, 3 và 4.	79
Hình 3.48. Hư hỏng H3 tại hai dầm biên.	80
Hình 3.49. Hư hỏng H4 tại hai dầm giữa.	80
Hình 3.50. Hư hỏng H5 tại các dầm ngang.....	80
Hình 3.51. Hư hỏng H6 tại bản mặt cầu.	81
Hình 3.52. Hư hỏng H7 tại bản mặt cầu.	81
Hình 3.53. Hư hỏng ngẫu nhiên (10% - 50%) tại bản mặt cầu (H8-H12).....	81

Hình 3.54. Sự thay đổi (giảm) tần số theo mức độ hư hỏng ngẫu nhiên của bản mặt cầu.....	83
Hình 3.55. Quan hệ giữa độ cứng gối đến tần số dao động của mô hình cầu La Khê	87
Hình 3.56. Biểu diễn chỉ số MFC của hư hỏng H1 theo không gian.....	89
Hình 3.57. MFC và vị trí các hư hỏng H1 trên dầm.	90
Hình 3.58. Biểu diễn chỉ số MFC của hư hỏng H2 theo không gian.....	90
Hình 3.59. MFC và vị trí các hư hỏng H2 trên dầm.	91
Hình 3.60. Biểu diễn chỉ số MFC của hư hỏng H4 theo không gian.....	91
Hình 3.61. MFC và vị trí các hư hỏng H4 trên dầm	92
Hình 4.1. Giao diện của chương trình “Chẩn đoán kết cấu nhịp cầu – MFC Version 1.0”	96
Hình 4.2. Hộp thoại chọn file tham số dao động của kết cấu.	97
Hình 4.3. Thê hiện chỉ số MFC dưới dạng không gian.....	98
Hình 4.4. Các vị trí gãy khúc biểu thị vị trí hư hỏng trên dầm chủ.	98
Hình 4.5. Ba dạng thức dao động của dầm giản đơn với ba bậc tự do.	101
Hình 4.6. Bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu dầm	101
Hình 4.7. Lưới bố trí điểm đo dao động cầu dầm giản đơn 2 nhịp.....	101

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Ở Việt Nam nói chung và Hà Nội nói riêng hiện nay còn khá nhiều cầu cũ với nhiều loại KCN, mặt cắt ngang khác nhau, được thiết kế và thi công trong nhiều thời kỳ và dựa trên các Tiêu chuẩn thiết kế khác nhau. Riêng trên địa bàn Hà Nội, Sở GTVT Hà Nội quản lý các cầu đến 6/2017 bao gồm 504 cây cầu với tổng chiều dài 53,6 km [23]. Trong đó có 442 cầu KCN BTCT và BTĐUL, 62 KCN cầu thép. Có 197 cây cầu xếp loại trung bình và 36 cầu yếu. Trong tương lai số lượng cầu đưa vào quản lý khai thác và sử dụng sẽ tăng lên với việc đưa vào sử dụng các tuyến đường mới, các công trình cầu mới và bàn giao công tác quản lý từ Bộ GTVT về Sở GTVT Hà Nội.

Công tác quản lý cầu của TP Hà Nội còn có hạn chế, thiếu đồng bộ và chưa khoa học, cần phải có biện pháp để nâng cao năng lực quản lý và khai thác. Các dữ liệu cơ bản về tình trạng cầu ảnh hưởng lớn đến công tác quản lý khai thác như: hiện trạng và sức chịu tải của KCN, sự làm việc của gối cầu, tình trạng nền móng,... vẫn chưa được nghiên cứu đầy đủ và cập nhật một cách hệ thống phục vụ cho công tác quản lý khai thác cầu. Việc theo dõi và đánh giá hiện trạng của công trình cầu hiện tại chỉ dựa vào kết quả đánh giá của các kỹ sư, chuyên gia tư vấn kiểm định mà chưa khai thác được nhiều sự tiến bộ của khoa học công nghệ, nghĩa là sau khi kiểm tra, thu thập và cập nhật toàn bộ các số liệu vào máy tính rồi dùng phần mềm xử lý số liệu để giúp người quản lý nhanh chóng cập nhật các kết quả đánh giá một cách khoa học về hiện trạng công trình.

Hiện nay ở nước ta, việc kiểm tra và đánh giá hiện trạng của KCN cầu vẫn chủ yếu dựa trên các phương pháp tĩnh [3-6, 25]. Thông thường khi thử nghiệm với tải trọng tĩnh, người ta sử dụng các xe thử tải đặt tĩnh (đứng yên) trên cầu tại các vị trí xác định trước nhằm gây ra hiệu ứng bất lợi đối với KCN. Kết quả của thí nghiệm thử tải tĩnh chỉ đưa ra được đánh giá chung về hiện trạng và khả năng chịu tải của KCN mà không phát hiện ra được các hư hỏng và vị trí hư hỏng (không quan sát được bằng mắt thường). Nếu muốn xác định vị trí cụ thể của các hư hỏng thì phải dùng phương pháp phá hủy, tức là kết cấu cần phải được tháo rời thậm chí cưa, cắt nhằm đo đạc trực tiếp các tham số hư hỏng. Phương pháp thử tải tĩnh có nhược

điểm là phải cấm giao thông qua lại trên cầu trong quá trình thử nghiệm gây tổn kém và cản trở giao thông. Phương pháp thử tải tĩnh này đặc biệt bất lợi khi sử dụng trong địa bàn TP Hà Nội do lưu lượng xe cộ tham gia giao thông trên các tuyến đường rất lớn, thường xuyên xảy ra ùn tắc, nên không thể cấm cầu để thực hiện thử tải tĩnh.

Chẩn đoán kết cấu theo phương pháp dao động là phương pháp gián tiếp phát hiện hư hỏng thông qua việc phân tích các số liệu đo dao động của kết cấu. Đây là phương pháp được quan tâm và ứng dụng nhiều trên thế giới do các tín hiệu dao động thường dễ dàng đo đạc, chi phí không quá cao, đặc biệt là kết cấu không cần phải dừng hoạt động. Đối với phương pháp này, không cần biết trước vị trí của hư hỏng mà vẫn cho phép tìm được các vị trí hư hỏng bên trong kết cấu (có thể không quan sát được bằng mắt thường). Khi sử dụng phương pháp đo dao động KCN trong điều kiện khai thác thì không cần phải dùng tác dụng cưỡng bức của xe chạy trên cầu hay các phương pháp tạo dao động khác. Quá trình kiểm tra, đo đạc không phải cấm cầu, không phải đo sức chịu tải tĩnh [66, 71]. Do vậy, phương pháp này đặc biệt phù hợp với TP Hà Nội, nơi mà mật độ xe cộ qua lại trên các tuyến rất lớn, rất dễ xảy ra ùn tắc giao thông.

Giải pháp kiểm tra đánh giá hiện trạng cầu trong khi cầu vẫn đang khai thác và sử dụng bình thường được nghiên cứu từ lâu trên thế giới và đã thu được nhiều kết quả quan trọng, hiện nay công tác này đang được quan tâm ở Việt Nam. Do đó, đề tài “*Xác định các tham số trong bài toán chẩn đoán kết cấu bằng phương pháp động để cải tiến công tác quản lý công trình cầu*” sẽ đi sâu tìm hiểu, nghiên cứu phương pháp đánh giá KCN cầu dựa trên dao động và đề xuất các tham số dao động để góp phần nâng cao hiệu quả công tác quản lý và khai thác các công trình cầu ở TP Hà Nội nói riêng và Việt Nam nói chung.

2. Mục tiêu nghiên cứu của đề tài

- Mục tiêu của đề tài là nghiên cứu, lựa chọn phương pháp và thuật toán nhận dạng hư hỏng của KCN cầu dựa trên các đặc trưng dao động.

- Thực hiện đo dao động trong điều kiện khai thác một số công trình cầu BT điển hình thuộc địa bàn TP Hà Nội, tiến hành xử lý số liệu đo dao động và thực hiện nhận dạng dao động (system identification) các KCN cầu đó.

- Đề xuất tích hợp một số đặc trưng dao động vào hệ thống quản lý khai thác cầu, xây dựng quy trình quản lý cầu dựa trên phương pháp dao động trên địa bàn TP Hà Nội.

3. Phương pháp nghiên cứu

Phương pháp nghiên cứu: nghiên cứu lý thuyết các phương pháp chẩn đoán động, áp dụng xây dựng thuật toán chẩn đoán KCN cầu bằng dao động, lập mô hình tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn.

4. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu của luận án là hai tham số đặc trưng dao động của KCN cầu, bao gồm tần số dao động riêng và dạng thức dao động.

Phạm vi nghiên cứu của luận án bao gồm các KCN cầu bê tông nhịp giản đơn trên địa bàn thành phố Hà Nội.

5. Kết cấu nội dung của luận án

Nội dung của luận án bao gồm phần mở đầu, 4 chương và phần kết luận như sau:

Mở đầu

Chương 1 - Tổng quan về chẩn đoán cầu bằng phương pháp dao động

Chương 1 trình bày tổng quan về lĩnh vực chẩn đoán cầu bằng phương pháp dao động, tình hình nghiên cứu trong và ngoài nước về chẩn đoán kết cấu bằng phương pháp dao động.

Chương 2 - Cơ sở lý thuyết về dao động và chẩn đoán kết cấu bằng dao động

Chương 2 trình bày lý thuyết cơ bản về dao động kết cấu, các phương pháp đo dao động, các phương pháp chẩn đoán kết cấu cầu dựa trên dao động.

Chương 3 - Thực nghiệm đo dao động một số KCN cầu trên địa bàn TP Hà Nội và xây dựng mô hình chẩn đoán động kết cấu cầu

Chương 3 phân tích kỹ về tình trạng hệ thống cầu trên địa bàn TP Hà Nội. Từ hiện trạng các công trình cầu đó, đề tài lựa chọn ra 6 KCN cầu dầm giản đơn điển hình để áp dụng phương pháp động. Các KCN cầu này được tiến hành đo dao động trong điều kiện khai thác để xác định các đặc trưng động. Mô hình phần tử hữu hạn của các KCN cầu này được thiết lập để kiểm chứng kết quả đo với kết quả tính toán. Một nội

dung quan trọng khác trong chương này là chẩn đoán KCN cầu dầm giản đơn bằng phương pháp động dựa trên độ mềm biểu kiến (MFC) của kết cấu, trong đó KCN cầu được mô phỏng các hư hỏng để giả lập số liệu đo, sau đó sử dụng bài toán ngược để tìm vị trí hư hỏng trên KCN và để đánh giá tình trạng kết cấu.

Chương 4 - Đề xuất ứng dụng phương pháp đo dao động và chẩn đoán động vào công tác quản lý cầu TP Hà Nội

Chương 4 đề xuất tích hợp một số đặc trưng dao động vào hệ thống quản lý khai thác cầu, xây dựng bộ tiêu chí đánh giá KCN cầu thông qua phương pháp chẩn đoán động và đề xuất quy trình kiểm định khả năng chịu tải của KC cầu bằng phương pháp động trên địa bàn TP Hà Nội.

Kết luận và kiến nghị

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN VỀ CHẨN ĐOÁN KẾT CẤU BẰNG PHƯƠNG PHÁP DAO ĐỘNG

1.1. Giới thiệu chung về bài toán chẩn đoán kỹ thuật công trình bằng phương pháp dao động

1.1.1. Khái niệm về chẩn đoán công trình và chẩn đoán kết cấu bằng phương pháp dao động

Chẩn đoán công trình là bài toán đánh giá tình trạng của công trình đang khai thác dựa trên thông tin thu được qua hồ sơ và kết quả khảo sát đo đạc công trình [18].

Đây là bài toán ngược và thông tin về kết cấu là không đầy đủ (chỉ có thể khảo sát hay đo tại một số vị trí hạn chế của kết cấu), do đó việc tìm lời giải là không đơn giản. Các bước giải bài toán này bao gồm:

- Khảo sát, đo đạc và lập mô hình kết cấu công trình;
- Thử nghiệm công trình;
- Xây dựng mô hình hiện trạng của công trình và tìm kiếm hư hỏng;

Tùy theo dạng công trình, cách thu thập dữ liệu thực trạng của cầu mà người ta sử dụng các phương pháp chẩn đoán khác nhau. Chẩn đoán kết cấu bằng phương pháp dao động (hay chẩn đoán động) là bài toán tìm kiếm và xác định hư hỏng (như vị trí, mức độ hư hỏng) trong kết cấu dựa trên các thông tin về dao động của kết cấu đó, thông thường là dựa vào kết quả đo dao động. Trong phương pháp chẩn đoán động, kết cấu cầu thường được mô hình hóa bằng phương pháp PTHH để xác định các đặc trưng dao động lý thuyết, còn khi khảo sát đo đạc trên cầu thì số liệu dao động thực nghiệm sẽ được xác định. Mục tiêu của bài toán chẩn đoán cầu bằng phương pháp dao động là tìm kiếm hư hỏng của cầu và đánh giá hiện trạng của cầu thông qua việc so sánh các đặc trưng dao động tính toán và thực nghiệm của nó (hoặc giữa hai số liệu đo đạc thực nghiệm của cầu ở hai thời điểm xa nhau) kết hợp với các số liệu khảo sát khác.

Các phương pháp chẩn đoán động được phát triển rất mạnh do có ưu điểm là chi phí hợp lý và dễ dàng đo được các đặc trưng động lực trên kết cấu cầu. Các đặc trưng này có thể tách ra và nhận biết trong các tín hiệu đo về dao động như gia tốc, vận tốc, chuyển vị,... Các đặc trưng này gắn liền với bản chất vật lý, hình học, liên

kết của kết cấu và ít phụ thuộc vào tác động của môi trường. Các dao động có thể đo đạc được trong điều kiện khai thác bình thường. Phương pháp chẩn đoán động cho phép phát hiện hư hỏng ở những bộ phận ẩn khuất hay cho biết ảnh hưởng của các vùng hư hỏng đến các vùng khác,...

1.1.2. Các phương pháp giải bài toán chẩn đoán kỹ thuật công trình bằng phương pháp dao động

Phương pháp để giải bài toán chẩn đoán kỹ thuật công trình bằng phương pháp động được phân chia ra thành hai nhóm. Một nhóm thực hiện chẩn đoán bằng phương pháp phi tham số (nonparametric) đi theo hướng dựa vào các phương pháp xử lý tín hiệu hiện đại như:

- Phương pháp phân tích wavelet: là phương pháp phân tích dựa trên ý tưởng rằng một tín hiệu bất kỳ có thể phân tách thành các hàm cơ sở có tính chất cục bộ được gọi là 'wavelet'. Tín hiệu sau khi phân tích wavelet được phân thành hai thành phần: thành phần xấp xỉ và thành phần chi tiết, trong đó thành phần chi tiết chứa các điểm tần số cao tạo thành các đỉnh (peak) tương ứng với những điểm gián đoạn, gập, gãy của tín hiệu gốc, đây chính là yếu tố để nhận dạng vết nứt. Để giải bài toán xác định vết nứt của kết cấu có nhiều loại biến đổi wavelet khác nhau như: biến đổi wavelet liên tục (CWT), biến đổi wavelet rời rạc (DWT), biến đổi wavelet packet (WPT) hoặc biến đổi wavelet dừng (SWT).

- Phương pháp biến đổi Hilbert Huang.

- Phương pháp dựa trên thuật toán di truyền: là kỹ thuật tìm kiếm ngẫu nhiên theo cơ chế chọn lọc và tiến hóa tự nhiên, thuộc lớp các thuật toán xác suất, dựa trên quan niệm rằng quá trình tiến hóa và thích nghi của tự nhiên là quá trình hoàn hảo nhất, hợp lý nhất, tự nó đã mang tính tối ưu. Thuật toán di truyền được công nhận là một phương pháp tìm cực trị toàn cục rất hiệu quả và có độ chính xác cao trong các bài toán tối ưu, là kỹ thuật tìm kiếm thông minh đầy hứa hẹn cho các bài toán tối ưu phức tạp. Ngoài ra, từ bài toán tối ưu đơn mục tiêu, thuật toán di truyền dễ dàng thay đổi sang bài toán tối ưu đa mục tiêu.

Trong lĩnh vực chẩn đoán kết cấu sử dụng thuật toán di truyền để xác định hư hỏng trong các kết cấu đàn hồi. Các véc tơ lực dư thay đổi theo sự thay đổi ma trận độ cứng của kết cấu bị hư hỏng là một hàm mục tiêu, trong khi các yếu tố giảm

độ cứng của tất cả các phần tử được lựa chọn là các biến. Nó mặc nhiên có nghĩa là số lượng các biến bằng các phần tử hữu hạn và do đó tiến trình dò tìm phát hiện hư hỏng là tốn thời gian. Quá trình thực hiện gồm hai giai đoạn: đầu tiên phương pháp véc tơ lực dư (Residual Force Vector Method - RFV) được sử dụng để xác định trước vị trí hư hỏng, tiếp theo thuật toán di truyền được sử dụng để xác định mức độ hư hỏng. Phương pháp này đã được chứng minh trên một kết cấu dàn mô phỏng với 13 thanh và có 3 thanh hư hỏng.

Một nhóm thực hiện chẩn đoán bằng phương pháp tham số (parametric) đi theo hướng dựa vào sự thay đổi tần số và dạng thức dao động. Đây cũng là phương pháp được đề tài lựa chọn để nghiên cứu. Chi tiết về phương pháp sẽ được phân tích cụ thể trong nội dung tiếp theo của luận án.

1.2. Tình hình nghiên cứu trên thế giới về chẩn đoán kết cấu bằng phương pháp dao động

Chẩn đoán, phát hiện hư hỏng của kết cấu là một chủ đề rộng được áp dụng không những cho kết cấu cầu mà còn cho nhiều loại kết cấu khác nhau như công trình nhà cao tầng, tháp cao, cần trục, kết cấu ngoài biển,... Đến thời điểm hiện nay, đã có rất nhiều phương pháp được công bố và kỹ thuật áp dụng trong lĩnh vực phát hiện hư hỏng của kết cấu. Có hai phương pháp chính phát hiện hư hỏng kết cấu là phá hủy và không phá hủy. Phương pháp phá hủy là phương pháp các hư hỏng được quan sát bằng mắt thường, kết cấu cần phải được tháo rời thậm chí cưa, cắt nhằm đo đạc trực tiếp các tham số hư hỏng. Phương pháp này đánh giá một cách chính xác, cụ thể vị trí, hình dáng và kích thước của các hư hỏng. Tuy nhiên phương pháp này rất tốn kém do kết cấu phải dừng hoạt động và phải được tháo rời để kiểm tra, đánh giá.

Phương pháp không phá hủy là phương pháp gián tiếp phát hiện hư hỏng thông qua việc phân tích các phản ứng của kết cấu. Các phương pháp không phá hủy có thể kể đến: phương pháp dao động, phương pháp tĩnh, phương pháp âm,... Trong các phương pháp này thì phương pháp dao động là phương pháp được quan tâm và ứng dụng nhiều hơn cả do các tín hiệu dao động thường dễ dàng đo đạc, rẻ tiền, kết cấu không cần phải dừng hoạt động. Phương pháp dao động lại có thể chia nhỏ thành các nhóm như sau [37]: phương pháp phân tích sự thay đổi của tần số riêng, phương pháp phân tích sự thay đổi dạng riêng, phương pháp phân tích sự

thay đổi độ cong của dạng riêng, phương pháp dựa trên sự thay đổi của ma trận độ mềm, phương pháp dựa trên các chỉ số hư hỏng, phương pháp dựa trên trí tuệ nhân tạo, phương pháp dựa trên biến đổi wavelet (các sóng nhỏ). Bên cạnh đó các cảm biến (sensor) chuyên dụng dành cho việc giám sát và phát hiện hư hỏng của kết cấu cũng đang được phát triển rất mạnh.

Khoo và đồng nghiệp [45] đã công bố kỹ thuật phát hiện hư hỏng trong một kết cấu tường bằng gỗ sử dụng dạng riêng. Trong nghiên cứu này, các tác giả đã phát hiện ra rằng hư hỏng sẽ gây nên sự thay đổi mạnh ở một số tần số riêng và dạng riêng tương ứng. Bằng việc quan sát sự thay đổi mạnh ở một số tần số riêng để khẳng định sự tồn tại của hư hỏng trong kết cấu, dạng riêng tương ứng sẽ được lựa chọn để phân tích và phát hiện ra vị trí của vết nứt. Các tác giả đã thành công trong việc so sánh dạng riêng trước và sau khi có hư hỏng để khoanh vùng vị trí hư hỏng. Tuy nhiên phương pháp này đòi hỏi có nhiều phép đo chất lượng để có thể khôi phục được dạng riêng một cách chính xác. Do đó, đây là phương pháp tốn thời gian và đắt tiền.

Trong một nghiên cứu khác, Haritos và Owen [35] đã so sánh tính hiệu quả của phương pháp nhận dạng hệ thống và phương pháp phân lớp thống kê dựa trên phân tích dạng riêng. Các tác giả đã kết luận rằng, nhận dạng hệ thống có thể phát hiện được hư hỏng cả về vị trí và mức độ hư hỏng nhưng sẽ là phương pháp đòi hỏi nhiều phép đo chất lượng. Tuy nhiên việc này không phải lúc nào cũng có thể thực hiện được trong thực tế. Trong khi đó, mặc dù phương pháp phân lớp thống kê không thể đánh giá được mức độ hư hỏng và chỉ ra chính xác vị trí của hư hỏng, nhưng lại phát hiện được sự tồn tại của hư hỏng từ một vài phép đo đơn giản. Như vậy, phương pháp phân loại thống kê có thể được dùng để phát hiện hư hỏng trước, sau đó phương pháp nhận dạng hệ thống sẽ được tiến hành để khoanh vùng hư hỏng và đánh giá mức độ hư hỏng sau.

Verboven và đồng nghiệp [75, 77, 78] đã trình bày một phương pháp phát hiện hư hỏng dựa trên các tham số động lực học. Trong nghiên cứu này, hư hỏng được mô phỏng như là sự tăng lên của khối lượng tập trung. Sự thay đổi dạng riêng của kết cấu gây ra do hư hỏng được tự động phát hiện bằng phương pháp Maximum Likelihood Estimator miền tần số [62, 76]. Độ nhạy cảm của các tham số động lực

học sau đó được sử dụng để đánh giá hư hỏng. Phương pháp này cho kết quả rất khả quan, tuy nhiên việc sử dụng dạng riêng sẽ liên quan đến số lượng phép đo lớn nên chỉ sử dụng trong các trường hợp cần thiết.

Trong một nghiên cứu của Pandey và Biswas [60], một phương pháp phát hiện hư hỏng dựa trên sự thay đổi của ma trận độ mềm đã được sử dụng. Bằng cách so sánh ma trận độ mềm trước và sau khi có hư hỏng, vị trí của hư hỏng có thể được xác định. Phương pháp này sẽ phát huy hiệu quả cao nhất nếu các hư hỏng xuất hiện tại những nơi mà có mô men uốn lớn. Độ cong của dạng riêng được ứng dụng trong phân tích hư hỏng của kết cấu cũng đã được công bố bởi Pandey và cộng sự [61]. Trong các kết cấu dạng dầm, độ cong tỷ lệ nghịch với độ cứng cục bộ của dầm. Chính vì thế nếu có sự suy giảm về diện tích mặt cắt như bị ăn mòn tại một vị trí nào đó, độ cong dạng riêng tại đó sẽ tăng lên. Bằng việc quan sát độ cong dạng riêng, hư hỏng tại một vị trí nào đó có thể được phát hiện.

Trong một nghiên cứu khác, Patjawit và Kanok-Nukulchai [63] đã đề xuất một phương pháp sử dụng chỉ số hư hỏng tổng thể Global Flexibility Index (GFI) để phát hiện hư hỏng của cầu đường bộ. Chỉ số này chính là chuẩn hóa của ma trận độ mềm của kết cấu. Ma trận độ mềm này được tính toán dựa trên một số dạng riêng cơ bản của kết cấu. Khi có sự thay đổi mạnh của GFI, hư hỏng có thể đã tồn tại và cần phải áp dụng các phương pháp phù hợp để xác định vị trí và mức độ hư hỏng.

Rizzo và Scalea [67] đã phát triển kỹ thuật sóng siêu âm dẫn hướng để phát hiện ra hư hỏng trong dây cáp treo. Trong nghiên cứu này các tác giả đã đề nghị một chỉ số hư hỏng được định nghĩa là tỷ số giữa sự phản xạ của sóng siêu âm từ vị trí có khuyết tật đến bộ thu và sự lan truyền của sóng siêu âm từ bộ phát đến bộ thu mà không đi qua khu vực có khuyết tật.

Hiện có nhiều phương pháp xử lý tín hiệu dao động nhằm phát hiện và khoanh vùng hư hỏng, trong đó phương pháp biến đổi wavelet đã thể hiện là một công cụ toán học mạnh, nhanh và chính xác cho việc phân tích tín hiệu [72, 80, 81]. Sun và Chang [72] đã nghiên cứu một phương pháp dựa trên biến đổi wavelet để đánh giá hư hỏng của kết cấu. Hư hỏng của kết cấu được xem như là sự suy giảm độ cứng cục bộ tại vị trí hư hỏng. Phản ứng động của kết cấu được phân tích bởi biến đổi wavelet sẽ là đầu vào cho mô hình mạng trí tuệ nhân tạo để đánh giá hư hỏng.

Reda Taha và đồng nghiệp [65] trình bày một nghiên cứu dựa trên sự phát triển của phương pháp phân loại thống kê kết hợp với logic mờ cho việc giám sát kết cấu thông minh. Trong nghiên cứu này, phương pháp cập nhật số liệu Bayesian được sử dụng để xác định được mức độ hư hỏng với các trạng thái hư hỏng không rõ ràng và bất định. Tuy nhiên phương pháp này cần phải có thêm các bằng chứng thí nghiệm trước khi được đưa vào ứng dụng trong thực tiễn.

Li và đồng nghiệp [46] kết hợp phương pháp phân tích dạng dao động cơ bản (EMD) và wavelet để phát hiện sự thay đổi trong phản ứng của kết cấu. Phương pháp EMD được sử dụng đầu tiên để phân tích tín hiệu động thành các thành phần tín hiệu đơn điệu và biến đổi thành các tín hiệu giải tích thông qua biến đổi Hilbert. Sau đó mỗi một thành phần tín hiệu đơn điệu này sẽ được phân tích wavelet để phát hiện hư hỏng. Phương pháp này có thể phát hiện ra thời điểm xuất hiện hư hỏng nhưng nó lại không chỉ ra được vị trí và mức độ của hư hỏng.

Một hướng nghiên cứu đang phát triển mạnh cho việc quan trắc và phát hiện hư hỏng của kết cấu đó là phương pháp phát triển các cảm biến đặc biệt. Todoroki và đồng nghiệp [74] đã phát triển một loại cảm biến phá hủy được gắn vào hệ thống ống nước chôn ngầm dưới mặt đất. Hệ thống cảm biến này là hệ thống cảm biến điện thế được thiết kế để có thể kết nối với Internet nhằm giám sát kết cấu một cách trực tiếp. Khi chịu tác dụng của tải trọng đủ lớn kết cấu sẽ bị biến dạng lớn đến mức làm phá hủy cảm biến, khi đó điện thế của cảm biến sẽ bằng không và kết luận là hệ đường ống cần phải được kiểm tra ngay. Trong phương pháp này, các tác giả đã phải tính toán vị trí dễ bị hư hỏng nhất của đường ống để lắp đặt cảm biến tại đó. Tuy nhiên phương pháp này cũng chỉ có thể xác định được tương đối mức độ hư hỏng và cũng không thể phát hiện ra hư hỏng nằm ngoài vị trí đặt cảm biến. Chen và đồng nghiệp [33] đã trình bày một loại cảm biến mới dựa trên sự thay đổi cấu trúc tô-pô của cảm biến dưới tác dụng của biến dạng thay vì sự thay đổi về mặt hình học của cảm biến để giám sát cầu. Cảm biến mới được thiết kế như một cấp đồng trục với các dây dẫn xoắn bên ngoài trong khi các cảm biến thông thường có dạng cấp đồng trục có dây dẫn bên ngoài dạng hình trụ. Cảm biến mới này được lắp đặt ngay bên trong các dầm bê tông của cầu để quan sát trực tiếp các biến dạng của

dầm. Các kết quả thu được của các tác giả đã chứng tỏ rằng loại cảm biến mới này rất nhạy cảm so với các cảm biến thông thường. Tuy nhiên, cũng giống như loại cảm biến trên, cảm biến này chỉ có thể giám sát hư hỏng một cách cục bộ, do đó cần phải có những biện pháp khác để xác định những vị trí cần đặt cảm biến loại này. Gần đây một loại cảm biến đặc biệt nhạy cảm, có độ chính xác cao, dễ sử dụng, rẻ tiền và miễn nhiễm với ảnh hưởng của điện từ đang được phát triển và ứng dụng, đó là cảm biến quang học Bragg Grating. Nguyên lý hoạt động của cảm biến này được trình bày chi tiết bởi Chan và đồng nghiệp [32]. Các kết quả đo đạc dạng riêng ở tần số cao dựa trên cảm biến Bragg Grating này và thiết bị đo dao động bằng laser đã cho kết quả với độ chính xác rất cao. Loại cảm biến này đang được kỳ vọng ứng dụng nhiều trong các công trình lớn như cầu cống, nhà cao tầng,... Tuy nhiên hiện nay nó vẫn cần phải được nghiên cứu sao cho có thể sử dụng được với độ chính xác ổn định ở những nơi có điều kiện khắc nghiệt mà có thể gặp trong các công trình thực tiễn.

1.3. Tình hình nghiên cứu ở Việt Nam về chẩn đoán kết cấu bằng phương pháp dao động

Ở Việt Nam, lĩnh vực chẩn đoán kết cấu tập trung vào việc phát hiện các hư hỏng, đặc biệt hư hỏng dạng vết nứt trong kết cấu và được nghiên cứu chuyên sâu ở Viện Cơ học và Trường Đại học Bách khoa Hà Nội từ những năm 1990. Tiếp theo đó, chủ đề phát hiện vết nứt trong kết cấu được phát triển và nghiên cứu ở các nơi khác như Trường Đại học Xây dựng Hà Nội, Trường Đại học Bách khoa TP Hồ Chí Minh, Viện Khoa học Công nghệ Giao thông Vận tải, Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, Viện Cơ học ứng dụng TP Hồ Chí Minh,... Các nghiên cứu về hư hỏng được thực hiện trên nhiều loại kết cấu như kết cấu công trình xây dựng, móng cọc, cầu đường bộ và các công trình ngoài biển khơi như giàn khoan, giàn DKI [49-53, 55]. Nguyễn Xuân Hùng [57] đã trình bày một phương pháp xác định hư hỏng của giàn khoan biển sử dụng các số liệu đo dao động và cho kết quả khả quan. Trong khi đó tác giả Nguyễn Văn Phó [55] cũng đã trình bày một phương pháp không phá hủy để chẩn đoán hư hỏng dựa trên phản ứng động của các công trình xây dựng. Trong các nghiên cứu khác, Nguyễn Tiến Khiêm và Trần Văn Liên [49, 50, 52, 53]

đã trình bày các phương pháp giải bài toán ngược nhằm phát hiện vết nứt dựa trên các số liệu đo đạc về tần số riêng. Trong các nghiên cứu này, phương pháp ma trận độ cứng động được phát triển và cho kết quả khả quan trong việc chẩn đoán các vết nứt trong các kết cấu kiểu dầm. Việc kiểm tra đánh giá mức độ liên kết giữa nền và giàn khoan biển dựa trên các số liệu đo dao động cũng đã được thực hiện trong các nghiên cứu đó.

Phạm Xuân Khang [15-18, 54, 64, 79] đã thực hiện một số nghiên cứu về chẩn đoán KCN cầu bằng phương pháp dao động. Trong đó, tác giả đã phát triển thuật toán nhận dạng vị trí hư hỏng của cầu bằng tương quan dạng dao động riêng ở hai trạng thái so sánh tại các điểm đo. Thuật toán này đã được áp dụng cho số liệu thử nghiệm thực tế trên cầu I-40 và cầu Yên Bái và cho kết quả đúng. Ngoài ra, tác giả đã xây dựng thuật toán tìm kiếm mô hình tính toán của cầu bằng phương pháp lập thư viện dữ liệu hư hỏng và so sánh tương quan dạng dao động riêng thực nghiệm với các dạng dao động trong thư viện. Thuật toán này đã được áp dụng cho số liệu thử nghiệm thực tế trên cầu I-40 và cho kết quả phù hợp. Tác giả cũng đưa ra trình tự chẩn đoán KCN bằng phương pháp dao động trong đó chủ yếu dựa vào sự thay đổi của dạng dao động riêng (dạng thức dao động).

Bùi Đức Chính [7-11] cũng đã trình bày nghiên cứu về chẩn đoán hư hỏng của kết cấu dưới công trình cầu sử dụng phương pháp không phá hủy. Trong một nghiên cứu, tác giả sử dụng biến đổi Hilbert-Huang cho dữ liệu đo dao động của một số trụ cầu, trên cơ sở so sánh kết quả phân tích để tìm ra trụ cầu có hư hỏng lớn gây ảnh hưởng tới toàn bộ công trình cầu [11].

Nguyễn Việt Khoa [19, 38-44, 55] đã công bố nhiều nghiên cứu về lĩnh vực phát hiện vết nứt trong kết cấu. Các nghiên cứu chủ yếu của tác giả tập trung vào động lực học kết cấu, các phương pháp đo đạc dao động và thử nghiệm tại hiện trường và các phương pháp xử lý tín hiệu dao động. Những kết quả nghiên cứu của tác giả được thực hiện thông qua các đề tài nghiên cứu tại Viện Cơ học, tại các trường đại học ở nước ngoài như Anh, Mỹ và đã có những công bố quan trọng về lĩnh vực này ở trong và ngoài nước. Các phương pháp áp dụng trong các công bố của tác giả chủ yếu là phương pháp không phá hủy, đặc biệt là phương pháp dao động.

Các kết quả nghiên cứu chính về chẩn đoán cầu bằng phương pháp dao động được tóm tắt như sau:

a) **Về mô hình hóa kết cấu:** phương pháp PTHH được sử dụng rộng rãi trong mô tả cầu, tuy vậy sử dụng kiểu phần tử nào (dầm, tấm, khối,...) để mô hình hóa kết cấu và mô phỏng hư hỏng của cầu là vấn đề mở và còn phát triển.

b) **Các phương pháp thử nghiệm và xử lý số liệu đo:** có 3 phương pháp là thử nghiệm bằng kích động điều hòa, thử nghiệm bằng kích động xung và thử nghiệm với dòng xe lưu thông bình thường trên cầu (thử nghiệm trong điều kiện khai thác). Tùy theo phương pháp thử nghiệm mà phải sử dụng các thuật toán xử lý số liệu phù hợp để rút ra các đặc trưng dao động của cầu.

c) **Các thuật toán nhận dạng hư hỏng:** nhiều thuật toán nhận dạng hư hỏng của cầu đã được công bố. Nhiều nhà nghiên cứu đã đề xuất nhận dạng trạng thái hư hỏng của cầu bằng cách xét thương quan dạng dao động riêng ở hai trạng thái so sánh, thuật toán này đã được sử dụng rộng rãi và cho kết quả phù hợp đặc biệt khi hư hỏng đủ lớn. Nhận dạng vị trí hư hỏng bằng đặc trưng dao động có các hướng nghiên cứu chính sau:

- Xây dựng ma trận độ cứng (hoặc độ mềm) theo các đặc trưng dao động đo được và so sánh với kết quả lý thuyết hoặc lần đo trước.

- Xem xét sự thay đổi phân bố năng lượng biến dạng, được xác định qua các đặc trưng dao động của cầu, để nhận dạng vị trí hư hỏng.

d) **Xây dựng mô hình thực trạng của cầu:** để xác định khả năng chịu tải của cầu cần xây dựng mô hình thực trạng của nó trên cơ sở các kết quả khảo sát thử nghiệm trên cầu. Hai hướng nghiên cứu được nhiều tác giả quan tâm là phương pháp trực tiếp và phương pháp thống kê.

- Trong phương pháp trực tiếp, mô hình tính của cầu được điều chỉnh một cách trực quan dựa trên số liệu khảo sát, đo đạc của cầu.

- Trong phương pháp thống kê, các đặc trưng dao động ứng với nhiều bộ hư hỏng giả định của kết cấu được tính toán từ trước, khi có số liệu đo người ta sẽ tìm kiếm mô hình phù hợp trong thư viện theo tiêu chuẩn nào đó, mô hình tìm ra được

xem là mô hình thực trạng của cầu và có thể sử dụng để tính toán khả năng chịu lực của nó theo các quy trình áp dụng.

1.4. Đo dao động trong điều kiện khai thác và tổng quan về lý thuyết nhận dạng dao động

1.4.1. Đo dao động trong điều kiện khai thác

Đo dao động trong điều kiện khai thác của kết cấu cầu là phương pháp đo phản ứng của kết cấu cầu dưới tác dụng của các kích thích ngẫu nhiên như gió, rung động đất nền... Trong nhiều trường hợp, đoàn xe qua lại trên cầu cũng được coi là kích thích ngẫu nhiên. Từ phản ứng của kết cấu, bằng các thuật toán nhận dạng, có thể xác định được các đặc trưng dao động của kết cấu công trình cầu.

Hiện nay, áp dụng trong công trình cầu có ba loại đo dao động:

- + EMA (FVT): Đo dao động cường bức
- + OMA (AVT): Đo dao động trong điều kiện khai thác
- + OMAX: Đo dao động tổng hợp.

Những mô hình sử dụng trong phân tích động kết cấu đã được lý tưởng hóa để tượng trưng cho phản ứng của kết cấu thực đối với những tải trọng khác nhau. Những mô hình này có thể được xác định thông qua việc thử nghiệm dao động cường bức và đo trong điều kiện khai thác. Cả 2 việc này có thể được sử dụng để nhận dạng thuộc tính của kết cấu (tần số dao động, dạng thức dao động và hệ số cản).

Đo dao động trong điều kiện khai thác nhằm mô tả phản ứng tuyến tính của kết cấu từ những biên độ dao động nhỏ. Chúng cũng có thể được sử dụng để mô tả những hư hỏng của toàn bộ kết cấu hoặc một bộ phận kết cấu, sử dụng trong việc giám sát tình trạng kết cấu và trong nghiên cứu kiểm tra kết cấu. Do đó, việc phát triển những phương pháp thực nghiệm đối với đo đặc hiện trường các kết cấu hư hỏng cần được quan tâm. Một sự thuận lợi hơn trong việc khảo sát dao động của cầu trong điều kiện khai thác so với dao động cường bức đó là thường cần ít sự giám sát và đảm bảo giao thông trên cầu. Nguồn kích thích dao động là gió, rung động nhỏ, động đất nhỏ, xe chạy ngẫu nhiên trên cầu,...

Ở California, Mỹ, việc kiểm tra dao động trong điều kiện khai thác của kết cấu đã được tiến hành khoảng 65 năm trước. Công ty khảo sát U.S. Coast và Geoditic đã bắt đầu đo những chu kỳ cơ bản của những tòa nhà bằng việc kiểm tra dao động trong

điều kiện khai thác từ trước năm 1930. Khoảng 30 năm sau đó, các nhà khoa học lại quan tâm tới phương pháp này và đã chỉ ra rằng nó có thể được sử dụng để xác định những tần số thấp và những mode dao động của các kết cấu nguyên trạng. Phương pháp đo dao động trong điều kiện khai thác cũng được sử dụng trong đo đạc các tòa nhà cao tầng nhằm nhận dạng tần số riêng, dạng thức dao động và hệ số cản để đánh giá các tình trạng kết cấu đó.

1.4.2. Tổng quan về lý thuyết nhận dạng dao động kết cấu cầu

Dựa trên số liệu đo dao động tại hiện trường của kết cấu, có nhiều phương pháp xử lý để thu được các dạng thức dao động, tần số dao động riêng, hệ số cản và các tham số động khác của kết cấu đó.

Có nhiều nghiên cứu đã đưa ra việc xem xét mở rộng và so sánh các phương pháp nhận dạng kết cấu áp dụng trong đó có đo dao động thực nghiệm tại hiện trường. Đối với FVT, sử dụng phương pháp nhận dạng hệ thống, hoặc trong thời gian hoặc miền tần số. Còn đối với AVT, phương pháp chọn đỉnh (PP) là phổ biến nhất, có nhiều tần số thông qua phổ rất nhiều các tần số phân tán, nhưng chỉ chọn các tần số tại các đỉnh của phổ này. Ngày nay, phương pháp nhận dạng hệ thống phát triển mạnh hơn và đang được sử dụng rộng rãi, như phương pháp nhận dạng phương thức dao động từ phản ứng của kết cấu do tác động của môi trường xung quanh, phương pháp nhận dạng không gian con ngẫu nhiên (SSI) và phương pháp Polymax, đưa ra một sự kết hợp rất tốt giữa tốc độ xử lý và độ chính xác. Với phương pháp này, có thể đưa ra hình dạng thức dao động rất chính xác. Bên cạnh đó, các mode gần nhau có thể được tách ra dễ dàng hơn. Một công cụ thuận tiện cho việc tìm kiếm chính xác của kết cấu được gọi là biểu đồ ổn định sẽ được trình bày chi tiết ở mục sau.

Có nhiều phương pháp nhận dạng hệ thống được sử dụng, dưới đây giới thiệu tổng quan một số phương pháp nhận dạng phổ biến.

a) Phương pháp miền tần số phức hợp bình phương nhỏ nhất đa tham chiếu

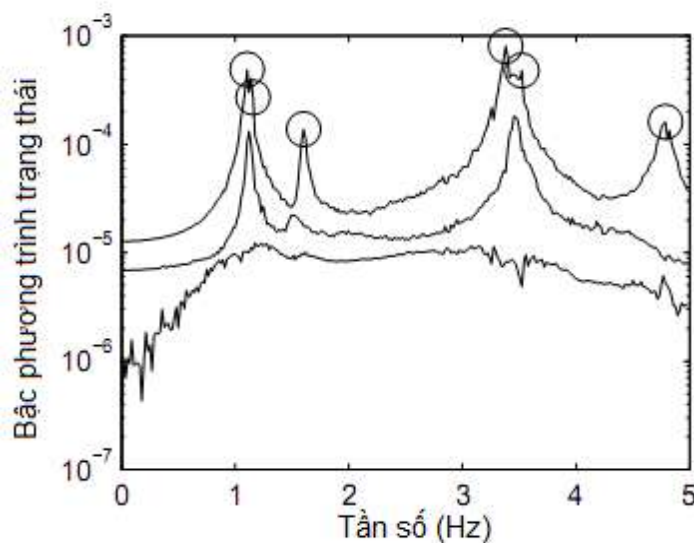
Ban đầu, phương pháp đánh giá miền tần số phức hợp bình phương nhỏ nhất (LSCF) phức tạp được giới thiệu với giá trị ban đầu cho việc tối đa khả năng lặp đi lặp lại. Sử dụng phương pháp ước tính mẫu số chung chức năng chuyển giao mô hình nhanh chóng tìm thấy các “giá trị ban đầu” mang lại các thông số chuẩn đã được lựa

chọn chính xác với việc tính toán trên máy tính. Lợi thế quan trọng nhất của đánh giá LSCF là việc thu được các giản đồ ổn định và rõ ràng.

Phương pháp đánh giá miền tần số phức hợp bình phương nhỏ nhất, cũng được biết đến dưới tên thương mại của nó Polymax, là một phiên bản đa tham chiếu của phương pháp LSCF, sử dụng mô hình ma trận phân số, cũng là yếu tố tham gia có sẵn khi xây dựng sơ đồ ổn định. Lợi ích chính của phương pháp đa tham chiếu là phân tích giá trị đơn và cực không gian gần nhau có thể được tách ra. Trong phương pháp này, cả hai thuật toán xác định bắt đầu từ dữ liệu đo và các thuật toán ngẫu nhiên bắt đầu từ phổ mật độ năng lượng, có thể được thực hiện, và áp dụng cho cả FVT và AVT.

b) Phương pháp chọn đỉnh (Peak picking)

Phương pháp này được đặt tên theo bước quan trọng của phương pháp: việc xác định các tần số riêng là việc chọn các đỉnh của một phổ tần số (Hình 2.4). Phổ xung quanh tần số riêng được đánh giá dưới giả thiết của hệ số cản thấp và được tách tần số riêng. Phương pháp này phù hợp cho việc xử lý nhanh của các mode dao động của kết cấu trước khi thực hiện các phân tích chi tiết hơn.



Hình 1.1. Minh họa biểu đồ ổn định dải tần số được xử lý từ dữ liệu đo dao động

c) Các chức năng chỉ định mode phức hợp (CMIF)

CMIF là một công cụ để đếm số lượng các mode dao động trong tín hiệu đo được. CMIF cũng xác định các tham số dao động từ chức năng phản ứng tần số bằng cách chọn đỉnh của các giá trị phức hợp. Khi áp dụng cho dữ liệu đầu ra, các giá trị duy

nhất của ma trận mật độ phổ công suất (PSD) tính là tổng ma trận nhận dạng dương PSD (PSD +) và nghịch đảo của nó, được sử dụng. Phương pháp này đôi khi còn được gọi là phân tích miền tần số.

d) Phương pháp nhận dạng không gian con miền thời gian

Trong thực tế, dao động của kết cấu bị ảnh hưởng bởi những yếu tố sau (bị ảnh hưởng ít nhất một phần): tiếng ồn màu, số lượng dữ liệu là hữu hạn, các đặc tính bị ảnh hưởng bởi nhiệt độ, độ ẩm, tải trọng không tĩnh, v.v... và thứ tự hệ thống được lựa chọn bởi những người sử dụng. Do đó, các ma trận nhận dạng chỉ là ước tính: A, C. Từ quan điểm thống kê, có 3 loại lỗi trên A và C:

+ Độ nghiêng của mô hình: (A,C) chưa đúng;

+ Mode giả;

+ Độ nghiêng của mode: mode nhận dạng của hệ thống thực sự có thể bị nghiêng;

+ Phương sai của mode: mode của (A,C) có thể bị sai;

Lỗi độ nghiêng có thể được loại bỏ một phần với sơ đồ ổn định. Ngược lại, lỗi phương sai chỉ có thể được ước tính.

e) Kết hợp nhận dạng không gian con xác định ngẫu nhiên

Kết hợp phương pháp nhận dạng không gian con - ngẫu nhiên (CSI) tạo ra cả kích thích nhân tạo và kích thích môi trường xung quanh để biên độ của kích thích nhân tạo có thể là nhỏ so với kích thích môi trường xung quanh. Điều này giúp mở rộng phạm vi xác định tần số riêng tới mode cao hơn và nâng cao chất lượng của các tham số dao động như để ước tính hệ số tỷ lệ tuyệt đối của nhận dạng các hình dạng mode. Phiên bản dựa trên tham chiếu (CSI/ref) đã được sử dụng để tăng tính chính xác và tính toán tác động của phương pháp trong đó các kết quả tham chiếu đóng một vai trò quan trọng. Các số liệu đầu ra tham chiếu là tín hiệu cảm biến tham chiếu chéo chéo giữa các thiết lập thử nghiệm khác nhau vì chúng được đặt tại các vị trí tối ưu trên kết cấu, nơi nó được dự kiến rằng tất cả các hình thức dao động có mặt trong các dữ liệu đo. Tuy nhiên, cảm biến bổ sung có thể được bao gồm như là tham chiếu trong một thiết lập nhận dạng. Ngược lại, bằng cách sử dụng chỉ có kết quả đầu ra của tham chiếu để xây dựng các không gian con của kết quả đầu ra trong quá khứ, có thể làm giảm ảnh hưởng các hiện tượng nhiễu bởi không lựa chọn chúng như là thông số tham chiếu. Bởi

vì các kênh này vẫn còn được sử dụng cho việc xây dựng các không gian con của kết quả đầu ra trong tương lai, các thông tin hữu ích đó được thể hiện trong các kết quả đầu ra - ví dụ như chuyển vị do dao động - không bị mất đi.

1.4.3. Lưới bố trí điểm đo trên KCN cầu

Để đo và nhận dạng được dao động của toàn bộ KCN cầu cần phải biết được chuyển vị hay là dao động của từng điểm trên KCN, tức là phải bố trí các điểm đo dao động tại các điểm đó. Nếu bố trí càng nhiều điểm đo thì kết quả thu được càng chính xác và càng mịn, tuy nhiên việc này dẫn đến chi phí rất lớn. Vì vậy cần phải thiết lập một lưới các điểm đo cần thiết trên KCN cầu sao cho kết quả thu được đảm bảo được độ chính xác cần thiết.

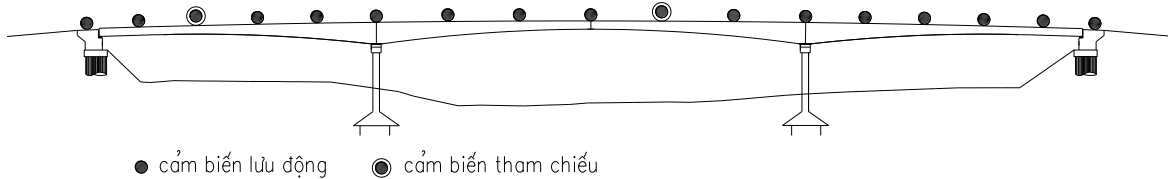
Như đã đề cập trước đó, đo dao động của kết cấu dưới sự kích thích của môi trường xung quanh và sử dụng dữ liệu thu được để xác định các đặc tính động học của kết cấu. Một yếu tố quan trọng trong thử nghiệm dao động là nguồn gốc của dao động, tức là đầu vào. Trong thử nghiệm dao động cưỡng bức, người ta phải chọn vị trí của tải và kích thích để thiết kế một mạng lưới đo lường. Lưới đo này được dựa trên các mục tiêu của thử nghiệm đó là để xác định chuyển vị của các vị trí trên kết cấu. Lưới đo phải đủ dày đặc để có độ phân giải cao cho các dạng thức dao động cao (để tránh gây khúc không gian). Thiết kế của lưới đo được dựa trên từng loại kết cấu cụ thể và dựa trên tình hình thực tế. Ví dụ với một KCN cầu giàn, lý tưởng nhất là lưới bố trí điểm đo tại tất cả các nút giàn. Tuy nhiên trong thực tế rất khó để bố trí điểm đo tại thanh biên trên của giàn vì lý do an toàn, vì vậy lưới điểm đo sẽ phải giản lược nhưng vẫn phải đảm bảo thu được tương đối chính xác các dạng dao động cần đo của giàn.

Cảm biến tham chiếu và cảm biến lưu động

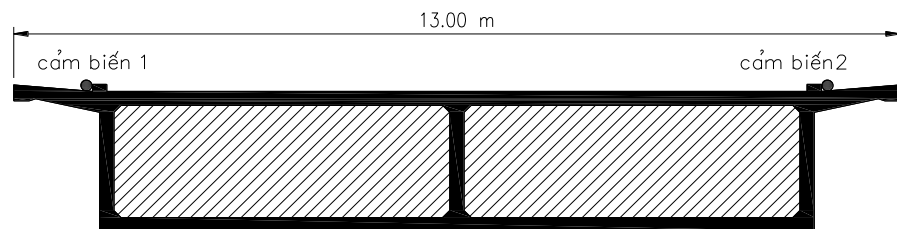
Nếu có nhiều điểm đo hơn các cảm biến hiện có (trong nhiều trường hợp là vậy), thì toàn bộ lưới điểm đo lường cần phải được đề cập trong nhiều giai đoạn bởi những thiết lập đo khác nhau. Một số vị trí điểm tham chiếu được lựa chọn và đầu dò tại những điểm này được lưu giữ tại cùng một vị trí trong tất cả các thiết lập. Phần còn lại của đầu dò được di chuyển giữa các thiết lập, do đó các đầu dò thường được gọi là cảm biến lưu động, vì thế vào cuối thiết lập, phản ứng rung động tại tất cả các điểm lưới thử nghiệm sẽ được đo. Trong mỗi thiết lập, dao động được đo đồng thời ở tất cả các cảm

ứng tham chiếu và đầu dò lưu động, có nghĩa là phải có một bộ thu thập dữ liệu đa kênh cho công tác đo.

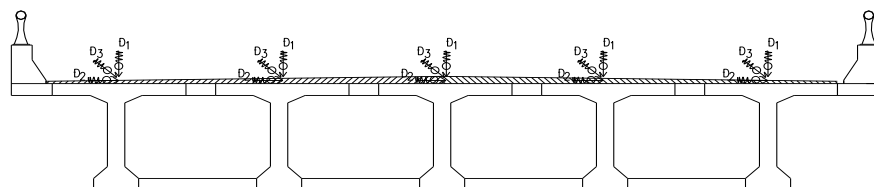
Vị trí lý tưởng cho một cảm biến tham chiếu là một vị trí mà tất cả các mode dao động quan trọng có biên độ chuẩn khác không. Ví dụ, theo hướng dọc của một cầu ba nhịp điển hình như trên Hình 1.2, vị trí cảm biến có thể được thiết lập từ giữa của nhịp trung tâm để xác định cả hai chế độ đối xứng và bất đối xứng. Theo hướng ngang, sự sắp xếp của các cảm biến trong mặt cắt ngang phụ thuộc vào trạng thái dao động xoắn. Nếu mặt cắt ngang của kết cấu phần trên là dạng hộp, độ cứng chịu xoắn cao và nếu tỷ lệ chiều dài nhịp so với chiều rộng của nó đủ lớn, kết cấu phần trên có thể được lý tưởng hóa như một dầm. Trong những trường hợp này, biến dạng ngang của kết cấu phần trên là nhỏ so với biến dạng theo chiều dọc. Kết quả là, hai cảm biến trên mặt cắt ngang gần như đủ để bao gồm cả uốn dọc và xoắn (xem Hình 1.3a). Cần lưu ý rằng lý thuyết dầm đơn không làm giảm bớt sự cần thiết phải kiểm tra cong vênh (mode cục bộ) trong dầm hộp thép. Đối với các mặt cắt ngang khác (ví dụ như nhiều dầm), nên sử dụng các điểm đo cho từng dầm như trên Hình 1.3b.



Hình 1.2. Minh họa vị trí lắp các cảm biến tham chiếu (khoanh tròn) trên cầu.



a) cầu dầm hộp



b) cầu nhiều dầm

Hình 1.3. Bố trí các cảm biến trên các dạng mặt cắt ngang cầu.

Đối với cầu nhiều dầm, nếu không đủ cảm biến, nên để thành từng đường theo phương dọc cầu. Mỗi thiết lập đo một hoặc một vài đường cho đến khi quét toàn bộ mặt cắt ngang. Quá trình này là cực kỳ hữu ích đối với các cầu nhiều làn xe: đó là có thể đo làn này nhưng làn khác giao thông vẫn bình thường.

1.4.4. Công nghệ cảm biến

Yếu tố quan trọng quyết định có hay không một hư hỏng cụ thể của kết cấu có thể được phát hiện, là sự lựa chọn các cảm biến (độ nhạy cảm, vị trí, số lượng) và khoảng tần số bao phủ. Thông thường, đo dao động dựa vào kích thích môi trường xung quanh chỉ cung cấp thông tin tốt về số lượng của các tần số dao động thấp. Một cách để mở rộng khoảng tần số là việc sử dụng một nguồn kích thích nhân tạo, bổ sung cho các dao động do môi trường xung quanh. Cảm biến thích hợp và sự biến đổi tín hiệu không phải là một vấn đề lớn trong trường hợp đo dao động cưỡng bức vì cường độ của tín hiệu được đo vẫn ít nhiều liên tục.

Đối với AVT, các cảm biến và các loại cáp thường cần phải được lựa chọn cẩn thận. Kích thích môi trường xung quanh đòi hỏi cảm biến có độ nhạy cao và độ phân giải cao (độ nhiễu bên trong rất thấp).

Các loại cảm biến

Mặc dù gia tốc vẫn thường được sử dụng, việc bổ sung các cảm biến biến dạng vẫn có các lợi thế riêng biệt cho việc đánh giá hư hỏng tiếp theo của kết cấu. Biến dạng (hoặc sự uốn cong) có độ nhạy cao hơn nhiều với các hư hỏng so với biên độ dao động. Chúng được đo với các điều kiện độ chính xác cao hơn, ngay cả ở mức kích thích thấp. Từ các chuyển vị được đo, biến dạng cũng có thể được xác định.

Có một số công nghệ cảm biến đã được sử dụng trong dao động dựa trên thử nghiệm hiện trường. Sau đây là những công nghệ phổ biến nhất:

- + Công nghệ cảm biến truyền thống (tín hiệu điện);
- + Công nghệ sợi quang học;
- + Đo không tiếp xúc (giao thoa sóng, laser, vv...);
- + Cảm biến không dây;
- + GPS.

Cảm biến cổ điển đã được sử dụng rộng rãi và liên tục trong thực tiễn. Người ta tin rằng hai công nghệ mới, sợi quang học và cảm biến không dây, sẽ ngày càng trở

nên phổ biến hơn. Những cuộn cảm đưa ra khả năng đo biến dạng động, về sau còn đưa ra các ưu điểm của việc tăng tốc độ thiết lập. Trong khi đó, các phép đo không dây là ít tin cậy hơn trong điều kiện thí nghiệm hiện trường. Công nghệ GPS là đầy hứa hẹn nhưng chưa được sử dụng rộng rãi (do độ phân giải thấp).

Cảm biến không dây

So với chi phí tương đối cao và tiêu thụ thời gian gắn liền với hệ thống giám sát kết cấu hệ dây, việc sử dụng các bộ cảm biến không dây là thuận lợi về cấu hình đơn giản và triển khai nhanh chóng. Gần đây, các bộ cảm biến không dây đã trở nên phổ biến trong cộng đồng công trình xây dựng đối với SHM. Hệ thống thu thập không dây thường được lắp ráp từ các thiết bị cảm biến không dây kết hợp khả năng cảm nhận, thu thập dữ liệu và thông tin liên lạc trong một thiết bị duy nhất.

Để theo dõi kết cấu, một mạng cảm biến không dây bao gồm các bộ cảm biến không dây đồng bộ hóa các thiết bị thường được sử dụng. Thời gian thường là một trong những vấn đề quan trọng nhất, vì dữ liệu không đồng bộ có tác dụng không nhỏ trên hình dạng chuẩn xác định, mặc dù tác động của chúng trên các tần số xác định và hệ số cản là không đáng kể. Có hai loại vấn đề đồng bộ hóa thời gian được giải quyết. Vấn đề đầu tiên là sự biến động thời gian, hoặc độ lệch đồng hồ, được thể hiện như khoảng thời gian lấy mẫu không thống nhất trong một thiết bị cảm biến không dây. Và điều thứ hai là sự biến động không gian, được đặc trưng bởi lỗi này là thời gian đồng bộ hóa giữa các cảm biến không dây khác nhau. Vấn đề sự biến động thời gian thường có thể được giải quyết bằng cách sử dụng một đồng hồ thời gian với độ chính xác cao. Và vấn đề sự biến động không gian thường có thể được giải quyết bằng cách triển khai mạng wi-fi đồng bộ thời gian giữa các bộ cảm biến không dây.

Thu thập dữ liệu

Tất cả các kênh đo cần phải được đăng nhập trong một hệ thống thu thập dữ liệu (DAQ) duy nhất. Tuy nhiên, do các kênh giới hạn, nhiều trên những sợi cáp dài, các loại khác nhau của đầu dò, có dây và hệ thống không dây, nên dữ liệu có thể được thu thập trong các hệ thống DAQ khác nhau. Trong trường hợp này một kỹ thuật đồng bộ hóa phù hợp phải được thực hiện, để các dữ liệu thu được có thể được kết hợp trong hệ thống trong bước nhận dạng dao động của kết cấu.

Kết luận Chương 1

Chẩn đoán kết cấu bằng dao động là bài toán đánh giá tình trạng của công trình đang khai thác dựa trên thông tin thu được qua kết quả đo dao động kết cấu đó. Hiện nay việc chẩn đoán, phát hiện hư hỏng trong KCN cầu ở Việt Nam chủ yếu dựa vào phương pháp tĩnh, trong đó có cả phương pháp phá hủy. Việc thử tải, đánh giá hiện trạng của KCN cầu hiện nay cũng chủ yếu dựa trên phương pháp thử tải tĩnh trong điều kiện cấm lưu thông trên cầu. Chẩn đoán KCN cầu bằng dao động là một phương pháp không phá hủy và hiện đại, mặt khác có thể tiến hành đo dao động KCN cầu trong điều kiện khai thác mà không làm gián đoạn lưu thông trên cầu.

Phương pháp phân tích dao động được chia thành hai nhóm: nhóm có tham số và nhóm không tham số. Nhóm có tham số thường sử dụng các tham số như tần số dao động riêng, dạng thức dao động, biến dạng đàn hồi, độ cong đàn hồi,... của kết cấu. Trong đó, tần số dao động riêng và dạng thức dao động là các tham số cơ bản nhất trong bài toán chẩn đoán kết cấu bằng dao động. Việc lựa chọn và sử dụng các tham số dao động phục vụ cho bài toán chẩn đoán KCN cầu thông qua các phân tích, tính toán và đo dao động thực tiễn KCN cầu; đồng thời xây dựng quy trình quản lý cầu dựa trên phương pháp dao động là cần thiết trong bối cảnh lưu lượng giao thông quá lớn ở TP Hà Nội hiện nay.

CHƯƠNG 2
CƠ SỞ LÝ THUYẾT VỀ DAO ĐỘNG KẾT CẤU, PHƯƠNG PHÁP
CHẨN ĐOÁN ĐỘNG VÀ CÁC THAM SỐ SỬ DỤNG TRONG
BÀI TOÁN CHẨN ĐOÁN ĐỘNG

2.1. Cơ sở lý thuyết về dao động kết cấu.

2.1.1. Phương trình vi phân dao động của hệ một bậc tự do

Để nghiên cứu về phương pháp chẩn đoán động và các tham số sử dụng trong bài toán chẩn đoán động KCN cầu, trước hết luận án trình bày cơ sở lý thuyết về dao động kết cấu – đây là nền tảng của phương pháp chẩn đoán động. Về mặt lý thuyết, các tham số dao động của kết cấu được xác định từ phương trình vi phân dao động của kết cấu.

Phương trình vi phân dao động cưỡng bức của hệ một bậc tự do, giả sử là 1 dầm như trên Hình 2.1, được viết như sau [73]:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f(t) \quad (2.1)$$

Trong đó:

m là khối lượng,

c là hệ số cản của kết cấu,

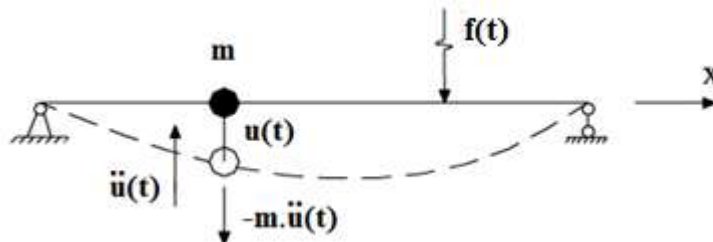
k là độ cứng của kết cấu,

$u(t)$ là chuyển vị của khối lượng theo thời gian,

$\dot{u}(t)$ là vận tốc chuyển động của khối lượng theo thời gian, bằng đạo hàm bậc nhất của chuyển vị,

$\ddot{u}(t)$ là gia tốc chuyển động của khối lượng theo thời gian, bằng đạo hàm bậc hai của chuyển vị,

$f(t)$ là lực kích thích theo thời gian.



Hình 2.1. Hệ 1 bậc tự do.

Khi không có lực cưỡng bức tác dụng lên hệ, phương trình vi phân dao động tự do của hệ một bậc tự do có dạng như sau:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (2.2)$$

Nghiệm của phương trình (2.2) có dạng như sau:

$$u = e^{\lambda t} \quad (2.3)$$

trong đó λ là tham số, t là thời gian. Khi đó phương trình dao động trở thành:

$$e^{\lambda t} (m\lambda^2 + c\lambda + k) = 0 \quad (2.4)$$

Do đó:

$$m\lambda^2 + c\lambda + k = 0 \quad (2.5)$$

Phương trình này được gọi là phương trình đặc trưng của dao động tự do có cản. Hai nghiệm của phương trình bậc hai này có dạng như sau:

$$\lambda_1, \lambda_2 = \frac{-c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad (2.6)$$

Lời giải của phương trình dao động trên phụ thuộc vào bản chất của 2 nghiệm λ_1 và λ_2 . Nói chung, có 3 trường hợp có thể xảy ra đối với dao động tắt dần của kết cấu: cản tới hạn, cản quá mức và cản ít (đây là loại dao động tắt dần thường gặp trong các kết cấu công trình, được gọi là cản tự nhiên hoặc tắt dần tự nhiên).

Hai trường hợp cản tới hạn và cản quá mức xảy ra khi biểu thức dưới dấu căn bậc hai trong công thức (5) lớn hơn hoặc bằng không. Trong cả 2 trường hợp, hệ không tồn tại dao động. Hệ số cản tới hạn $c = c_{cr}$, với $c_{cr} = 2\sqrt{km}$, là hệ số cản nhỏ nhất cần thiết để ngăn chặn kết cấu thực hiện dao động. Kết cấu có hệ số cản quá mức ($c > c_{cr}$) sẽ mất nhiều thời gian hơn trong việc làm tiêu tan dao động so với kết cấu có hệ số cản tới hạn ($c = c_{cr}$).

Trường hợp cản ít xảy ra khi biểu thức dưới dấu căn bậc hai trong công thức (2.6) nhỏ hơn không, khi đó λ_1 và λ_2 là 2 nghiệm phức. Đây chính là dạng dao động phổ biến trong thực tế. Phương trình dao động của hệ như sau [14, 20]:

$$u(t) = e^{-(c/2m)t} [A_1 \cos(\omega_D t) + A_2 \sin(\omega_D t)] \quad (2.7)$$

trong đó $\omega_D = \sqrt{\frac{k}{m} - \left(\frac{c}{2m}\right)^2}$ được gọi là tần số dao động vòng có cản [rad/s], A_1

và A_2 là các hệ số. Trong trường hợp hệ không có cản, tần số này lại trở thành tần

số dao động riêng $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$. Để đánh giá mức độ cản của hệ hoặc kết cấu người ta sử dụng khái niệm “hệ số giảm chấn” hay “tỷ số của hệ số cản tới hạn” ξ :

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad (2.8)$$

Khi đó tần số vòng và chu kỳ dao động có cản lần lượt là:

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (2.9)$$

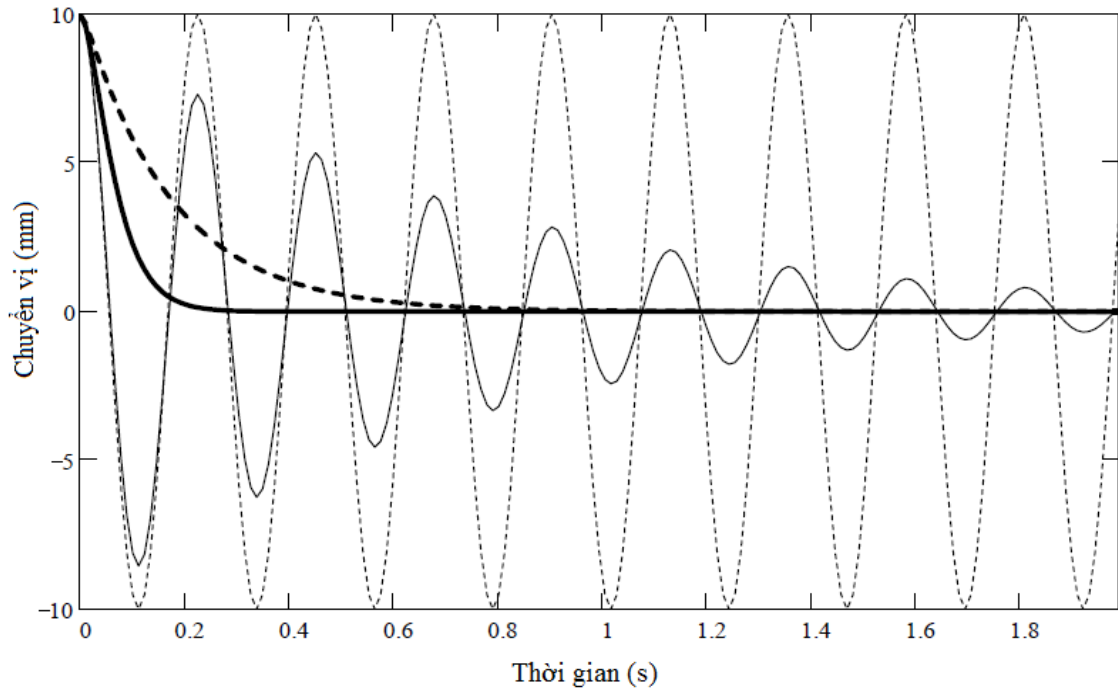
$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} = \frac{2\pi}{\omega \sqrt{1 - \xi^2}} \quad (2.10)$$

Cuối cùng, phương trình dao động của hệ có dạng:

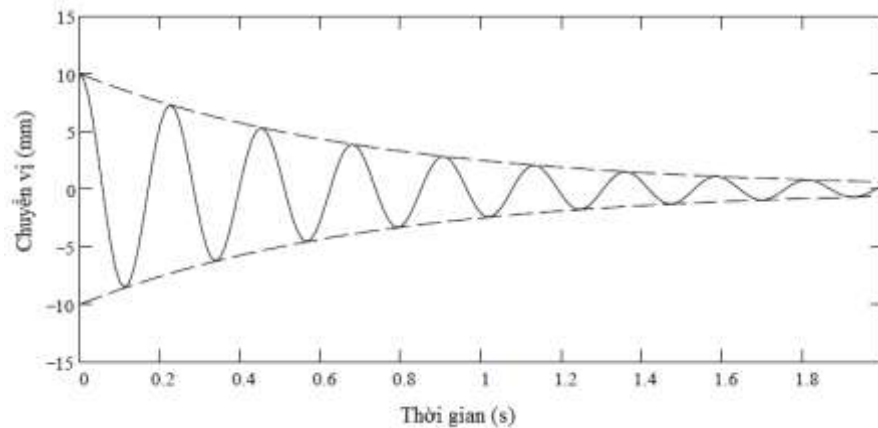
$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \left[u_0 \cos(\omega_D t) + \frac{v_0 + u_0 \xi \omega}{\omega_D} \sin(\omega_D t) \right] \quad (2.11)$$

trong đó u_0 và v_0 là chuyển vị và vận tốc ban đầu. Đây là phương trình dao động của hệ có tần số vòng ω_D , dạng dao động không phải dạng điều hòa mà là dao động có biên độ giảm dần theo thời gian. Cần chú ý rằng tần số dao động có cản ω_D khác với tần số dao động riêng ω của kết cấu, quan hệ giữa chúng được thể hiện trong công thức (2.9).

Hình 2.2 minh họa dao động trong các trường hợp kết cấu không có cản (nét đứt mảnh), cản ít (nét liền mảnh), cản tới hạn (nét liền đậm) và cản quá mức (nét đứt đậm) với chuyển vị và vận tốc ban đầu khác không. Dễ nhận thấy trong trường hợp cản tới hạn và cản quá mức, chuyển vị (hay độ võng) không thực hiện dao động mà tắt dần tới giá trị không, còn trong trường hợp cản ít, kết cấu thực hiện dao động với biên độ giảm dần theo thời gian. Hình 2.3 thể hiện đồ thị dao động của kết cấu có cản (ít) và đường cong tiêu hao biên độ dao động dạng mũ (gọi là đường bao biên độ dao động).



Hình 2.2. So sánh biểu đồ dao động trong các trường hợp không có cản, cản ít, cản tới hạn và cản quá mức.



Hình 2.3. Đồ thị dao động của kết cấu có cản ít và đường bao biên độ dao động

Trong trường hợp hệ không có cản, phương trình vi phân dao động tự do của hệ trở thành:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (2.12)$$

Tần số của dao động khi này được gọi là tần số dao động riêng. Tần số vòng của dao động riêng:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.13)$$

Tần số dao động riêng:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (2.14)$$

Chu kỳ dao động riêng:

$$T = \frac{1}{f} \quad (2.15)$$

2.1.2. Dao động của hệ nhiều bậc tự do

Trong thực tế khi gặp hệ kết cấu có một bậc tự do (một khối lượng). KCN cầu gồm các dầm và thanh hoặc bản liên kết với nhau có tiết diện không đổi hoặc thay đổi, do đó, khối lượng của hệ được phân bố đều hoặc không đều cho các bộ phận. Vì vậy, KCN cầu và những hệ đàn hồi có cấu trúc tương tự là những hệ có vô số bậc tự do [12].

Việc nghiên cứu dao động của hệ đàn hồi vô số bậc tự do như vậy gặp rất nhiều khó khăn. Trong kỹ thuật, người ta thường thay thế hệ vô số bậc tự do thành hệ tương đương hữu hạn bậc tự do để có thể giải quyết bài toán dễ dàng hơn mà vẫn đạt được độ chính xác cần thiết trong kết quả. Hệ nhiều bậc tự do có thể ứng với khối lượng, hệ số cản và độ cứng phân bố liên tục (thậm chí có thể phân bố rời rạc) trong hệ động lực.

Phương trình tổng quát của hệ nhiều bậc tự do được viết như sau:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (2.16)$$

Trong đó:

M là ma trận khối lượng,

C là ma trận hệ số cản của kết cấu,

K là ma trận độ cứng của kết cấu,

$u(t)$ là véc-tơ chuyển vị của khối lượng theo thời gian,

$\dot{u}(t)$ là véc-tơ vận tốc chuyển động của khối lượng theo thời gian, bằng đạo hàm bậc nhất của chuyển vị,

$\ddot{u}(t)$ là véc-tơ gia tốc chuyển động của khối lượng theo thời gian, bằng đạo hàm bậc hai của chuyển vị,

$F(t)$ là véc-tơ lực kích thích theo thời gian.

2.1.3. Các tham số đặc trưng dao động

Trong trường hợp hệ không có cản và dao động tự do ($C = 0$), véc-tơ chuyển vị có thể được viết dưới dạng sau [19]:

$$u(t) = \phi \cos \omega t \quad (2.17)$$

vậy:

$$(-\omega^2 M + K) \phi \cos \omega t = 0 \quad (2.18)$$

hoặc:

$$(M^{-1}K - \omega^2 I) \phi \cos \omega t = 0 \quad (2.19)$$

Đặt $K_M = M^{-1}K$, thu được:

$$(K_M - \omega^2 I) \phi \cos \omega t = 0 \quad (2.20)$$

Trong đó:

ω là tần số vòng của dao động riêng (hay gọi tắt là tần số dao động riêng),

ϕ là véc-tơ dạng thức dao động riêng,

M là ma trận khối lượng,

C là ma trận hệ số cản của kết cấu,

K là ma trận độ cứng của kết cấu,

I là ma trận đường chéo đơn vị.

Như vậy đối với kết cấu, có hai tham số dao động quan trọng là tần số dao động riêng ω (hoặc f) và dạng thức dao động riêng ϕ . Để biết được kết cấu dao động như thế nào thì phải xác định được hai tham số dao động này.

Với ϕ khác không, phương trình 2.18 chính là bài toán trị riêng chuẩn, trong đó (ω^2, ϕ) là các cặp giá trị riêng và véc-tơ dạng thức dao động riêng, tổng số là n cặp cho n bậc tự do (ứng với bậc của các ma trận M, C và K [19]). Đối với khối lượng tập trung, ma trận M^{-1} chỉ chứa các nghịch đảo của các phần tử đường chéo của ma trận M và cũng là ma trận đường chéo. Khi sử dụng gần đúng này trong quá trình mô hình hóa thì việc thiết lập K_M qua nghịch đảo của ma trận M sẽ không khó khăn.

Bản chất của tần số dao động riêng ω và dạng thức dao động riêng ϕ tương ứng có thể nhận được bằng phương pháp số [26, 27] qua các thuật toán giải bài toán trị riêng thông thường. Như vậy, một hệ dao động n bậc tự do có n tần số riêng ω_j ($j = 1, 2, \dots, n$) được sắp xếp theo thứ tự từ nhỏ tới lớn ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$) tương ứng với chu kỳ dao động riêng T_j và dạng thức dao động riêng ϕ_j . Thuật ngữ “*riêng*” ở

đây nhấn mạnh rằng đó là các tính chất riêng của hệ dao động, nó chỉ phụ thuộc vào các khối lượng và độ cứng của hệ.

Hiện nay các quy trình phân tích bằng PTHH hiện đại đã mô hình hóa độ cứng của hệ kết cấu liên tục hoặc rời rạc như một hệ nhiều bậc tự do, chúng cải thiện đáng kể các khả năng phân tích động lực (mở rộng để mô hình hóa ma trận khối lượng và ma trận cản và gồm cả giá trị riêng/véc-tơ riêng). Các phần mềm này có thể dùng để tính các đặc trưng động lực của hệ kết cấu phức tạp. Một số phần mềm cho phép nhận được ứng đáp thời gian đối với một lực tác động tổng quát $F(t)$ (bao gồm cả sơ đồ tích phân từng bước, phương pháp chồng mode – còn được gọi là phương pháp rút gọn) hay lời giải có thể nhận được trong mặt phẳng phức khi lực tác động $F(t)$ là hàm điều hòa.

2.2. Các phương pháp chẩn đoán kết cấu dựa trên dao động

Chẩn đoán kết cấu dựa trên dao động là bài toán đánh giá tình trạng và phát hiện hư hỏng của kết cấu đang khai thác dựa trên kết quả đo dao động kết cấu đó. Phương pháp phân tích dao động được chia thành hai nhóm: nhóm có tham số và nhóm không tham số. Nhóm có tham số thường sử dụng các tham số như tần số dao động riêng, dạng thức dao động, biến dạng đàn hồi, độ cong đàn hồi,... của kết cấu. Dưới đây trình bày các phương pháp chẩn đoán động sử dụng tham số.

2.2.1. Phương pháp dựa trên sự thay đổi tần số

Đây là phương pháp sử dụng khái niệm về sự tương quan tuyến tính để tìm kiếm vị trí hư hỏng trong kết cấu đơn giản [70, 71]. Theo đó, góc giữa 2 vectơ tham số được tính toán để đánh giá khả năng tương quan. Những vectơ tham số được sử dụng cho việc đánh giá hệ số tương quan bao gồm n tần số dao động đầu tiên của kết cấu hư hỏng và n tần số dao động đầu tiên của kết cấu ban đầu (không hư hỏng).

Giá trị tương quan này được xác định như sau:

$$C_j = \frac{\Delta\omega^T \delta\omega_j}{|\Delta\omega| |\delta\omega_j|} \quad (2.33)$$

Trong đó:

$$\Delta\omega = \frac{\omega_h - \omega_d}{\omega_h} \quad (2.34)$$

Ở đây, ω_h và ω_d lần lượt là những vector tần số vòng của kết cấu ban đầu (không hư hỏng) và kết cấu có hư hỏng. Tương tự, $\delta\omega_j$ là vector lý thuyết được xác định từ mô hình. Chỉ số j biểu thị vị trí giả định của hư hỏng ($j = 1, 2, \dots, r$). Mức độ tương quan giữa tần số đo đạc và dự đoán (giả thiết) được sử dụng như là một chỉ tiêu đơn giản cho việc xác định vị trí hư hỏng.

Ngoài ra người ta cũng đã đề xuất một khái niệm tương quan tương tự dựa trên tiêu chí đảm bảo hình thức (MAC) để phát triển tiêu chí đảm bảo vị trí hư hỏng (DLAC) [70]. Phương pháp DLAC xác định mối tương quan của vector tỉ lệ thay đổi của tần số đo đạc thay vì các hình dạng thức dao động:

$$DLAC_j = \frac{|\Delta\omega^T \delta\omega_j|^2}{\Delta\omega^T \Delta\omega_j \quad \delta\omega_j^T \delta\omega_j} \quad (2.35)$$

Tương tự công thức 2.33, DLAC so sánh 2 vector thay đổi tần số, một dựa trên kết quả đo được từ kết cấu kiểm tra, vector còn lại lấy từ mô hình phân tích lý thuyết kết cấu. Phương trình 2.33 và 2.35 chỉ có thể được sử dụng để phát hiện những sự cố hư hỏng riêng lẻ. Những phương pháp sử dụng tần số riêng có một số hạn chế. Chúng không thể phân biệt hư hỏng ở những vị trí đối xứng trong kết cấu đối xứng. Sự hiệu quả của một kỹ thuật dựa trên sự tương quan để định vị hư hỏng phụ thuộc vào sự thiết lập hiệu quả và chính xác của những tham số hình thức của hệ thống trong mô hình số và thực nghiệm. Việc đạt được sự thiết lập chính xác của những tham số phân tích tương đương tốt với hoàn công kết cấu thực không phải lúc nào cũng thực hiện được trong thực tiễn. Trong khi đó, thường chỉ một số lượng giới hạn những tần số riêng có thể được nhận biết bằng thực nghiệm, đưa ra những lỗi trong việc nhận dạng và sự xác định vị trí duy nhất của hư hỏng. Phương pháp tiếp cận đa tiêu chí sẽ phù hợp hơn trong việc xác định hư hỏng đối với các trường hợp bao gồm hư hỏng riêng lẻ và đa hư hỏng trong dầm, bản mặt cầu và dầm.

2.2.2. Phương pháp dựa trên độ mềm biểu kiến

Độ mềm biểu kiến bao gồm ảnh hưởng của cả dạng thức dao động và tần số dao động riêng. Độ mềm biểu kiến được định nghĩa là tỷ số của dạng thức dao động với bình phương tần số dao động riêng tương ứng dưới dạng ma trận [70]. Ma trận độ mềm biểu kiến của kết cấu được thiết lập như sau:

$$[F] = [\phi][1/\omega^2][\phi]^T \quad (2.36)$$

Trong đó:

$[F]$ là ma trận độ mềm biểu kiến kết cấu,

$[\phi]$ là vectơ dạng thức dao động được chuẩn hóa khối lượng,

$[\phi]^T$ là vectơ chuyển trí của $[\phi]$,

$[1/\omega^2]$ là ma trận đường chéo chứa nghịch đảo bình phương của những tần số riêng theo thứ tự tăng dần.

Quan hệ giữa ma trận độ mềm và tần số như sau: khi độ mềm giảm thì tần số tăng. Ma trận độ mềm hội tụ một cách nhanh chóng khi các tần số tăng lên. Với phương pháp này, chỉ từ một vài tần số thấp cũng có thể đưa ra được ma trận độ mềm của kết cấu. Xuất phát từ ma trận độ mềm biểu kiến, sự thay đổi trong ma trận độ mềm biểu kiến gây ra bởi hư hỏng của kết cấu được xác định như sau:

$$MFC = \Delta[F] = [F^d] - [F^h] \quad (2.37)$$

Trong đó chỉ số “h” và “d” lần lượt biểu thị tình trạng bình thường (healthy) và hư hỏng (damaged) của kết cấu. Về mặt lý thuyết, sự hư hỏng kết cấu làm giảm độ cứng và gia tăng độ mềm. Khi độ mềm biểu kiến kết cấu tăng thì có thể hiểu đây là dấu hiệu cho thấy kết cấu bị hư hỏng. Ngoài ra, người ta còn sử dụng chỉ số độ mềm tổng thể (GFI) để nhận dạng sự suy giảm tình trạng kỹ thuật tổng thể của các kết cấu cầu trên đường cao tốc (Patjawit và Kanok – Nukulchai[63]).

2.2.3. Phương pháp dựa trên năng lượng biến dạng hình thức

Phương pháp tính chỉ số hư hỏng dựa trên năng lượng biến dạng hình thức là phương pháp sử dụng sự thay đổi (hay sự khác nhau) trong biến dạng hình thức giữa kết cấu ban đầu (khỏe mạnh) và kết cấu có hư hỏng. Năng lượng biến dạng hình thức U được tích trữ trong kết cấu đàn hồi được tính theo tích phân sau [70]:

$$U = \frac{1}{2} \iiint_V (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \sigma_z \varepsilon_z + \tau_{xy} \gamma_{xy} + \tau_{xz} \gamma_{xz} + \tau_{yz} \gamma_{yz}) dx dy dz \quad (2.38)$$

Trong đó, σ và τ là các thành phần ứng suất tại một điểm trong kết cấu, ε và γ là các biến dạng và góc trượt, V là thể tích của kết cấu trong hệ tọa độ không gian có ba trục x, y, z .

2.2.4. Phương pháp dựa trên độ cong đàn hồi

Đây là một phương pháp được đề xuất để xác định vị trí hư hỏng trong kết cấu liên tục. Vectơ độ cong biến dạng có hình dạng cong trơn trong trường hợp không hư hỏng. Do đó, những đỉnh cực trị trên đường cong có thể được sử dụng để chỉ ra sự thay đổi độ mềm hoặc độ cứng khác thường ở vị trí đó, ví dụ các đỉnh trên đường cong có nghĩa hư hỏng xuất hiện ở những vị trí tương ứng trên kết cấu [70].

Độ cong đàn hồi có thể lấy xấp xỉ như sau:

$$F_i^c = \frac{F_{i-1,i-1} - 2F_{i,i} + F_{i+1,i+1}}{\Delta l^2} \quad i=2, \dots, n_{n-1} \quad (2.39)$$

Trong đó $F_{i,i}$ và $F_i^{(c)}$ lần lượt là phần tử đường chéo thứ i của ma trận độ mềm và số hạng thứ i của vectơ độ cong đàn hồi, còn Δl là chiều dài của của phần tử, n_n là tổng số nút (node) của kết cấu.

2.2.5. Phương pháp dựa trên độ cong hình dạng mode

Pandey và cộng sự [61] đã giả định rằng hư hỏng kết cấu chỉ ảnh hưởng tới ma trận độ cứng và sự phân bố khối lượng của kết cấu. Những dạng mode trước và sau hư hỏng được rút ra lần đầu từ một phân tích thực nghiệm. Độ cong của hình dạng mode đối với dầm trong những điều kiện hư hỏng và không hư hỏng được tính toán từ những dạng mode (chuyển vị) bằng phương pháp số. Giả thiết là đã có những dạng mode trước và sau hư hỏng, khi đó mặt cắt ngang dầm ở vị trí x có thể coi là chịu một mô men uốn $M(x)$.

Độ cong tại vị trí x dọc theo chiều dài dầm được xác định như sau:

$$v_x'' = M_x / EI \quad (2.40)$$

Trong đó, $M(x)$ là mô men uốn ở một mặt cắt, E là mô đun đàn hồi và I là mômen quán tính của mặt cắt. Từ phương trình 2.40, thấy rõ ràng rằng độ cong tỷ lệ nghịch với độ cứng chống uốn. Do đó, sự giảm độ cứng liên quan tới hư hỏng sẽ dẫn tới sự gia tăng độ cong. Sự khác biệt giữa độ cong của hình dạng mode trước và sau hư hỏng sẽ lớn hơn trong vùng hư hỏng. Khi xét nhiều mode đồng thời, sự thay đổi độ cong tuyệt đối sẽ được cộng dồn của từng mode, do đó sẽ làm nổi bật lên vị trí hư hỏng cụ thể trong kết cấu.

Sử dụng phương pháp sai phân trung tâm để tính độ cong dạng mode từ chuyển vị dạng mode theo phương trình dưới đây [66]:

$$v'' = \frac{v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}}{h^2} \quad (2.41)$$

Trong đó: h là khoảng cách giữa 2 vị trí đo và V là chuyển vị của dạng mode. Chỉ số biểu thị hư hỏng còn gọi là “hệ số hư hỏng độ cong” (CDF) được đưa ra như sau:

$$CDF = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N |v''_{oi} - v''_{di}| \quad (2.42)$$

Trong đó:

N là tổng số mode được xem xét,

V_0'' là độ cong hình dạng mode của kết cấu nguyên vẹn,

v_d'' là độ cong hình dạng mode của kết cấu hư hỏng.

Sự khác nhau (chênh lệch) trong độ cong hình dạng mode đối với tất cả các mode có thể được cộng dồn lại thành một giá trị ứng với mỗi điểm đo. Khi biểu diễn sự khác nhau của độ cong dạng mode giữa kết cấu nguyên vẹn và kết cấu bị hư hỏng trên đồ thị, vị trí nào trên đồ thị xuất hiện đỉnh thì sẽ ứng với vị trí hư hỏng trên kết cấu. Do đó, sử dụng phương pháp dựa trên sự thay đổi độ cong dạng mode có thể xác định được vị trí hư hỏng của kết cấu.

2.2.6. Phương pháp dựa trên độ cong bề mặt do tải trọng rải đều

Mục tiêu của phương pháp này là tính toán sự thay đổi độ cong bề mặt do tải trọng rải đều để xác định vị trí hư hỏng [70]. Cơ sở của phương pháp như sau: các hệ số của cột thứ i trong ma trận độ mềm biểu thị biến dạng của kết cấu dưới tác dụng của một tải trọng đơn đặt ở bậc tự do thứ i trên kết cấu. Như vậy, tổng của tất cả các cột của ma trận độ mềm sẽ biểu thị biến dạng của kết cấu dưới tác dụng của tải trọng đơn vị đặt tại tất cả các bậc tự do, tức là tải trọng rải đều. Khi đó, sự thay đổi độ cong ở các vị trí (có hư hỏng và không hư hỏng) sẽ được xác định như sau:

$$\Delta F_i'' = |F_j^{*''} - F_i''| \quad (2.43)$$

Trong đó, $F_i^{*''}$ và F_i'' là độ cong có hư hỏng và không hư hỏng của bề mặt do tải trọng rải đều tại bậc tự do thứ i , $\Delta F_i''$ là giá trị tuyệt đối của sự thay đổi độ cong.

2.2.7. Phương pháp dựa trên sự thay đổi độ cứng

Phương pháp này được đề xuất dựa trên nguyên lý: hư hỏng sẽ làm giảm độ cứng và làm tăng độ mềm của kết cấu. Đây là phương pháp phát hiện hư hỏng dựa trên sự thay đổi trong ma trận độ cứng kết cấu thu được từ số liệu đo đạc. Bài toán tìm trị riêng (từ đó tìm ra tần số) của dao động kết cấu không hư hỏng và không có cản như sau [70]:

$$\lambda_i M + K \phi_i = 0 \quad (2.44)$$

Trong đó:

λ_i là bình phương của tần số riêng thứ i ,

ϕ_i là dạng riêng tiêu chuẩn hóa khối lượng đơn vị thứ i ,

K là ma trận độ cứng kết cấu,

M là ma trận khối lượng kết cấu.

Bài toán tìm trị riêng của kết cấu hư hỏng được giải quyết như sau:

- Đầu tiên thay thế các vec-tơ trị riêng của kết cấu trước hư hỏng bởi các vec-tơ trị riêng của kết cấu sau hư hỏng,
- Sau đó trừ đi các phần nhiễu trong các ma trận khối lượng và độ cứng gây ra bởi hư hỏng từ ma trận ban đầu.

Gọi ΔM_d và ΔK_d lần lượt là hai thành phần nhiễu của ma trận khối lượng và ma trận độ cứng ban đầu, phương trình tìm trị riêng trở thành:

$$\lambda_i^* M - \Delta M_d + K - \Delta K_d \phi_i^* = 0 \quad (2.45)$$

Trong đó, dấu * biểu thị cho kết cấu hư hỏng.

Vectơ hư hỏng D_i được tính như sau:

$$D_i = \lambda_i^* M + K \phi_i^* - \Delta M_d - \Delta K_d \phi_i^* \quad (2.46)$$

Để đơn giản trong việc tính toán, các hư hỏng được coi như chỉ gây ra sự thay đổi độ cứng của kết cấu (tức $\Delta M_d = 0$), do đó vectơ hư hỏng được rút gọn lại như sau:

$$D_i = \Delta K_d \phi_i^* \quad (2.47)$$

Ma trận ΔK_d được tính dựa vào các công thức sau:

$$\lceil K^* \rceil \approx \sum \omega_i^{*2} \phi_i^* \phi_i^{*T} \quad (2.48)$$

Trong đó: ω_i là tần số riêng thứ i , ϕ_i là dạng riêng tiêu chuẩn hóa khối lượng đơn vị thứ i , n là số mode đo được.

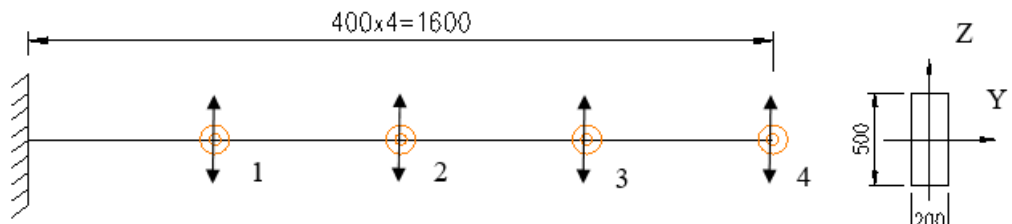
2.2.8. Đánh giá và lựa chọn phương pháp cho bài toán chẩn đoán KCN bằng dao động

Nhìn vào các phương pháp đã trình bày ở trên, thấy rằng các phương pháp chẩn đoán dựa trên sự thay đổi tần số chỉ đưa ra được sự thay đổi tình trạng của kết cấu, thay đổi độ cứng của kết cấu và cung cấp thông tin về khả năng kết cấu có hư hỏng. Các phương pháp chẩn đoán dựa trên dạng thức dao động, biến dạng đàn hồi, độ cong đàn hồi,... cho phép xác định được vị trí hư hỏng và mức độ hư hỏng của kết cấu. Tuy nhiên, các phương pháp như phương pháp dựa trên năng lượng biến dạng hình thức, phương pháp dựa trên độ cong đàn hồi, phương pháp dựa trên độ cong hình dạng mode, phương pháp dựa trên độ cong bề mặt do tải trọng rải đều là các phương pháp tính toán phức tạp và tương đối khó áp dụng. So sánh với các phương pháp còn lại thì phương pháp dựa trên độ mềm biểu kiến kết cấu có ưu điểm là các phép tính không quá phức tạp mà lại cho phép xác định được vị trí của hư hỏng trên kết cấu. Vì vậy, luận án lựa chọn phương pháp này để áp dụng tính toán.

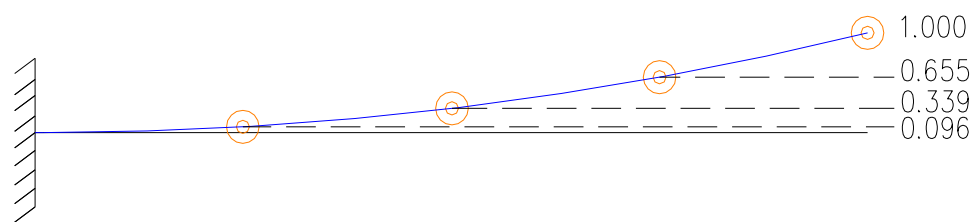
Theo phương pháp này, 2 đặc trưng dao động dùng để tính toán là tần số dao động riêng f và dạng thức dao động ϕ . Như vậy, nội dung nghiên cứu tiếp theo của luận án sẽ sử dụng phương pháp dựa trên độ mềm biểu kiến kết cấu với 2 tham số chính này để phân tích, đánh giá cũng như thực hiện bài toán chẩn đoán KCN cầu bằng phương pháp dao động.

Để minh họa phương pháp này, luận án sẽ trình bày ví dụ tính toán ma trận độ mềm biểu kiến cho 1 kết cấu dầm công son như trên Hình 2.4. Để việc tính toán đơn giản, giả sử chia chiều dài dầm thành 4 phần bằng nhau gọi là 4 phần tử dầm, vị trí tiếp giáp giữa hai phần tử là 1 điểm nút. Như vậy dầm này có 5 điểm nút, trong đó điểm nút đầu tiên là điểm tại vị trí ngàm, các điểm nút còn lại được đánh số từ 1 đến 4 như trên hình vẽ.

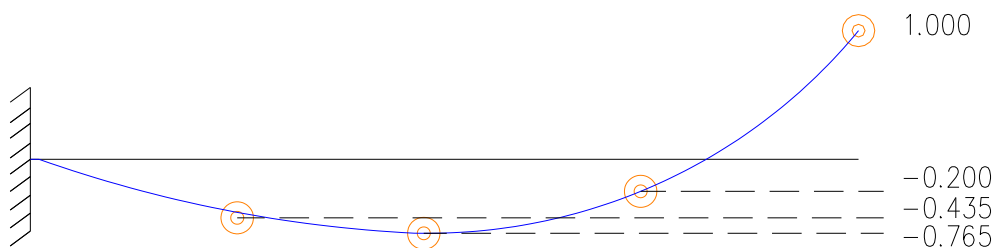
Có thể dễ dàng tìm được 4 tần số riêng đầu tiên ứng với 4 mode dao động lý thuyết như trên các Hình 2.5-2.8.



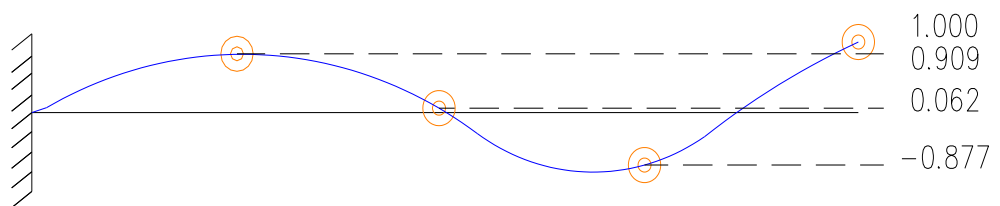
Hình 2.4. Minh họa dầm công son



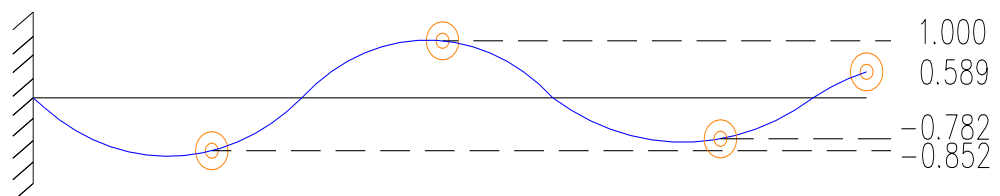
Hình 2.5. Dạng mode 1 của dầm công son, 2.764 Hz



Hình 2.6. Dạng mode 2 của dầm công son, 7.958 Hz



Hình 2.7. Dạng mode 3 của dầm công son, 12.192 Hz



Hình 2.8. Dạng mode 4 của dầm công son, 14.956 Hz

Từ 4 dạng thức dao động của kết cấu như trên, căn cứ vào tọa độ dạng mode tại từng điểm nút của từng mode, có thể thiết lập được ma trận dạng mode của kết cấu như sau:

$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} & \phi_{14} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} & \phi_{24} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} & \phi_{34} \\ \phi_{41} & \phi_{42} & \phi_{43} & \phi_{44} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.000 & 1.000 & 1.000 & 0.589 \\ 0.655 & -0.200 & -0.877 & -0.782 \\ 0.339 & -0.765 & 0.062 & 1.000 \\ 0.096 & -0.435 & -0.909 & -0.852 \end{bmatrix}$$

Từ tần số dao động lý thuyết, tính được ma trận $\left[\frac{1}{\omega^2}\right]$ như sau:

$$\left[\frac{1}{\omega^2}\right] = \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_1^2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{\omega_2^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{\omega_3^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{\omega_4^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.1676 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.6233 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.2656 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.1765 \end{bmatrix}$$

Ma trận độ mềm hình thức tính theo công thức 2.36:

$$[F^h] = \phi \times \left[\frac{1}{\omega^2}\right] \times \phi^T$$

Thay các giá trị tính được ở trên vào thu được:

$$[F^d] = \begin{bmatrix} 6.1177 & 2.9459 & 1.3954 & -0.0770 \\ 2.9459 & 2.5542 & 1.0903 & 0.6712 \\ 1.3954 & 1.0903 & 1.1362 & 0.2579 \\ -0.0770 & 0.6712 & 0.2579 & 0.4448 \end{bmatrix}$$

Đây là ma trận độ mềm biểu kiến của dầm ở trạng thái ban đầu – trạng thái “0” (hay là ở trạng thái “khỏe”). Khi có dữ liệu về các giá trị tần số riêng và dạng thức dao động của kết cấu này ở thời điểm dự đoán là có hư hỏng thì ma trận độ mềm biểu kiến của dầm ở trạng thái mới $[F^d]$ cũng được tính toán tương tự như trên. Sau khi tính được $[F^d]$, sử dụng công thức 2.37 sẽ tính được chỉ số MFC:

$$MFC = \Delta[F] = [F^d] - [F^h]$$

Dựa vào chỉ số này có thể phát hiện ra vị trí hư hỏng trên kết cấu. Nội dung mô phỏng hư hỏng giả định trên KCN cầu và áp dụng phương pháp này để xác định vị trí hư hỏng trên KCN cầu sẽ được trình bày trong Chương 3 của luận án.

Kết luận chương 2

Chương 2 đã trình bày cơ sở lý thuyết về dao động kết cấu và các phương pháp chẩn đoán cầu bằng dao động.

Dựa trên cơ sở lý thuyết về dao động, có thể sử dụng các phương pháp khác nhau (như phương pháp PTHH) để giải bài toán tìm các đặc trưng dao động như tần số riêng và dạng thức dao động của KCN cầu. Phương pháp chẩn đoán KCN cầu dựa vào sự thay đổi độ mềm biểu kiến của kết cấu được lựa chọn do nó có ưu điểm là tính toán nhanh, không quá phức tạp mà lại giải quyết được bài toán xác định vị trí hư hỏng của KCN cầu.

CHƯƠNG 3

THỰC NGHIỆM ĐO ĐẠO ĐỘNG MỘT SỐ KCN CẦU TRÊN ĐỊA BÀN TP HÀ NỘI VÀ XÂY DỰNG MÔ HÌNH CHẨN ĐOÁN ĐỘNG KẾT CẤU CẦU

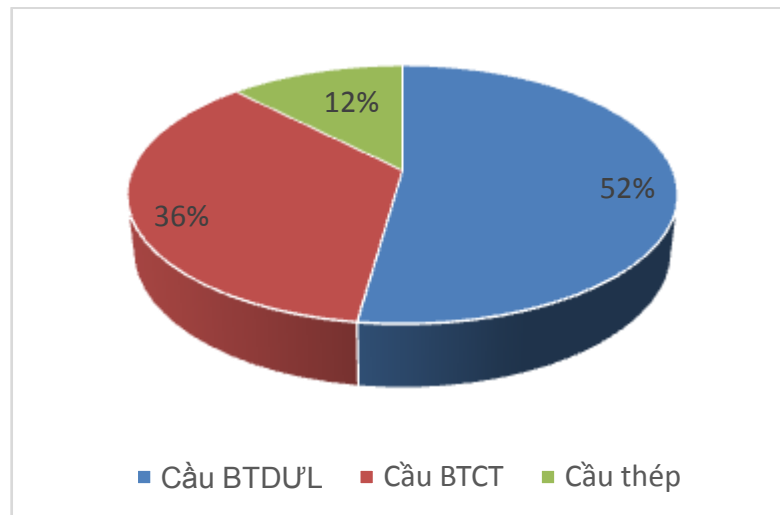
3.1. Lựa chọn một số KCN cầu điển hình trên địa bàn TP Hà Nội để đo dao động

3.1.1. Hiện trạng hệ thống cầu trên địa bàn TP Hà Nội

Hiện nay trên địa bàn TP Hà Nội, có 504 công trình cầu các loại (số liệu thống kê tính tới thời điểm 6/2017 [23]), ứng với tổng chiều dài là khoảng 53,6km. Trong đó chủ yếu là các công trình cầu bê tông cốt thép (BTCT) và bê tông dự ứng lực (BTDUL), số lượng các công trình cầu thép còn rất ít so với hai loại công trình cầu trên (Bảng 3.1 và Hình 3.1).

Bảng 3.1. Thống kê số liệu công trình cầu trên địa bàn TP Hà Nội

STT	Loại vật liệu	Số lượng (cây cầu)	Phần trăm
1	BTDUL	263	52%
2	BTCT	179	36%
3	THÉP	62	12%



Hình 3.1. Số liệu thống kê các công trình cầu trên địa bàn TP Hà Nội.

Hiện trạng hệ thống cầu BTCT và BTDUL

Nhìn vào số lượng thống kê ở trên cho thấy, các công trình cầu trên địa bàn TP Hà Nội hiện nay chủ yếu là cầu BTCT và BTDUL. Trong số các công trình cầu này thì chủ yếu lại là dạng kết cấu có sơ đồ giản đơn, chiều dài nhịp thuộc dạng vừa và nhỏ. Chiều dài toàn cầu không lớn, chỉ nằm trong khoảng từ 5 – 310 (m). Do được xây dựng khá lâu, chủ yếu vào thế kỷ trước, do đó, đa số các công trình cầu đều được thiết kế với các tải trọng theo tiêu chuẩn “Thiết kế cầu – cống theo các trạng thái giới hạn” 22 TCN 18 – 79 [1]. Tải trọng chủ yếu được sử dụng là H30 – XB80, H10, H13, H30 hay H13 – XB60, rất ít các công trình cầu được thiết kế với tải trọng HL93 theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-05 [2, 28, 29]. Các kết cấu móng trụ cũng khá đa dạng như: móng chân dê, móng nặng, móng chữ U... sử dụng các vật liệu cũng hết sức đa dạng như: BTCT, bê tông, thậm chí đá xây. Mặt cắt ngang của các công trình cầu này chủ yếu là dạng mặt cắt chữ I, T và một số là dạng KCN cầu bản. Kết cấu móng chủ yếu là dạng móng cọc đóng và cọc khoan nhồi có đường kính nhỏ (từ 1 m trở lại).

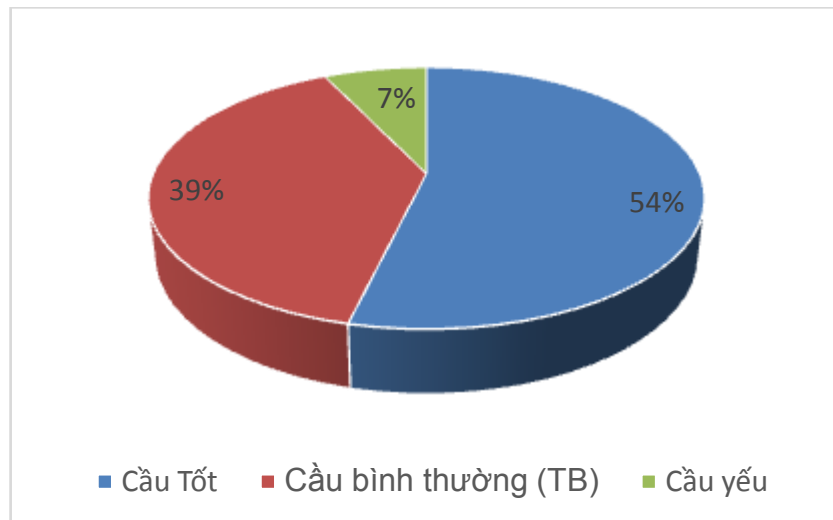
Phần lớn các công trình cầu này chưa hoặc đã được tiến hành kiểm định từ rất lâu, riêng có một số lượng nhỏ các công trình được tiến hành kiểm định gần đây nhất thì cũng từ năm 2010 như cầu Kim Ngưu, cầu KUI... Một số công trình cầu đã được xây dựng từ khá lâu, tuy nhiên cũng mới chỉ tiến hành các công tác sửa chữa nhỏ thay thế gối cầu, khe có giãn... như cầu Quan (1976), cầu Đồng Mô (1976),... nằm trên tuyến Quốc lộ 21.

Đa số các công trình cầu này đều được đưa vào khai thác và sử dụng từ những năm của thế kỷ trước, còn lại là một số công trình mới được đưa vào sử dụng trong khoảng 2-3 trở lại đây. Ví dụ có công trình cầu được xây dựng đã khá lâu mà hiện nay vẫn còn đang khai thác và sử dụng đó là công trình cầu Liêu (1955) (Hình 3.2), trên địa bàn huyện Thạch Thất, với KCN được làm từ đá ong.

Trước thực trạng gia tăng về nhu cầu vận tải, di chuyển của xã hội, vấn đề xe quá tải,... hầu hết các công trình này đều đã xuống cấp, không còn đảm bảo được khả năng khai thác bình thường hoặc có một số công trình cầu phải giảm tải trọng. Trong số này còn có một số công trình cầu còn đang trong tình trạng rất yếu, ví dụ như công trình cầu qua nhánh sông Nhuệ. Thống kê hiện trạng các công trình cầu tại TP Hà Nội được thể hiện trên Hình 3.3.



Hình 3.2. Công trình cầu Liêu - huyện Thạch Thất.



Hình 3.3. Hiện trạng các công trình cầu tại TP Hà Nội.

3.1.2. Một số công trình cầu điển hình áp dụng phương pháp đo dao động

Do đặc tính đa dạng của các công trình cầu trên địa bàn TP Hà Nội, số lượng các công trình cầu là rất lớn, để tiến hành đo đạc hết được tất cả các công trình cầu là rất khó khăn trong phạm vi nghiên cứu này. Do đó, ở đây chỉ chọn một số các công trình cầu điển hình để tiến hành đo đạc. Tổng cộng có 6 công trình cầu trên địa bàn TP Hà Nội được lựa chọn để tiến hành đo đạc bằng phương pháp động, bao gồm:

- 01 KCN cầu bản: cầu Kiến Hưng,

- 03 KCN cầu dầm chữ T bê tông dự ứng lực: cầu Phùng Xá, cầu Tế Tiêu và cầu Công Thân,
- 02 KCN cầu dầm chữ I bê tông dự ứng lực: cầu La Khê và cầu Giẽ.

Nội dung của công tác đo động và kết quả báo cáo xử lý số liệu đo được trình bày trong mục 3.3 và Phụ lục.

3.2. Xác định các tham số đặc trưng dao động của các KCN cầu được lựa chọn ở thời điểm ban đầu.

3.2.1. Xây dựng mô hình PTHHKCN cầu

Bước quan trọng trong bài toán chẩn đoán động là xác định được các tham số đặc trưng dao động (bao gồm tần số dao động riêng và dạng thức dao động) của KCN cầu. Các đặc trưng này thông thường sẽ được đo đạc tại từng thời điểm cụ thể để làm cơ sở dữ liệu cho việc chẩn đoán KCN bằng dao động. Tuy nhiên, các KCN cầu kể trên chưa có số liệu đo dao động của KCN ở thời điểm ban đầu (trạng thái 0), vì vậy phải tính toán các tham số dao động cho các KCN cầu đó ở trạng thái 0 bằng lý thuyết dựa trên các thông số về các KCN đó từ các hồ sơ bản vẽ thiết kế và bản vẽ hoàn công.

Để giải bài toán dao động và tính toán các tham số đặc trưng dao động lý thuyết của các KCN cầu ở trạng thái ban đầu (trạng thái 0) kể trên, tác giả sử dụng phương pháp PTHH do đây là phương pháp hiện đại, tính toán nhanh và có độ chính xác cao. Mô hình PTHH KCN cầu được hiện thực trên phần mềm ANSYS Mechanical APDL 15.0 [31]. Phần mềm này được lựa chọn sử dụng vì có tính năng cho phép người dùng viết mã lệnh (code) do đó file dữ liệu đầu vào nhỏ gọn, dễ chỉnh sửa. Tính năng này cũng cho phép người dùng can thiệp sâu vào mô hình, thay đổi các yếu tố trên phần tử, nút hoặc liên kết, hoặc có thể tạo ra các thuật toán mô hình ngẫu nhiên (ví dụ: tạo ra các phần tử hư hỏng ngẫu nhiên trong KCN). Đặc biệt, phần mềm ANSYS còn cho phép người dùng gọi đến từ một chương trình khác, truy xuất và lưu kết quả ra tệp (file) ngoài nên rất thích hợp cho công việc cập nhật và hiệu chỉnh mô hình PTHH.

Các phần tử dùng để mô hình các cầu này chủ yếu là phần tử dầm và phần tử tấm không gian. Các cầu này có dạng kết cấu tương đồng nên đều được mô hình theo một cách giống nhau. Mục này chỉ trình bày đại diện cách xây dựng mô hình phần tử hữu hạn cho cầu La Khê – cầu gồm có cả dầm chủ, dầm ngang và bản mặt cầu, các cầu

khác được xây dựng tương tự. Kết quả tính toán từ mô hình cho tất cả các cầu sẽ được trình bày ở mục sau.

Mặt cắt ngang của cầu La Khê [13] bao gồm 6 dầm chủ bê tông dự ứng lực kéo sau. Các dầm ngang được đỡ tại chỗ ở 4 vị trí dọc theo cầu: tại 2 đầu dầm và 2 vị trí giữa dầm. Bản mặt cầu bê tông cốt thép có chiều dày 200 mm được đỡ tại chỗ và liên kết với các dầm chủ thông qua cốt thép chờ.

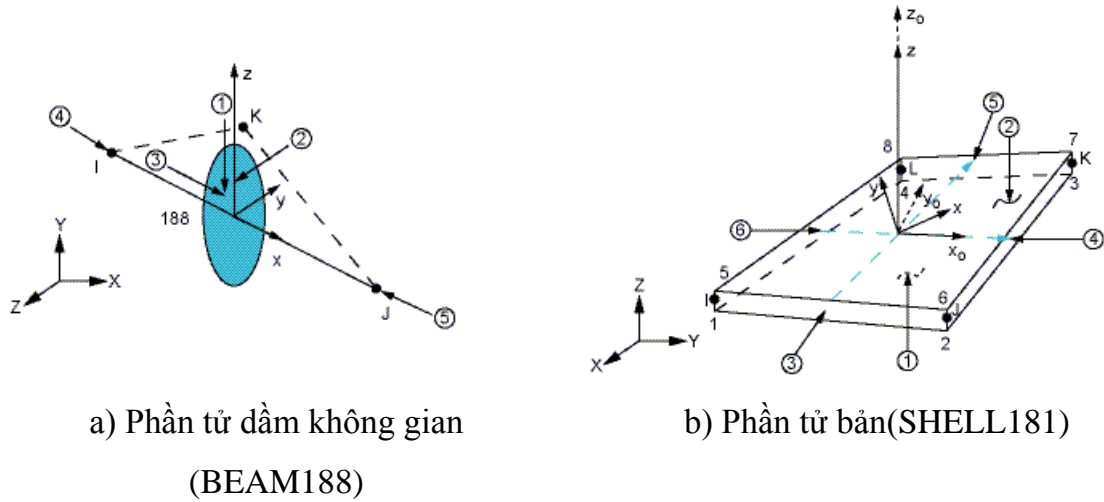
Dầm dọc và dầm ngang được mô hình bằng phần tử dầm không gian 2 nút (BEAM188). Phần tử dầm này có 6 bậc tự do tại mỗi nút, bao gồm 3 chuyển vị theo phương x , y , z , và 3 góc xoay quanh trục x , y , z trong hệ trục tọa độ địa phương. Hệ trục tọa độ địa phương của phần tử dầm có 2 nút I , J được thể hiện trên Hình 3.4a, trong đó trục x là trục dọc theo chiều dài của phần tử. Ngoài 2 nút I và J xác định phần tử, nút tùy chọn K có tác dụng xác định mặt phẳng tải trọng tác dụng lên phần tử.

Bản mặt cầu được mô hình bằng phần tử bản 4 nút (SHELL181) như minh họa trên Hình 3.4b. Phần tử này có 6 bậc tự do tại mỗi nút bao gồm 3 chuyển vị theo phương x , y , z , và 3 góc xoay quanh trục x , y , z trong hệ tọa độ địa phương. Trên thực tế, bản mặt cầu được liên kết cứng với các dầm chủ, do đó trong mô hình phần tử hữu hạn này, các phần tử vỏ được liên kết cứng với các dầm chủ thông qua các neo rất cứng, các neo này được mô hình bằng phần tử dầm có chiều dài bằng khoảng cách từ tim dầm chủ đến mặt trung bình của bản mặt cầu.

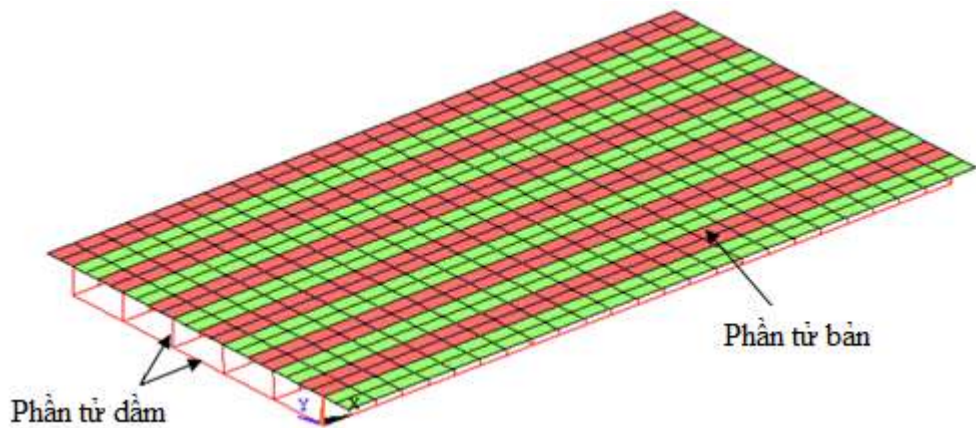
Dầm chủ được mô hình bởi phần tử dầm không gian có mặt cắt không đổi với diện tích mặt cắt $A = 0.604 \text{ m}^2$ và mômen quán tính $I = 0.157 \text{ m}^4$ (đã xét đến cả phần cốt thép dự ứng lực). Dầm ngang có chiều cao 1.12 m và bề rộng 0.2 m. Tấm bản mô hình bản mặt cầu có dạng hình bình hành do cầu chéo. Lớp phủ mặt cầu và phân lan can, tay vịn được coi là khối lượng thêm vào của mô hình. Vật liệu bê tông được mô hình là vật liệu đàn hồi có mô đun đàn hồi $E = 30 \times 10^9 \text{ N/m}^2$, hệ số Poisson $\nu = 0.2$ và khối lượng riêng $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$.

Lưới mô hình phần tử hữu hạn của cầu La Khê được thể hiện trên Hình 3.5. Hệ tọa độ chung của kết cấu bao gồm trục X nằm theo phương dọc cầu, trục Y nằm theo phương ngang cầu theo hướng dòng chảy và trục Z nằm theo phương thẳng đứng. Điều kiện biên của mô hình: các đầu dầm đều được cố định theo phương

đứng, các đầu dầm bên trái được cố định theo phương dọc, trong khi các đầu dầm bên phải được phép chuyển vị theo phương dọc [21, 22].



Hình 3.4. Phần tử dầm và phần tử bản (tấm)



Hình 3.5. Lưới PTHH của KCN cầu La Khê

3.2.2. Tính toán các tham số đặc trưng dao động của KCN cầu

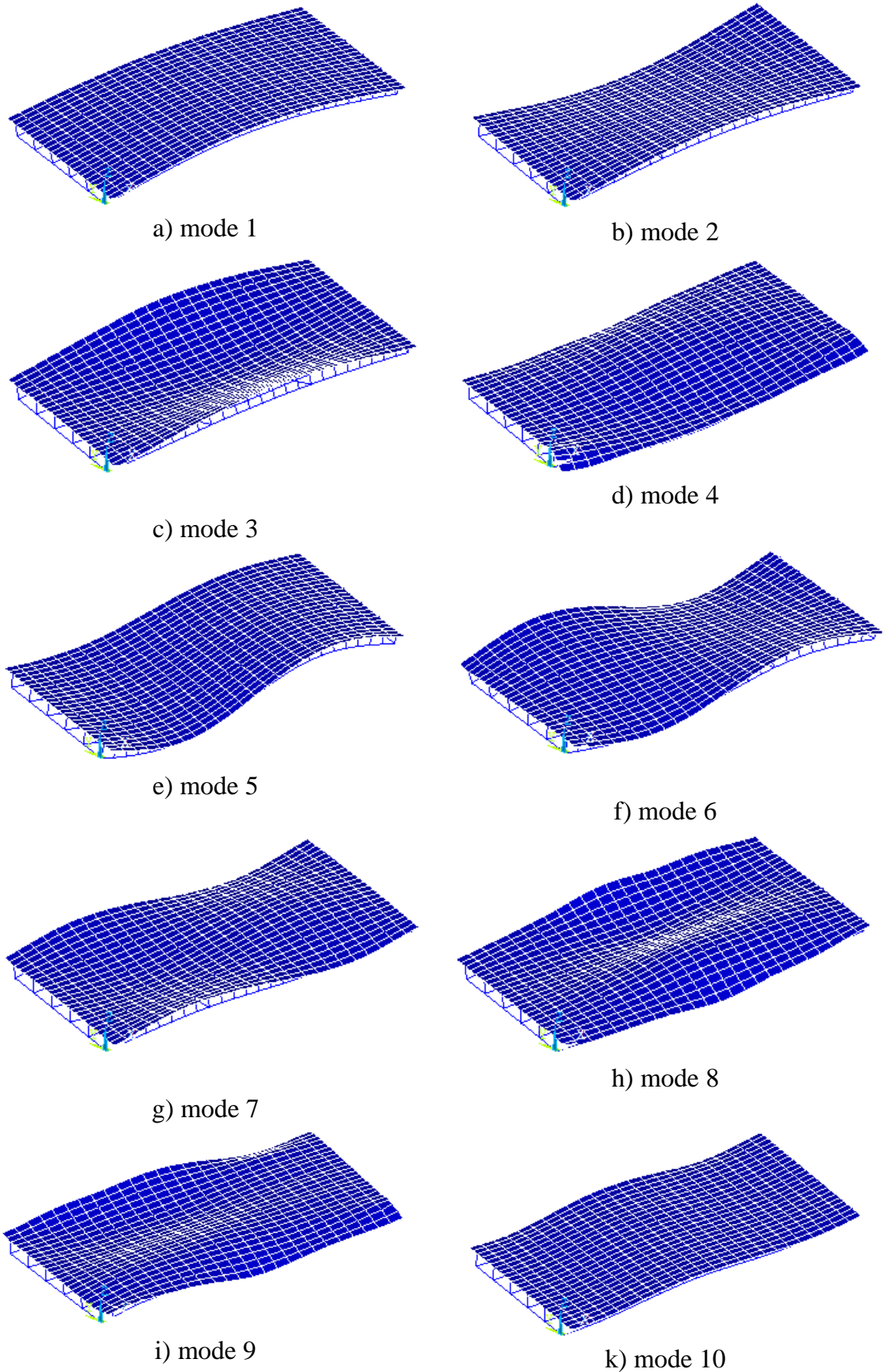
Các tham số đặc trưng dao động bao gồm tần số riêng và dạng dao động (mode shape) được tính toán từ mô hình phần tử hữu hạn của 6 cầu kể trên. Các tham số này được tóm tắt trong các bảng, các hình dưới đây và được trình bày đầy đủ trong Phụ lục.

Bảng 3.2 liệt kê 10 mode dao động đầu tiên trích xuất từ kết quả phân tích dao động tự do của mô hình PTHH, biểu lộ mật độ mode dao động khá thưa thớt trong dải tần số từ 4.20 đến 27.34 Hz. mode đầu tiên có tần số 4.20 Hz là mode dao động uốn thứ nhất của kết cấu. Các mode dao động được phân biệt khá rõ nét bởi tần số và dạng dao động, vì vậy việc đo đạc nhận dạng dao động của kết cấu cầu

giản đơn kiểu này được dự đoán là khá thuận lợi. Mười dạng dao động tự do đầu tiên của mô hình kết cấu được thể hiện trên Hình 3.6.

Bảng 3.2. Mười mode dao động đầu tiên của mô hình PTHH

Thứ tự	Tần số (Hz)	Kiểu dao động
1	4.20	Mode dao động uốn đầu tiên
2	4.62	Dao động xoắn
3	11.09	Dao động uốn ngang đầu tiên
4	12.41	Mode hỗn hợp
5	16.09	Mode dao động uốn thứ 2
6	16.45	Dao động xoắn
7	20.18	Dao động xoắn uốn kết hợp
8	21.28	Dao động uốn ngang thứ 2
9	21.60	Mode hỗn hợp
10	27.34	Dao động uốn kết hợp với trườn



Hình 3.6. Mười dạng dao động tự do đầu tiên của mô hình cầu La Khê

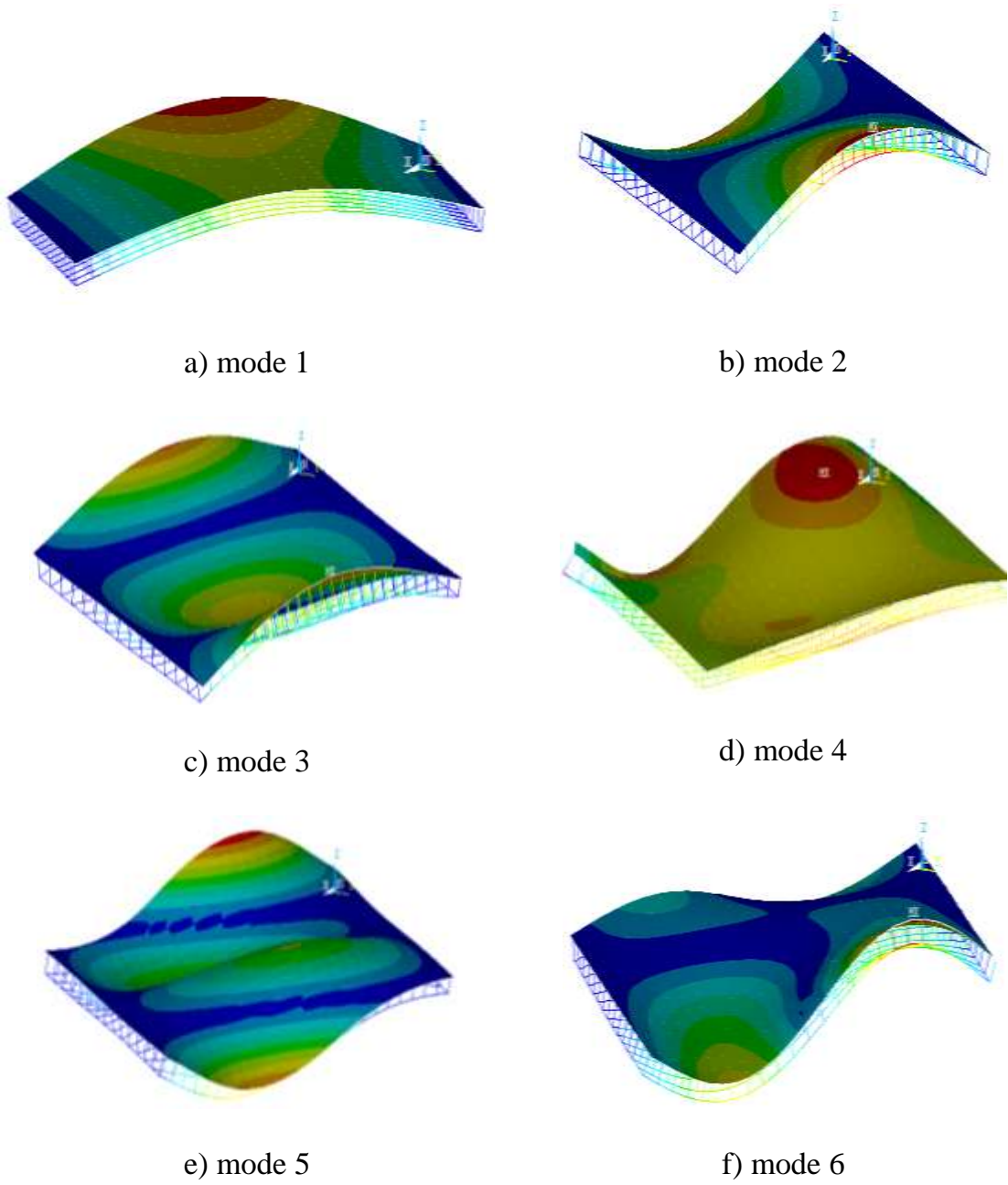
Bảng 3.3 và 3.4 liệt kê tần số tính toán 6 mode đầu tiên của mô hình cầu bản Kiến Hưng và cầu Công Thần (dầm mặt cắt chữ T). Hình 3.7 và 3.8 trình bày dạng dao động của 6 mode đầu tiên phân tích từ mô hình phần tử hữu hạn cầu Kiến Hưng và Công Thần.

Bảng 3.3. Sáu mode dao động tính toán đầu tiên của cầu Kiến Hưng

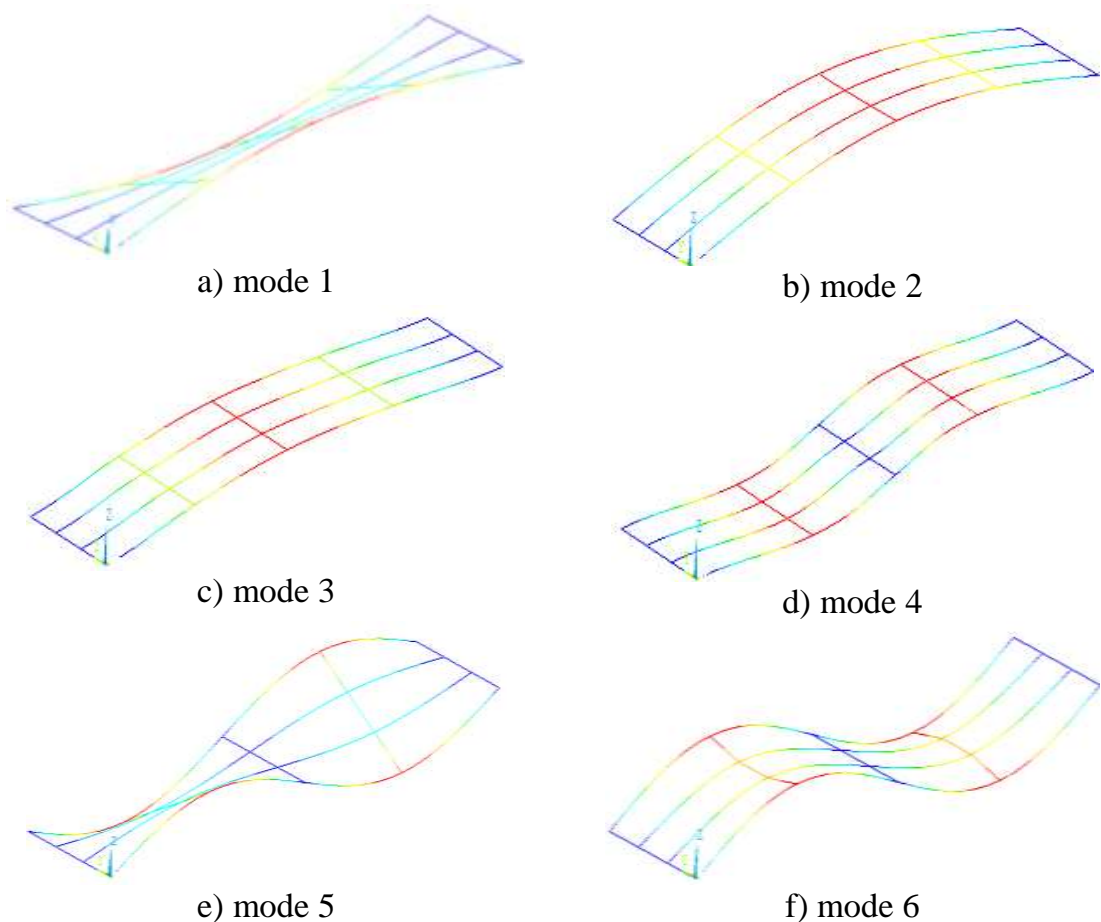
Thứ tự	Tần số (Hz)	Kiểu dao động
1	3.98	Dạng uốn thứ 1
2	4.65	Dạng xoắn thứ 1
3	6.51	Dạng uốn thứ 2
4	7.54	Dạng uốn thứ 3
5	9.87	Dạng uốn thứ 4
6	10.87	Dạng xoắn thứ 2

Bảng 3.4. Sáu mode dao động tính toán đầu tiên của cầu Công Thần

Thứ tự	Tần số (Hz)	Kiểu dao động
1	2.58	Dạng uốn thứ 1
2	3.31	Dạng xoắn thứ 1
3	4.23	Dạng uốn thứ 2
4	6.14	Dạng uốn thứ 3
5	10.40	Dạng uốn thứ 4
6	11.55	Dạng xoắn thứ 2



Hình 3.7. Sáu dạng dao động tự do đầu tiên của mô hình cầu Kiến Hưng



Hình 3.8. Sáu dạng dao động tự do đầu tiên của mô hình cầu Cống Thành

Trong mục này, luận án đã xây dựng được mô hình PTHH để tính toán các tham số dao động cho các KCN cầu dầm giản đơn BTDUL. Bằng cách sử dụng và kết hợp các phần tử dầm và phần tử bản không gian, có thể mô hình được các dạng KCN cầu khác nhau như KCN cầu bản, cầu dầm mặt cắt chữ T và mặt cắt chữ I. Như vậy, có thể dùng mô hình PTHH để xác định được giá trị các tham số động gồm tần số riêng và dạng thức dao động của KCN cầu ở trạng thái ban đầu. Ngoài ra nếu biết các hư hỏng tại vị trí cụ thể thì mô hình PTHH cũng cho phép thay đổi thông số KC tại vị trí đó để tính ra các tham số động của KC tương ứng.

3.3. Thực nghiệm đo dao động 6 KCN cầu trên địa bàn TP Hà Nội.

3.3.1. Trình tự thực hiện đo dao động

Trình tự thực hiện đo dao động và xử lý số liệu bao gồm:

- Chuẩn bị thiết bị
- Bố trí điểm đo trên KCN: số lượng các điểm đo cần thiết sẽ được trình bày

trong mục 3.3.3.

- Thực hiện đo và thu nhận tín hiệu: tiến hành đo nhiều lần (ít nhất 3 lần) đối với mỗi một bộ các điểm đo (1 setup). Thời gian mỗi lần đo kéo dài từ 10 – 20 phút. Thời gian ngắt quãng giữa hai lần đo tùy thuộc vào nguồn kích thích, thông thường bắt đầu lần đo ngay trước khi có phương tiện đi vào cầu (đo trong điều kiện khai thác), hoặc ngắt quãng từ 2 – 5 phút.

- Số liệu được xử lý trước bằng cách lọc nhiễu
- Nhận dạng các đặc trưng dao động
- Mô tả kết quả

3.3.2. Thiết bị đo

Máy đo GMSplus của hãng GeoSIG, Thụy Sĩ, được sử dụng để đo dao động 6 KCN cầu trên địa bàn TP Hà Nội. Máy có 3 đầu đo dao động được gắn theo ba phương dọc, ngang và thẳng đứng. Số liệu các đầu đo thu về được lưu vào thẻ nhớ gắn sẵn trong máy. Ngoài ra, có thể kết nối máy tính (laptop) với GMSplus thông qua cổng Ethernet trên máy để theo dõi số liệu trực tiếp.



a) Máy đo b) Cảm biến bên trong máy c) Máy tính kết nối để đọc dữ liệu

Hình 3.9. Minh họa máy đo dao động GMSplus

Cấu hình máy như sau:

- Có thể có loại một phương (uniaxial) hoặc 3 phương (triaxial)
- Độ nhạy/ sensitivity: 50-200 mV/g ($\sim 100 \text{ mV/ms}^{-2}$)
- Miền tần số đo: 0.1 Hz đến 500 Hz (phù hợp với dao động chậm của kết cấu có trọng lượng lớn)
- Khoảng biên độ đo: 0-2g ($g=9,8\text{m/s}^2$)
- Độ phân giải/ resolution: 0.002 (g rms).

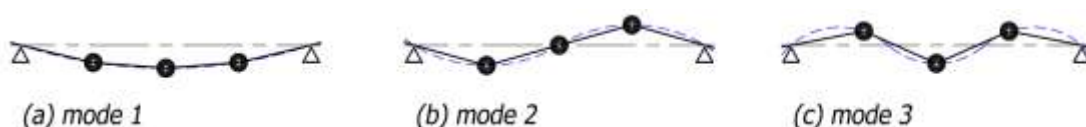
Thực hiện đo bằng máy đo đa điểm với nhiều máy được nối với nhau thông qua chuẩn không dây. Việc đo dao động và xác định các mode dao động của kết cấu

công trình chịu ảnh hưởng rất lớn từ sai số và độ trễ về mặt thời gian. Vì vậy, để đồng bộ thời gian giữa các máy GMSplus, mỗi máy được gắn thêm 1 bộ định vị GPS để lấy thời gian chính xác từ vệ tinh. Chu kỳ cập nhật thời gian GPS của máy là 2 lần/phút.

3.3.3. Bố trí điểm đo dao động

Để tìm ra các đặc trưng động của kết cấu bằng đo dao động, trước tiên kết cấu phải được kích thích (tạo dao động) bằng lực tác động. Khác với phương pháp phân tích, việc tìm ra các mode dao động riêng không phụ thuộc vào kích thích. Về nguyên tắc số mode dao động bằng với số bậc tự do. Nói cách khác, một mode có thể nhận dạng được nếu kích thích phải tạo ra được dao động của mode đó.

Minh họa ở Hình 3.10 là 3 dạng thức dao động của dầm giản đơn với ba bậc tự do. Đây cũng là số điểm đo tối thiểu cần thiết trên một dầm giản đơn để thu được 3 mode dao động đứng đầu tiên. Nét liền là dạng mode thu được, nét đứt là dạng mode thực. Nếu trên dầm có gắn càng nhiều điểm đo thì dạng mode thu được sẽ càng mịn và chính xác.



Hình 3.10. Ba dạng thức dao động của dầm giản đơn với ba bậc tự do.

Đối với KCN dầm giản đơn trên mặt cắt ngang có nhiều dầm, các điểm đo dao động phải được bố trí trên toàn bộ các dầm. Nói chung, trên mỗi dầm giản đơn phải bố trí ít nhất 3 vị trí đo dao động: tại giữa dầm, tại các vị trí 1/4 dầm và 3/4 dầm để có thể lấy được ít nhất 3 mode dao động uốn thẳng đứng đầu tiên.

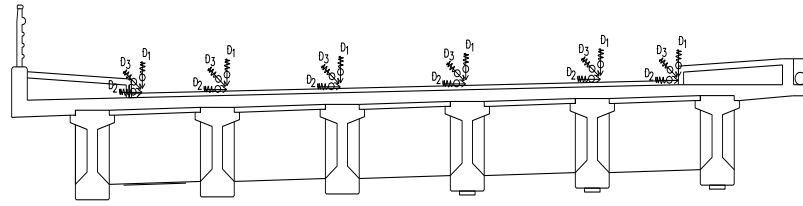
Trên mỗi vị trí bố trí ba điểm đo dao động theo ba phương:

- + Thẳng đứng (Đ_1);
- + Nằm ngang ngang cầu (Đ_2);
- + Nằm ngang dọc cầu (Đ_3).

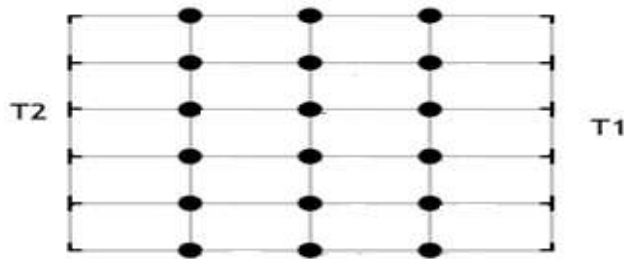
Tổng cộng có: 3 điểm/vị trí \times 3 vị trí/dầm = 9 điểm đo dao động cho 1 dầm.

Nếu 1 KCN có 6 dầm thì tổng số điểm đo sẽ là: 9 điểm \times 6 dầm = 54 điểm đo dao động cho KCN. Do đó, sơ đồ chi tiết bố trí điểm đo dao động của một KCN cầu dầm giản đơn được minh họa như trên Hình 3.33 và 3.34.

Trong trường hợp sử dụng cảm biến đo 3 phương, thì số điểm đo cho 1 dầm là 3 điểm, và tổng số điểm đo cho KCN có 6 dầm là 18 điểm đo.



Hình 3.11. Minh họa bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu.



Hình 3.12. Sơ đồ bố trí điểm đo trên mặt bằng cầu.

Dựa trên nguyên tắc đó, việc bố trí điểm đo dao động trên các KCN cầu được tiến hành như sau:

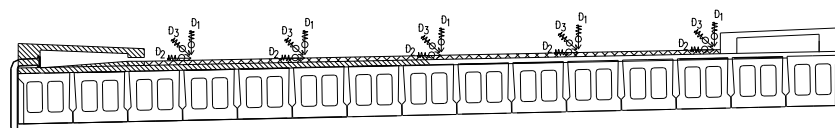
a) Cầu Kiến Hưng:

- Đo dao động KCN ở cả 2 nhịp N_1, N_2 . Đây là KCN cầu bản, mặt khác do bề rộng cầu lớn (10,5m) nên trên mỗi nhịp phải bố trí 5 vệt đo dao động. Trên mỗi nhịp bố trí điểm đo tại giữa dầm và các vị trí $\frac{1}{4}$ và $\frac{3}{4}$. Tổng cộng có 3 vị trí đo dao động trên 1 vệt đo.

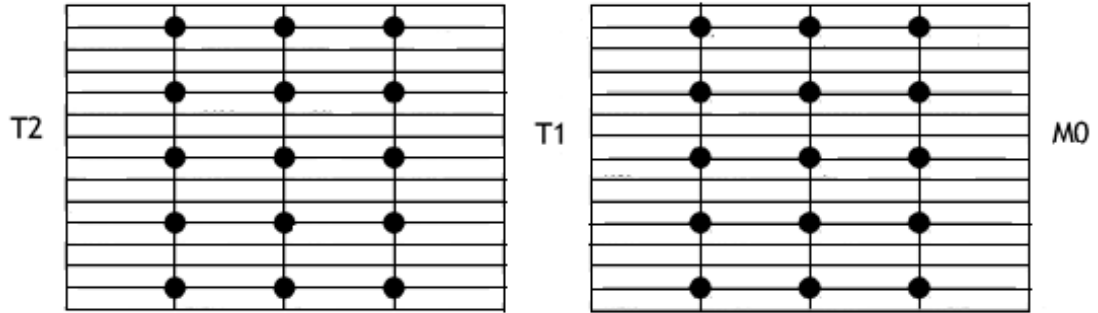
- Trên mỗi vị trí bố trí 1 điểm đo dao động theo 3 phương:

- + Thăng đứng (Đ_1);
- + Nằm ngang ngang cầu (Đ_2);
- + Nằm ngang dọc cầu (Đ_3).

Tổng cộng có: 3điểm/ vệt x 5 vệt/nhịp x 2 nhịp = 30 điểm đo dao động.



Hình 3.13. Bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu Kiến Hưng



Hình 3.14. Sơ đồ bố trí điểm đo trên mặt bằng hai nhịp và mô trụ cầu Kiến Hưng



Hình 3.15. Bố trí thiết bị đo dao động trên mặt cầu.

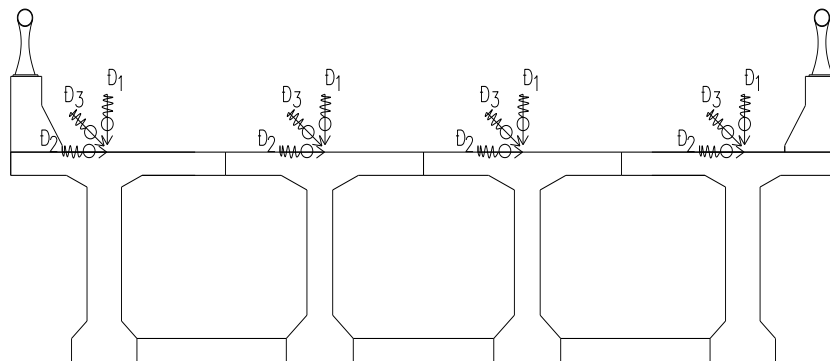
b) Cầu Phụng Xá:

- Đo dao động KCN ở cả 2 nhịp N1, N2. Trên mỗi nhịp đo tại tất cả các dầm. Trên mỗi dầm bố trí điểm đo tại giữa dầm và các vị trí $\frac{1}{4}$ và $\frac{3}{4}$. Tổng cộng có 3 vị trí đo dao động trên 1 dầm.

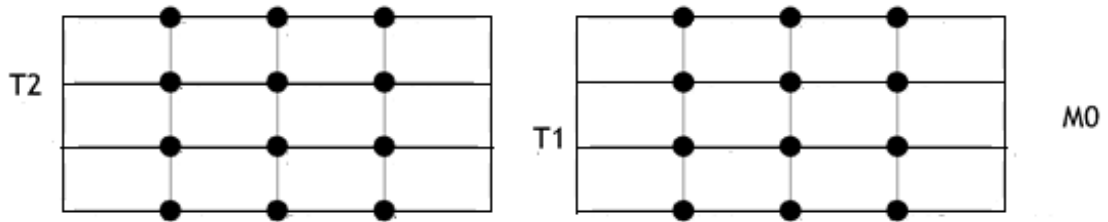
- Trên mỗi vị trí bố trí 1 điểm đo dao động theo 3 phương:

- + Thẳng đứng (D_1);
- + Nằm ngang ngang cầu (D_2);
- + Nằm ngang dọc cầu (D_3).

Tổng cộng có: $3 \text{ điểm /dầm} \times 4 \text{ dầm/nhịp} \times 2 \text{ nhịp} = 24 \text{ điểm đo dao động KCN.}$



Hình 3.16. Bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu Phùng Xá



Hình 3.17. Sơ đồ bố trí điểm đo trên mặt bằng hai nhịp cầ mố trụ cầu Phùng Xá

c) Cầu Cống Thần:

Cầu Cống Thần cũng có 4 dầm chủ (chữ T) trên mặt cắt ngang giống cầu Phùng Xá, vì vậy sơ đồ bố trí điểm đo cầu này giống như bố trí cho cầu Phùng Xá (Hình 3.37 và 3.38).

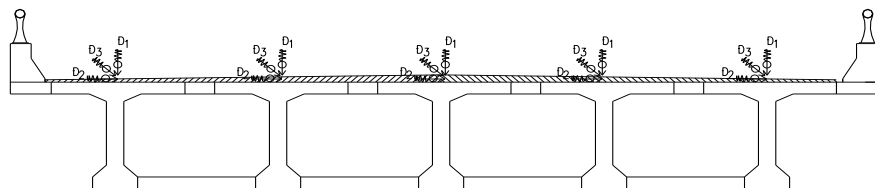
d) Cầu Tế Tiêu:

- Đo dao động KCN ở cả 2 nhịp N1, N2. Trên mỗi nhịp đo tại tất cả các dầm. Trên mỗi dầm bố trí điểm đo tại giữa dầm và các vị trí $\frac{1}{4}$ và $\frac{3}{4}$. Tổng cộng có 3 vị trí đo dao động trên 1 dầm.

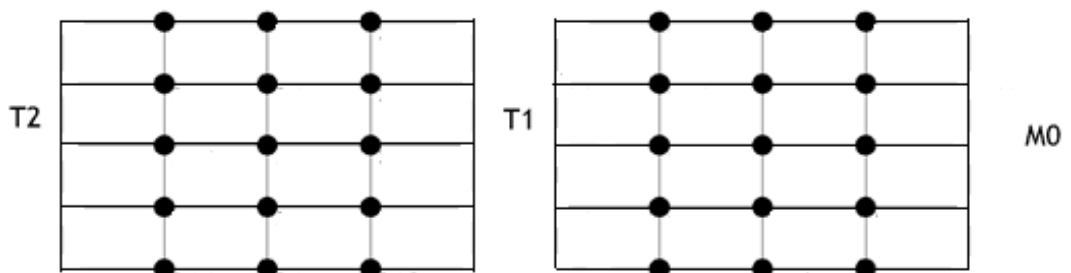
- Trên mỗi vị trí bố trí 1 điểm đo dao động theo 3 phương:

- + Thẳng đứng (D_1);
- + Nằm ngang ngang cầu (D_2);
- + Nằm ngang dọc cầu (D_3).

Tổng cộng có: 3 điểm /dầm \times 5 dầm/nhịp \times 2 nhịp = 30 điểm đo dao động KCN.



Hình 3.18. Bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu Tế Tiêu



Hình 3.19. Sơ đồ bố trí điểm đo trên mặt bằng hai nhịp và mố trụ cầu Tế Tiêu

e) Cầu La Khê:

- Đo dao động KCN ở cả 2 nhịp N1, N2. Trên mỗi nhịp đo tại tất cả các dầm. Trên mỗi dầm bố trí điểm đo tại giữa dầm và các vị trí $\frac{1}{4}$ và $\frac{3}{4}$. Tổng cộng có 3 vị trí đo dao động trên 1 dầm.

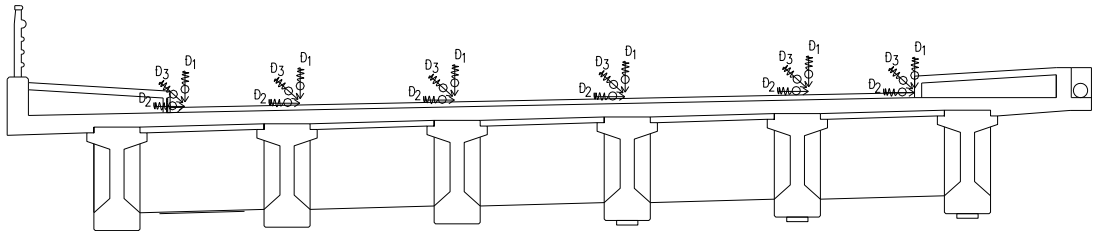
- Trên mỗi vị trí bố trí 1 điểm đo dao động theo 3 phương:

+ Thẳng đứng (D_1);

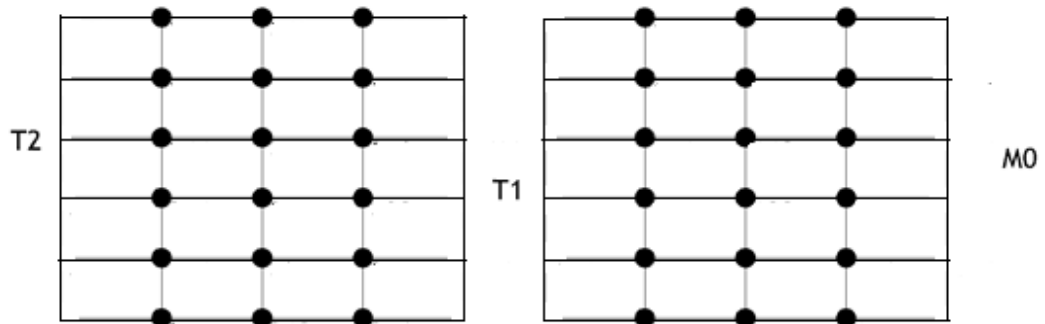
+ Nằm ngang cầu (D_2);

+ Nằm ngang dọc cầu (D_3).

Tổng cộng có: 3 điểm /dầm \times 6 dầm/nhịp \times 2 nhịp = 36 điểm đo dao động KCN.



Hình 3.20. Bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu La Khê



Hình 3.21. Sơ đồ bố trí điểm đo trên mặt bằng hai nhịp và mô trụ cầu La Khê

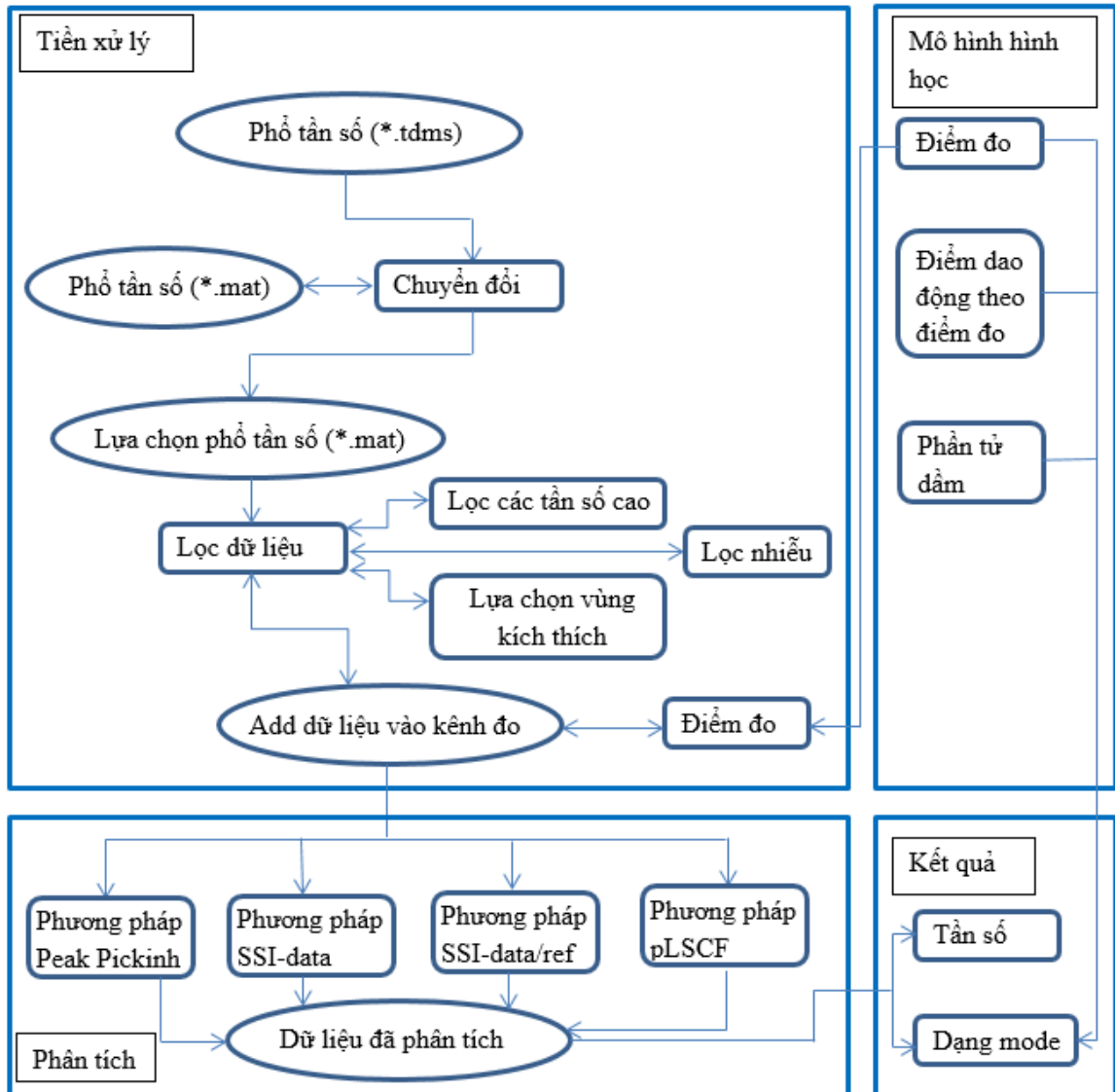
f) Cầu Giẽ:

Cầu Giẽ cũng có 6 dầm chủ (chữ I) trên mặt cắt ngang giống cầu La Khê, vì vậy sơ đồ bố trí điểm đo cầu này giống như bố trí cho cầu La Khê (Hình 3.20 và 3.21).

3.3.4. Kết quả đo dao động KCN của 6 cầu

Số liệu đo và biểu đồ dao động (gia tốc) của 6 cầu được tổng hợp trong Phụ lục. Các số liệu đo này đều đã được xử lý bằng phần mềm MACEC 3.2 (do Trường Đại học KU Leuven, Vương quốc Bỉ phát triển) để xác định các tần số dao động riêng và mode dao động tương ứng của KCN [24].

Sơ đồ khối sau đây sẽ minh họa cho quy trình xác định tần số dao động từ phổ tần số đo được:



Hình 3.22. Sơ đồ quy trình xác định tần số dao động từ phổ tần số đo được.

Như sơ đồ khối ở trên, các bước được thực hiện theo quy trình như sau:

- Tiền xử lý: từ dữ liệu thô thu được sử dụng các thuật toán chuyển đổi để đưa số liệu về định dạng có thể tiến hành phân tích. Tiếp theo, ta tiến hành lọc các dữ liệu.
 - + Ở bước lọc dữ liệu này ta phải tiến hành 3 công việc bao gồm:
 1. Lọc các tần số dao động quá cao không có trong thực tế.
 2. Chọn các vùng có kích thích trong phổ tần số.
 3. Lọc nhiễu cho phổ tần số vừa chọn.

- + Sau khi các dữ liệu đã được lọc, tiến hành gán dữ liệu đo vào kênh đo.
- Khai báo mô hình hình học của kết cấu: công việc này bao gồm khai báo vị trí kênh đo, khai báo các điểm dao động tương tự điểm đặt kênh đo, khai báo phần tử dầm để mô hình kết cấu.
- Phân tích: ở bước này ta tiến hành lựa chọn phương thức phân tích phổ tần số đã tiền xử lý ở bước trên. Hiện có nhiều phương pháp để nhận dạng dao động của kết cấu như đã được trình bày trong nội dung luận án.
- Biểu diễn kết quả: ở bước cuối cùng này phổ tần số sau khi được phân tích sẽ cho ra kết quả là tần số dao động và dạng thức dao động. Kết hợp với mô hình hình học đã được thực hiện ở bước thứ 2 ta sẽ nhận được diễn họa của dạng dao động của kết cấu.

3.3.4.1. Giới thiệu phần mềm MACEC 3.2

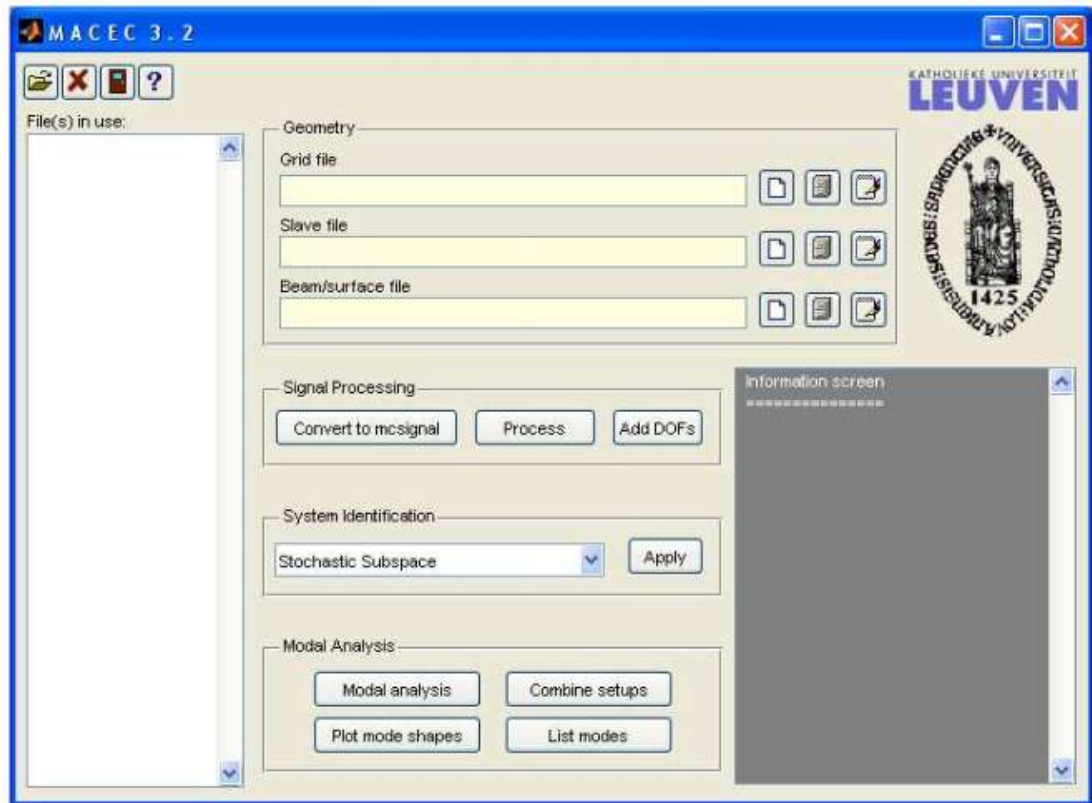
MACEC là một bộ công cụ của SPICE MATLAB, được sử dụng để phát triển các bộ công cụ khác của MATLAB của Khoa kết cấu – Trường K.U. Leuven: SIGFUN. Các hộp công cụ của MATLAB để thiết lập các công thức Matlab nhằm mục đích sau:

- + SPICE chứa các chức năng hướng dẫn người dùng để nhận dạng các mô hình toán học từ dữ liệu đo đạc được (nhận dạng hệ thống), phân tích dao động với các miêu tả hệ thống đã được nhận dạng để thực hiện phân tích phổ của các sóng bề mặt từ dữ liệu đo được.

- + SIGFUN chứa các chức năng tiện ích trong quá trình thu thập tín hiệu đo được.

Nếu cần xem chức năng của nó nên vào bộ công cụ SPICE, nhưng chú ý là chúng được phân chia thành nhiều biểu đồ:

- + GUI chứa tất cả các chức năng cần thiết để chạy giao diện dạng biểu đồ SPICE/ MACEC



Hình 3.23. Giao diện của MACEC 3.2

+ *conversation* chứa đựng tất cả các chức năng biến đổi giữa các loại dữ liệu, biến đổi từ những dữ liệu đo được trong dạng thức ASCII thành đối tượng (mcsignal) của MATLAB.

+ *Mathematics* chứa đựng tất cả các công thức toán học rất hữu ích trong nhận dạng hệ thống nhưng không có có khả năng dùng trong MATLAB, nó xây dựng thành các khối Ma trận Hankel.

+ *modal analysis* chứa đựng tất cả các chức năng có thể sử dụng để phân tích dao động của hệ thống mô phỏng đã được nhận dạng, xác định các tham số đặc trưng dao động trong một mô hình, miêu tả phân ma trận chính (Right Matrix Fraction Description).

+ *sasw* chứa đựng tất cả chức năng liên quan tới phân tích biểu đồ của sóng bề mặt.

+ *system identification* chứa đựng tất cả các chức năng được sử dụng để nhận dạng hệ thống, được chứa trong Cơ sở tham chiếu kết hợp không gian con của biến ngẫu nhiên được xác định (CSI/ ref).

@*dummy* chứa đựng các chức năng trong đối tượng loại DUMMY (danh nghĩa).

@*mcsignal* chứa đựng các chức năng trong đối tượng loại MCSIGNAL.

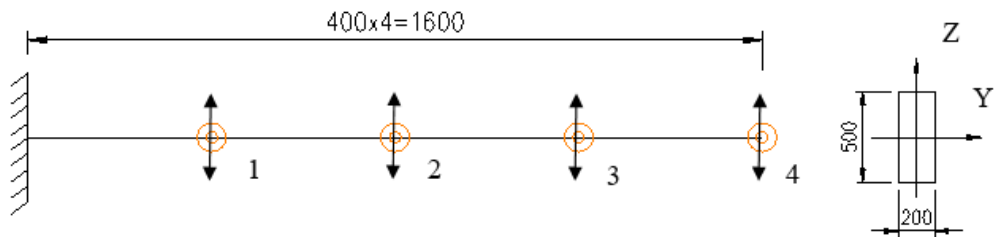
Sự khác biệt giữa nhận dạng hệ thống và phân tích dao động là sự quan trọng mang tính đặc thù. Thực nghiệm, tác dụng và phân tích dao động chứa đựng trong 3 bước sau:

1. Tập hợp dữ liệu từ quá trình trước
2. Nhận dạng hệ thống
3. Xác định đặc trưng của dao động từ phân tích dao động.

Thuật ngữ “Phân tích dao động” được hiểu ở hai cấp độ khác nhau: (1) toàn bộ quá trình mà đặc trưng của dao động chứa đựng từ đo đạc (bước 1, 2 và 3); (2) Xác định các đặc trưng từ các mô hình hệ thống được nhận dạng (bước 3). Điều này gây ra sự xáo trộn, nhưng đôi lúc các kết quả đã được nhận dạng từ hệ thống với việc phân tích ở (2), đặc biệt khi có sự khác biệt nhỏ, các đặc trưng của dao động được xác định đúng từ chức năng phản ánh tần số phi tham số (FRF), được tổng hợp từ dữ liệu. Bởi vậy, Bộ công cụ MACEC phân biệt rõ ràng giữa nhận dạng hệ thống và phân tích dao động của cấp (2), cả trong chức năng định nghĩa và GUI.

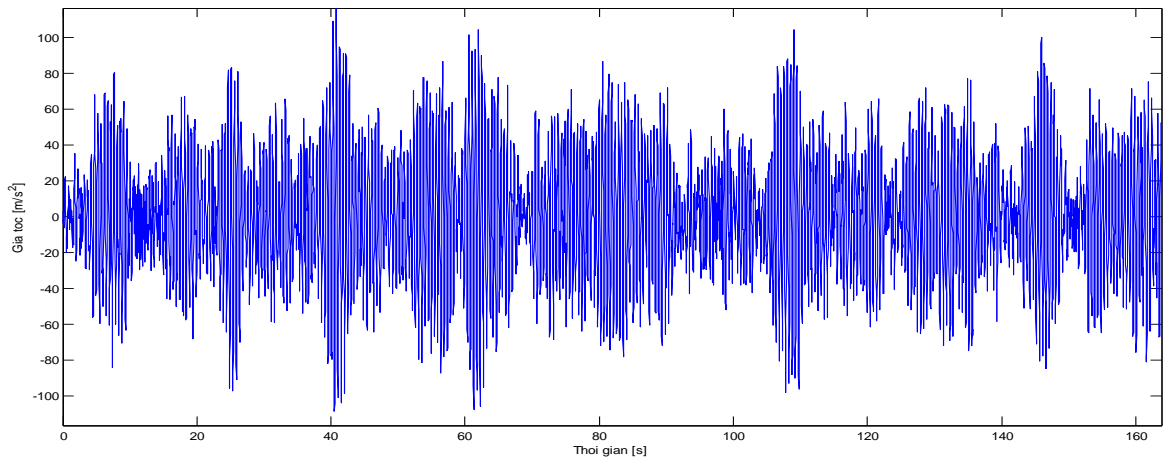
3.3.4.2. Minh họa tính toán các tham số từ dữ liệu đo dao động trên MACEC 3.2

Khi tiến hành đo dao động kết cấu cầu trong điều kiện khai thác để tìm ra các thông số dao động đặc trưng cho kết cấu người ta có thể đo thông qua các phản ứng của kết cấu như gia tốc, chuyển vị hoặc biến dạng động tại một số điểm nút trên kết cấu. Dưới đây là một ví dụ để giải thích quy trình phân tích xử lý số liệu nhận dạng dao động để tìm ra các tham số đặc trưng dao động từ dữ liệu đo. Công cụ để tìm các đặc trưng dao động từ số liệu đo là phần mềm MACEC 3.2. Giả sử cần tìm đặc trưng dao động của một dầm công son như Hình 3.24 dưới đây, cần phải bố trí ít nhất 4 điểm đo dao động tại bốn vị trí là bốn bậc tự do trên dọc chiều dài 1,6m của dầm. Vì dầm một đầu ngàm, tại vị trí ngàm không có chuyển vị nên không phải bố trí đầu đo.

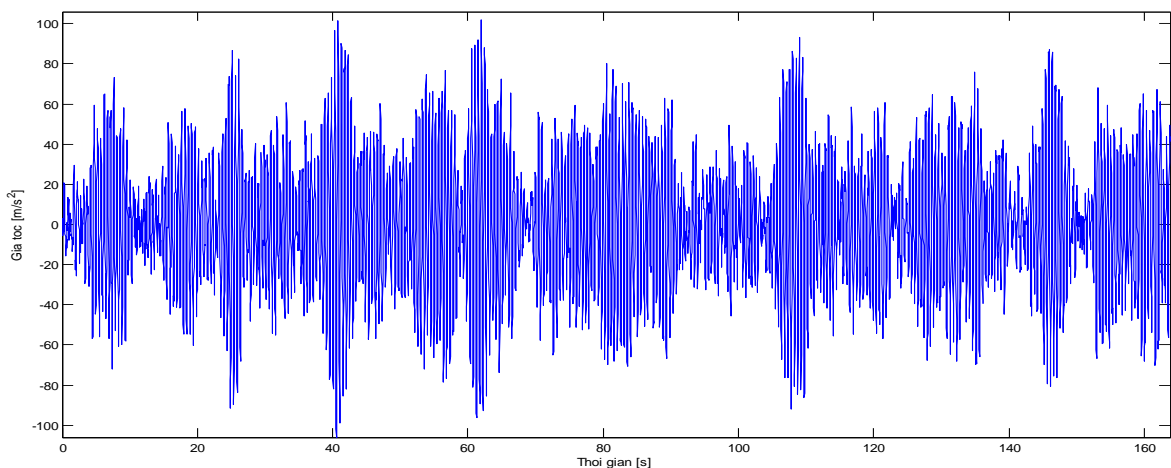


Hình 3.24. Minh họa bố trí điểm đo dao động dầm công son

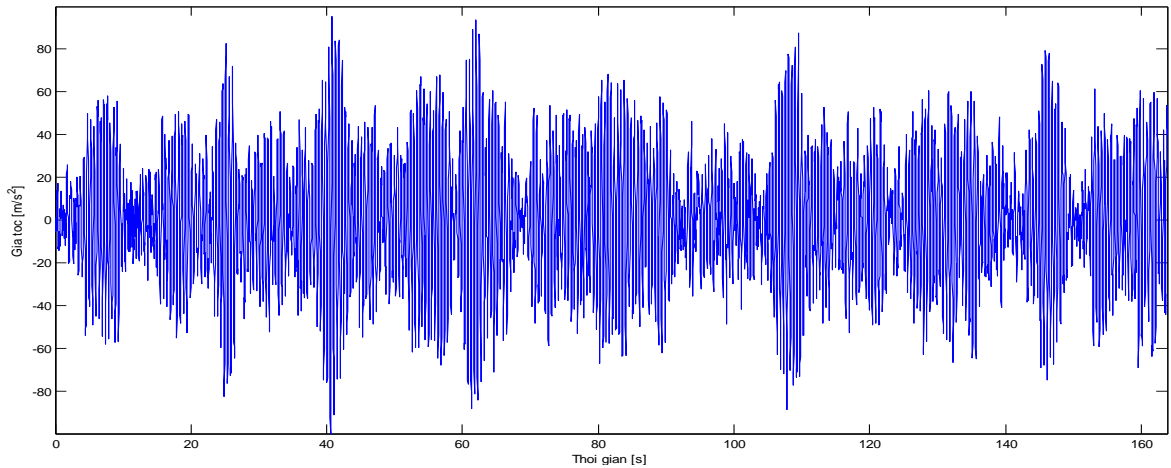
Dữ liệu thí nghiệm đo dao động cho minh họa này được lấy từ nghiên cứu thực nghiệm đã được công bố của Allemang và Brown [30]. Số liệu này là bốn biểu đồ dao động theo phương thẳng đứng (phương Z) tại bốn điểm đo từ 1 đến 4 theo thời gian trong khoảng thời gian đo hơn 160 giây như thể hiện trên Hình 3.25-3.28. Dữ liệu đo bao gồm 8192 điểm dữ liệu với tần số lấy mẫu đo là 100Hz.



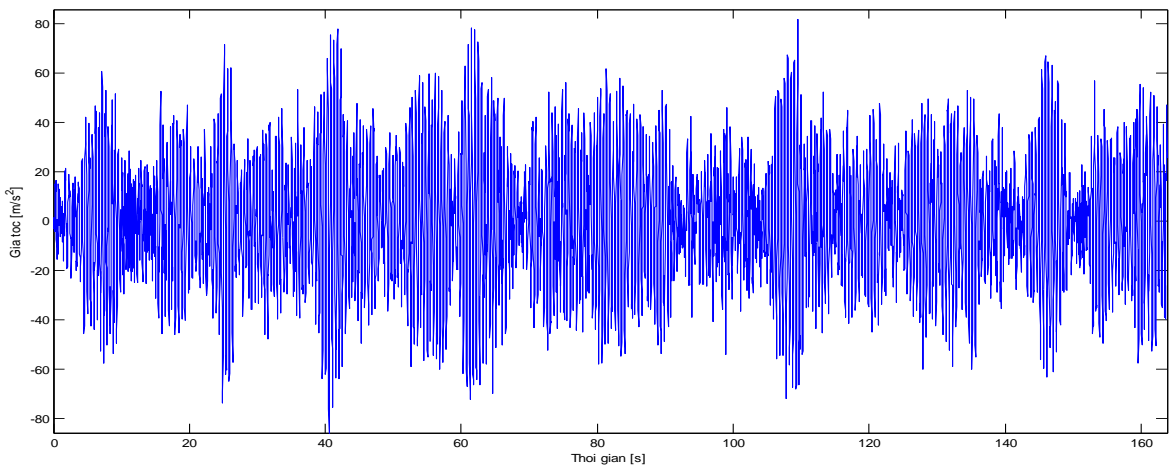
Hình 3.25. Biểu đồ dao động theo thời gian thu được từ kênh đo số 1



Hình 3.26. Biểu đồ dao động theo thời gian thu được từ kênh đo số 2



Hình 3.27. Biểu đồ dao động theo thời gian thu được từ kênh đo số 3



Hình 3.28. Biểu đồ dao động theo thời gian thu được từ kênh đo số 4

Trình tự phân tích và xử lý số liệu đo đạc để tìm ra đặc trưng dao động là dạng mode và tần số dao động tương ứng với các mode dao động được thực hiện như sau:

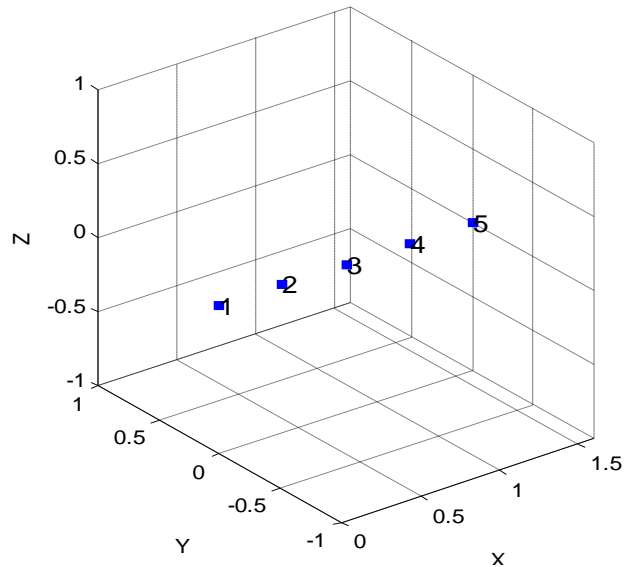
1. Khai báo hình học kết cấu

Để khai báo hình học, kết cấu sẽ được chia ra thành các phần tử, các điểm nút trên kết cấu sẽ thể hiện cho các bậc tự do. Tọa độ các điểm nút của kết cấu được đo dao động được liệt kê trong bảng 3.5. Sau khi khai báo, phần mềm sẽ thể hiện tọa độ không gian của các nút như trên Hình 3.29.

Bảng 3.5. Khai báo tọa độ các nút dầm công son

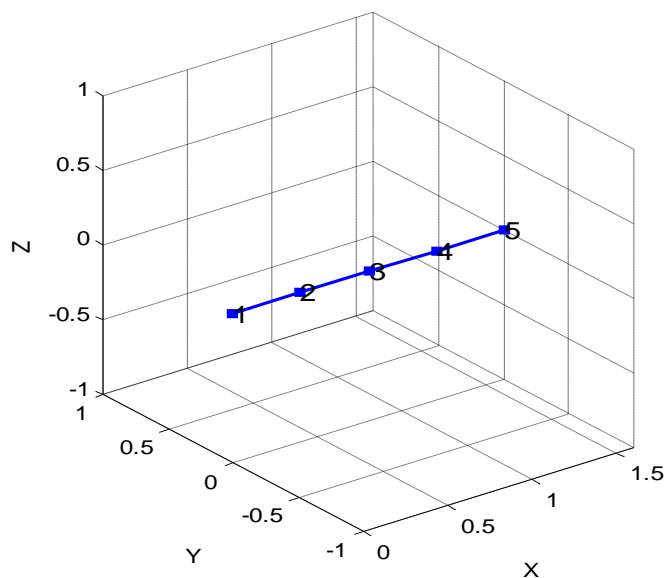
Nút	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0	0	0
2	0.4	0	0

Nút	X (m)	Y (m)	Z (m)
3	0.8	0	0
4	1.2	0	0
5	1.6	0	0



Hình 3.29. Các nút của dầm công son được khai báo

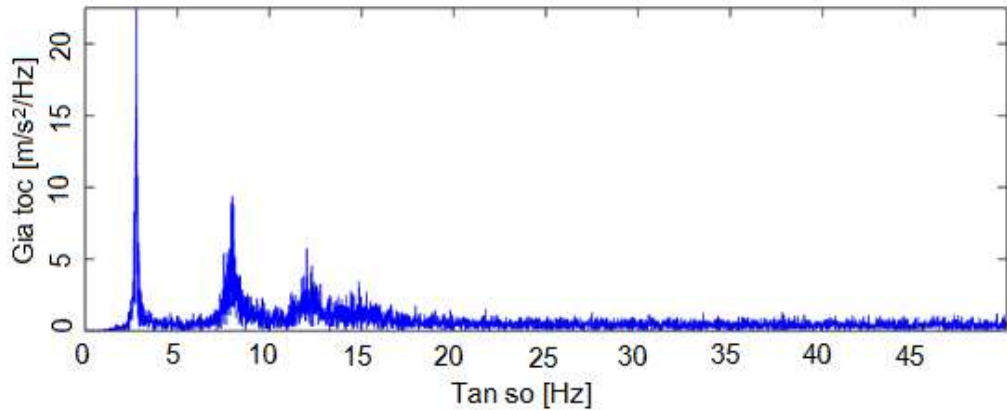
Để các nút đã được mô hình làm việc như kết cấu thực tế cần tiến hành bước tiếp theo là mô tả liên kết cơ học giữa các nút. Ở ví dụ này, mô hình liên kết giữa các nút là phần tử dầm.



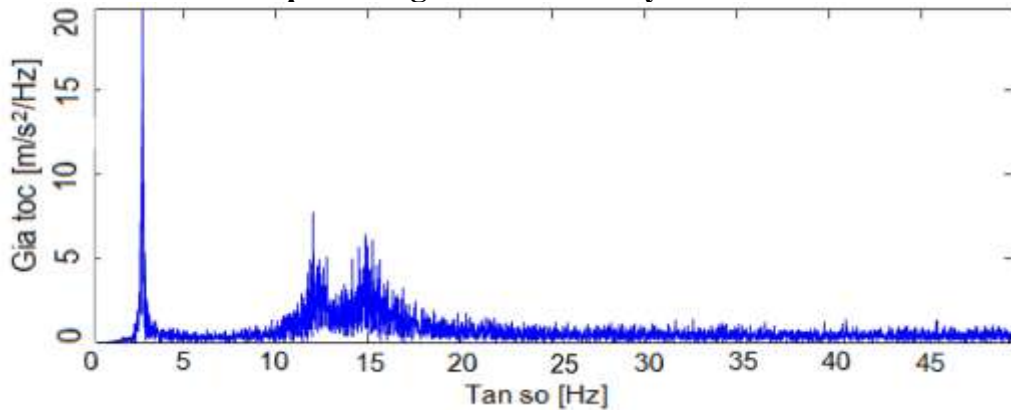
Hình 3.30. Các phần tử dầm được khai báo cho kết cấu

2. Xử lý số liệu đo dao động

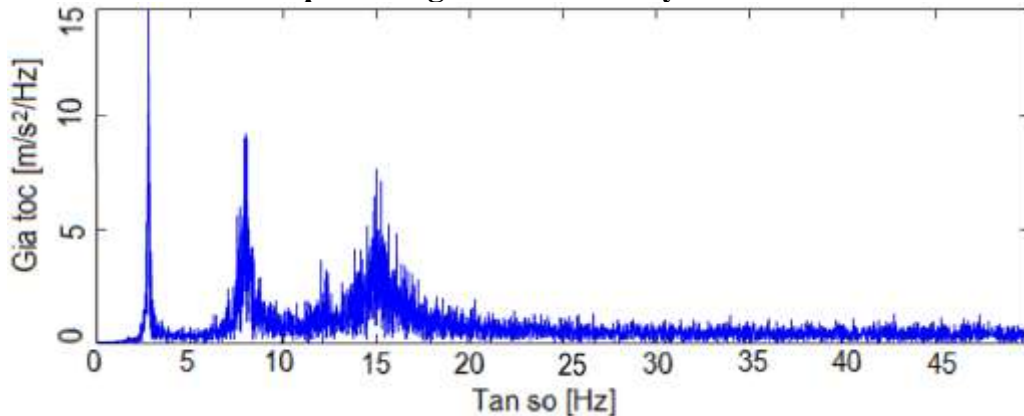
Bốn kênh đo được bố trí ở các nút 2,3,4,5 cho các kết quả là dao động của kết cấu dưới dạng đồ thị với trục đứng là gia tốc và trục hoành là thời gian. Các phép biến đổi được thực hiện để chuyển đổi các tín hiệu thu được sang hàm tần số như thể hiện trên Hình 3.31-3.34.



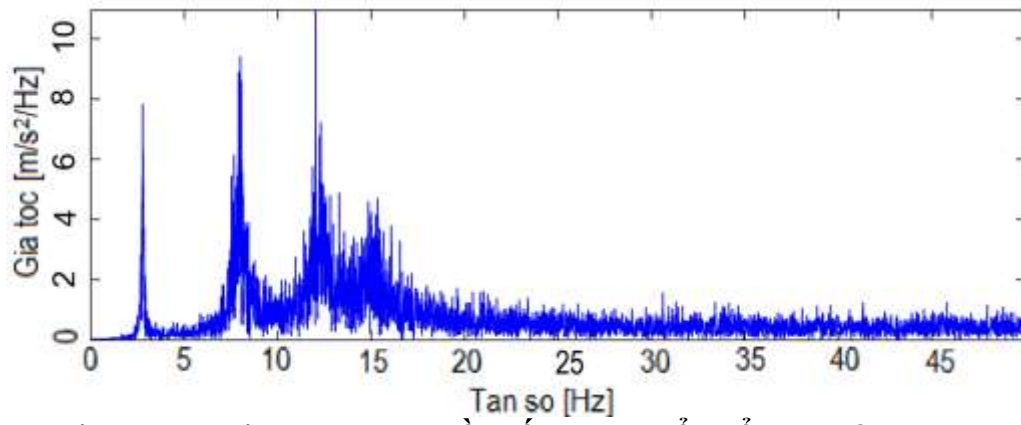
Hình 3.31. Hàm phản ứng tần số sau chuyển đổi của kênh đo 1



Hình 3.32. Hàm phản ứng tần số sau chuyển đổi của kênh đo 2



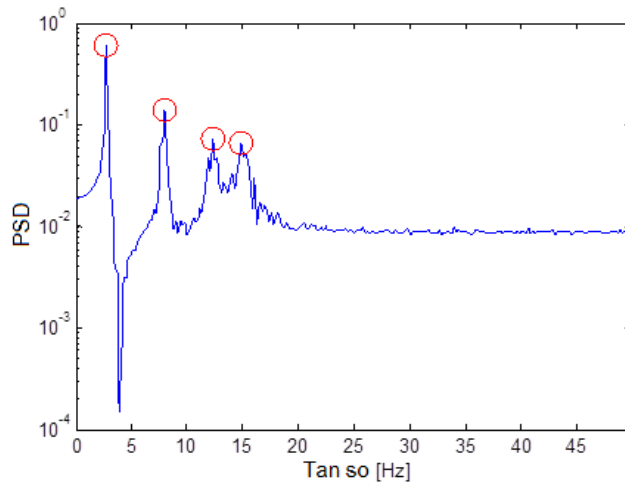
Hình 3.33. Hàm phản ứng tần số sau chuyển đổi của kênh đo 3



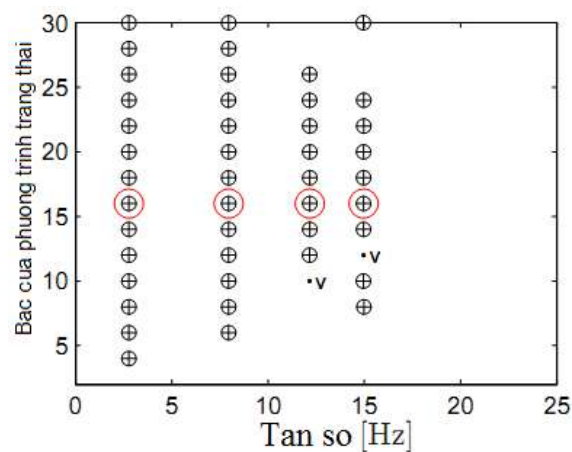
Hình 3.34. Hàm phản ứng tần số sau chuyển đổi của kênh đo 4

3. Nhận dạng dao động

Sau khi biến đổi số liệu đo sang miền tần số, tiến hành nhận dạng dao động bằng các phương pháp phổ biến như phương pháp chọn đỉnh là phương pháp chọn các đỉnh trên phổ tần số [30] như thể hiện trên Hình 3.35.



Hình 3.35. Lựa chọn các đỉnh trên phổ tần số.



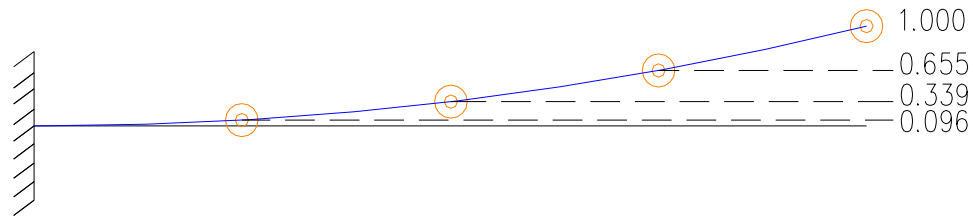
Hình 3.36. Biểu đồ ổn định của phương trình trạng thái.

Từ Hình 3.35, tìm được bốn mode dao động với tần số dao động từ 2,734Hz đến 14,844 Hz như bảng dưới.

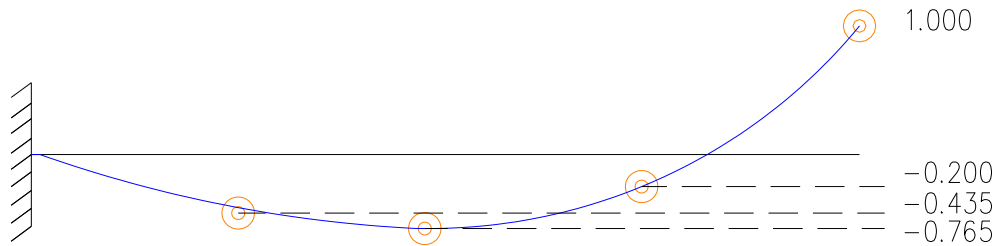
Bảng 3.6. Các tần số tìm được từ dữ liệu đo dao động dầm công son

TT	Tên mode	Tần số (Hz)
1	Mode 1	2.734
2	Mode 2	8.008
3	Mode 3	12.305
4	Mode 4	14.844

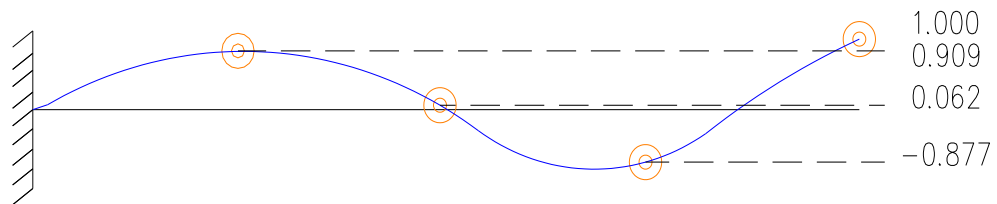
Các dạng thức dao động đo đạc được thể hiện trên Hình 3.57-3.60.



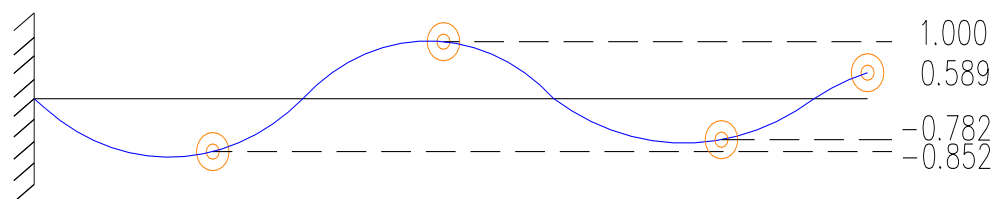
Hình 3.37. Dạng mode thứ nhất



Hình 3.38. Dạng mode thứ 2



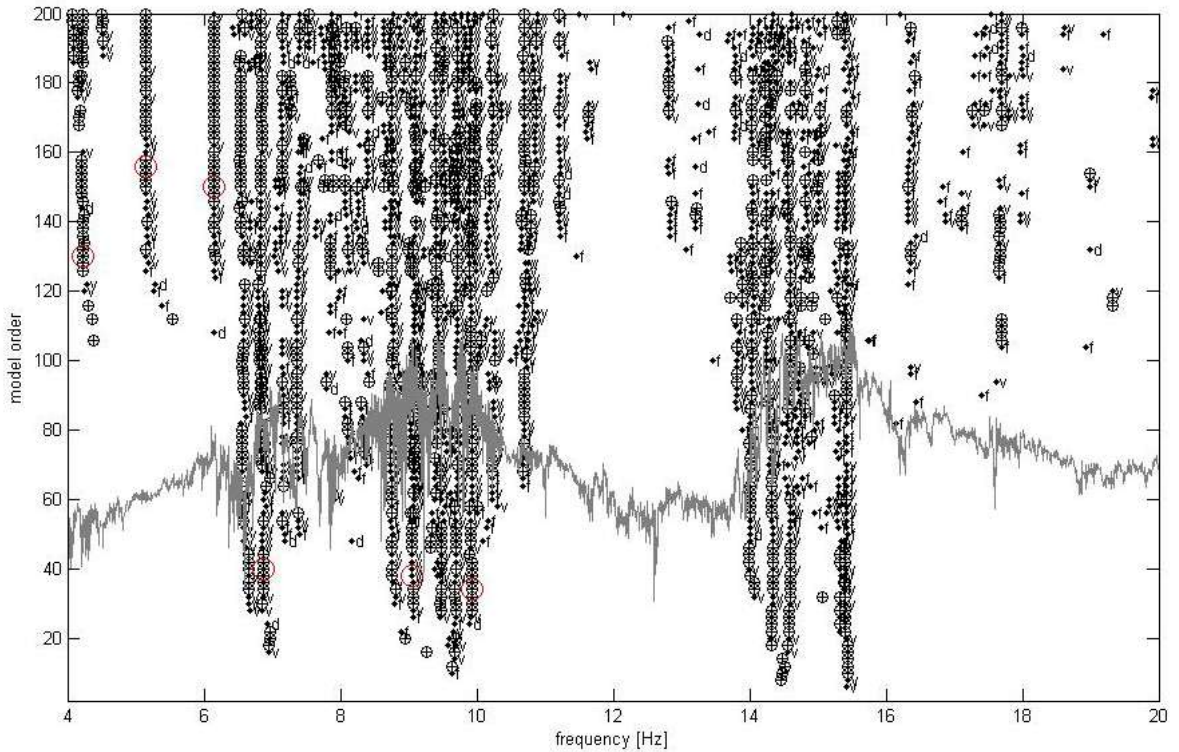
Hình 3.39. Dạng mode thứ 3



Hình 3.40. Dạng mode thứ 4

3.3.4.3. Kết quả đo dao động KCN của 6 cầu

Sử dụng phần mềm MACEC 3.2, tiến hành xử lý kết quả đo và nhận dạng dao động 6 KCN cầu trên địa bàn TP Hà Nội. Hình 3.41 minh họa biểu đồ ổn định – dải tần số đo của KCN N1 cầu Kiến Hưng xử lý từ phần mềm MACEC 3.2.



Hình 3.41. Biểu đồ ổn định dải tần số đo được trên KCN N1 cầu Kiến Hưng

Phân tích và xử lý các số liệu đo dao động cho các kết quả sau:

- Tần số dao động riêng.
- Dạng thức dao động.
- Hệ số cản của mode dao động tương ứng.
- Độ đồng nhất pha của mode dao động tương ứng (MPC): hệ số này biểu thị tính thực tế của một mode, có giá trị trong đoạn $[0;1]$, nếu giá trị gần bằng 1 thì mode đó là mode thực tế.
- Góc pha trung bình của mode dao động tương ứng (MP): hệ số này có giá trị trong đoạn $[0;90^\circ]$, nếu giá trị gần bằng 0° thì mode đó là mode thực tế.
- Độ lệch pha trung bình của mode dao động tương ứng (MPD): là độ lệch chuẩn của giá trị MP.

Kết quả xử lý số liệu đo dao động của 6 cầu kể trên được tổng hợp trong các Bảng 3.7 đến Bảng 3.12. Do mỗi cầu đều được đo trên 2 nhịp giống nhau, kết quả đo trên 2 nhịp của 1 cầu tương đối xấp xỉ nhau, nên ở đây chỉ trình bày kết quả của 1 nhịp đại diện cho 1 cầu. Có 6 mode dao động đầu tiên được trích xuất từ kết quả đo của các cầu nêu trên.

Bảng 3.7. Kết quả xử lý số liệu dao động KCN cầu Kiến Hưng

TT mode	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC	MP (°)	MPD (°)	Dạng dao động	Ghi chú
1	4,23	0,34	0,52	0,91	4,23	6,90	Dạng uốn thứ 1	
2	5,15	0,32	0,83	0,98	5,15	8,80	Dạng xoắn thứ 1	
3	6,14	0,18	0,62	0,82	6,14	6,60	Dạng uốn thứ 2	
4	6,87	0,12	0,82	0,94	6,87	7,10	Dạng uốn thứ 3	
5	9,06	0,10	0,66	0,93	9,06	5,30	Dạng uốn thứ 4	
6	9,92	0,09	0,82	0,90	9,92	5,40	Dạng xoắn thứ 2	

Bảng 3.8. Kết quả xử lý số liệu dao động KCN cầu Phùng Xá

TT mode	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC	MP (°)	MPD (°)	Dạng dao động	Ghi chú
1	2.74	0.37	0.84	0.95	0.57	4.50	Dạng uốn thứ 1	
2	2.92	0.34	0.87	0.97	0.21	5.50	Dạng xoắn thứ 1	
3	3.50	0.29	0.92	0.88	0.07	3.60	Dạng uốn thứ 2	
4	4.45	0.22	0.68	0.91	1.89	4.70	Dạng uốn thứ 3	
5	4.95	0.20	0.58	0.89	0.26	2.10	Dạng xoắn thứ 2	
6	6.48	0.15	0.48	0.88	1.47	4.80	Dạng uốn thứ 4	

Bảng 3.9. Kết quả xử lý số liệu dao động KCN cầu Công Thần

TT mode	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC	MP (°)	MPD (°)	Dạng dao động	Ghi chú
1	2,46	0,41	0,75	0,94	0,15	5,10	Dạng uốn thứ 1	
2	3,51	0,28	0,64	0,98	3,45	6,50	Dạng xoắn thứ 1	
3	4,69	0,21	0,55	0,90	0,72	6,40	Dạng uốn thứ 2	
4	5,59	0,18	0,40	0,95	0,84	6,70	Dạng uốn thứ 3	
5	9,45	0,11	0,45	0,97	1,11	10,10	Dạng uốn thứ 4	
6	12,89	0,08	0,59	0,89	1,07	8,20	Dạng xoắn thứ 2	

Bảng 3.10. Kết quả xử lý số liệu dao động KCN cầu Tế Tiêu

TT mode	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC	MP (°)	MPD (°)	Dạng dao động	Ghi chú
1	2.31	0.43	0.84	0.95	0.68	4.50	Dạng xoắn thứ 1	
2	2.36	0.42	0.87	0.97	0.42	5.50	Dạng uốn thứ 1	
3	2.68	0.37	0.92	0.88	0.24	3.60	Dạng uốn thứ 2	
4	3.86	0.26	0.68	0.91	2.83	4.70	Dạng uốn thứ 3	
5	4.58	0.22	0.58	0.89	0.01	2.10	Dạng xoắn thứ 2	
6	7.86	0.13	0.48	0.88	2.25	4.80	Dạng uốn thứ 4	

Bảng 3.11. Kết quả xử lý số liệu dao động KCN cầu La Khê

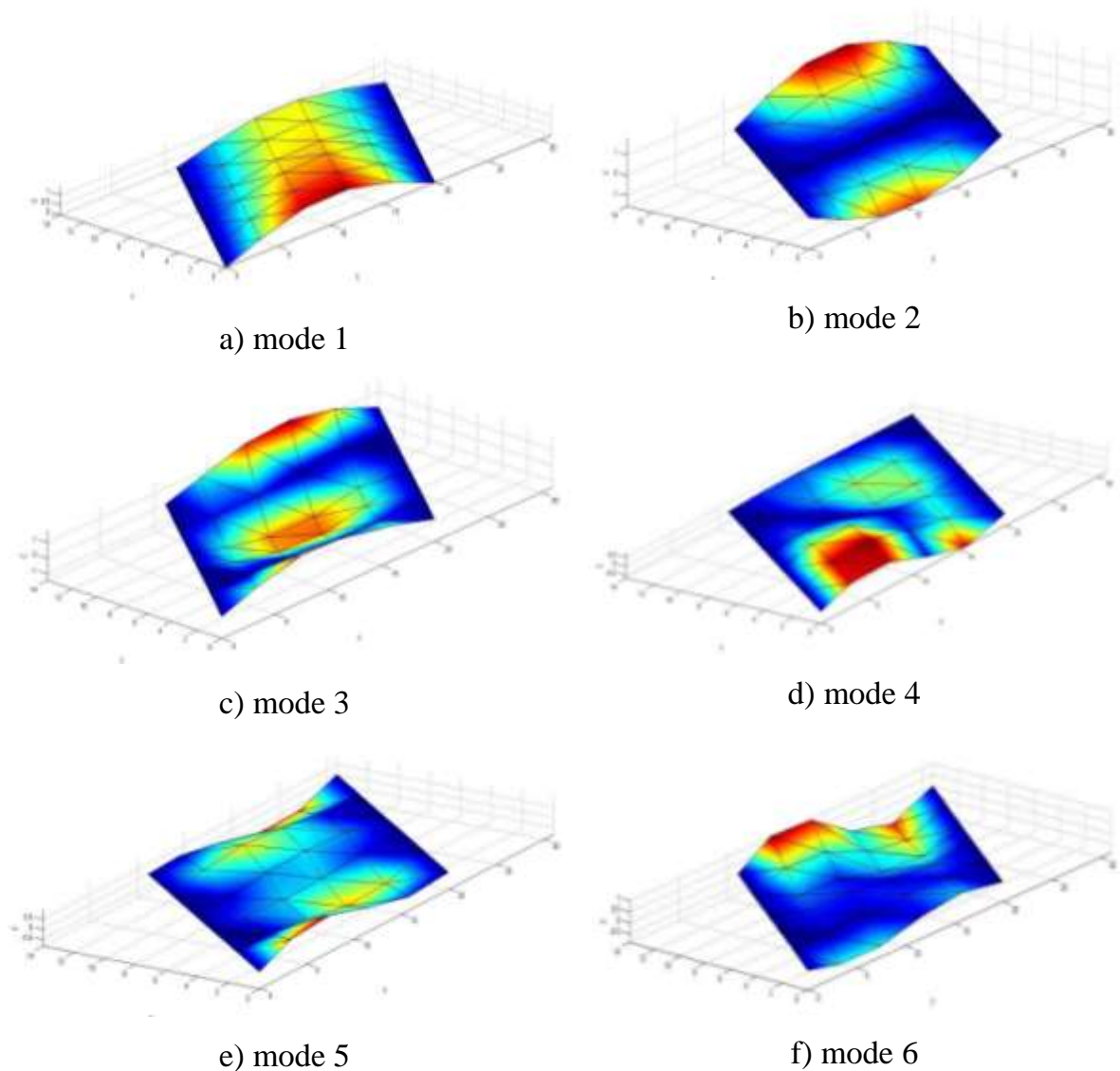
TT mode	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC	MP (°)	MPD (°)	Dạng dao động	Ghi chú
1	4.36	0.24	0.87	0.98	0.22	5.70	Dạng uốn thứ 1	
2	5.10	0.22	0.55	0.99	0.45	5.10	Dạng xoắn thứ 1	
3	10.56	0.09	0.51	0.88	0.79	6.50	Dạng uốn thứ 2	
4	11.32	0.08	0.63	0.92	0.66	5.40	Dạng uốn thứ 3	
5	14.80	0.06	0.61	0.97	1.20	3.50	Dạng uốn thứ 4	
6	15.00	0.06	0.55	0.88	0.30	6.40	Dạng xoắn thứ 2	

Bảng 3.12. Kết quả xử lý số liệu đo KCN cầu Giẽ

TT mode	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC	MP (°)	MPD (°)	Dạng dao động	Ghi chú
1	4.12	0.23	0.73	0.98	0.23	5.70	Dạng uốn thứ 1	
2	5.39	0.20	0.65	0.99	2.66	5.10	Dạng uốn thứ 2	
3	13.56	0.07	0.64	0.88	4.20	6.50	Dạng xoắn thứ 1	
4	14.92	0.06	0.72	0.92	3.21	5.40	Dạng uốn thứ 3	
5	15.26	0.06	0.45	0.97	0.90	3.50	Dạng uốn thứ 4	
6	16.33	0.06	0.58	0.88	4.67	6.40	Dạng xoắn thứ 2	

Hình 3.42 thể hiện 6 kiểu dao động (mode shape) đầu tiên nhận dạng được từ dữ liệu đo động cầu Kiến Hưng (sử dụng phần mềm MACEC). Có thể nhận thấy dạng thức dao động thực đo khá tương đồng với dạng mode phân tích từ mô hình

PTHH. Các mode dao động nhận dạng được từ số liệu đo các cầu còn lại được trình bày trong Phụ lục kết quả đo dao động 6 KCN cầu trên địa bàn TP Hà Nội.



Hình 3.42. Sáu dạng đầu tiên thực đo cầu Kiến Hưng

3.3.5. So sánh kết quả tính và kết quả đo dao động 6 cầu

Bảng 3.13 đến 3.16 so sánh các tần số tính toán từ mô hình và các tần số đo được tương ứng của các KCN cầu kể trên (xem thêm Phụ lục). Có thể nhận thấy kết quả đo và tính chênh nhau trong phạm vi nhỏ hơn hoặc bằng 10%, chứng tỏ việc phân tích dao động từ mô hình phân tử hữu hạn của các cầu là chấp nhận được. Sự sai khác giữa kết quả tính và đo có thể do các nguyên nhân sau đây:

- Chưa xét một cách chính xác phần khối lượng phi kết cấu (lan can, gờ chắn bánh, tay vịn,...) khi mô hình phần khối lượng chất thêm.

- Mô hình chưa xét đầy đủ và chính xác các điều kiện biên: liên kết dầm với gối, độ cứng gối cầu,...

- Ngoài ra, sự khác biệt còn do các tham số đo được là của KCN cầu ở thời điểm hiện tại (có thể có sự thay đổi về kết cấu và các điều kiện biên) chứ không phải ở thời điểm ban đầu.

Vì vậy, muốn chẩn đoán KCN cầu thì phải đo các tham số động ngay thời điểm ban đầu khi cầu bắt đầu đưa vào khai thác, hoặc chấp nhận việc lấy số liệu ở lần đo đầu tiên của cầu ở một thời điểm nào đó làm “trạng thái 0”, sau đó sẽ thực hiện bài toán đánh giá và chẩn đoán động KCN ở thời điểm tương lai.

Bảng 3.13. So sánh tần số tính và đo của cầu Kiến Hưng

TT	Tần số đo (Hz)	Tần số tính (Hz)	Chênh lệch (%)	Ghi chú
1	4.23	3.98	-5.9%	
2	5.15	4.65	-9.7%	
3	6.14	6.51	6.0%	
4	6.87	7.54	9.8%	
5	9.06	9.87	8.9%	
6	9.92	10.87	9.6%	

Bảng 3.14. So sánh tần số tính và đo cầu Công Thần

TT	Tần số đo (Hz)	Tần số tính (Hz)	Chênh lệch (%)	Ghi chú
1	2.46	2.58	4.8%	
2	3.51	3.31	-5.7%	
3	4.69	4.23	-9.8%	
4	5.59	6.14	9.8%	
5	9.45	10.40	10.1%	
6	12.89	11.55	-10.4%	

Bảng 3.15. So sánh tần số tính và đo của cầu La Khê

TT	Tần số đo (Hz)	Tần số tính (Hz)	Chênh lệch (%)	Ghi chú
1	4.36	4.2	-3.7%	
2	5.1	4.62	-9.4%	
3	10.56	11.09	5.0%	
4	11.32	12.41	9.6%	
5	14.8	16.09	8.7%	
6	15	16.45	9.7%	

Bảng 3.16. So sánh tần số tính và đo của cầu Giẽ

TT	Tần số đo (Hz)	Tần số tính (Hz)	Chênh lệch (%)	Ghi chú
1	4.12	4.34	5.4%	
2	5.39	4.93	-8.5%	
3	13.56	14.26	5.2%	
4	14.92	15.69	5.1%	
5	15.26	16.78	10.0%	
6	16.33	17.19	5.3%	

3.4. Phân tích ảnh hưởng của các hư hỏng đến đặc trưng dao động của KCN cầu BT

3.4.1. Miêu tả mô hình

Trong phạm vi của đề tài nghiên cứu này, 6 KCN cầu bê tông thuộc địa bàn TP Hà Nội đã được tiến hành đo dao động vào thời điểm cuối năm 2015 – đầu năm 2016. Để đánh giá hiện trạng KCN cầu dựa trên phương pháp dao động thì các cầu sẽ được đo dao động định kỳ mỗi năm một lần. Kết quả của mỗi lần đo sẽ được lưu trữ và dùng để so sánh với các lần đo trước đó. Do các cầu kể trên chưa được đo lần 2 cho nên chưa có số liệu để đánh giá tình trạng của cầu so với lần đo đầu tiên. Vì

vậy, để minh họa phương pháp đánh giá động, nhóm tác giả sử dụng phương pháp mô phỏng số để:

- Khảo sát ảnh hưởng của các hư hỏng KCN (hư hỏng ở bản mặt cầu, dầm chủ, dầm ngang) cầu đến sự thay đổi các đặc trưng dao động của KCN cầu. Sự thay đổi các đặc trưng dao động của KCN này sẽ được phân tích và làm cơ sở để đánh giá tình trạng KCN cầu sau này.

- Giả lập các hư hỏng tại các vị trí cụ thể trên KCN, sau đó chỉ giữ lại các đặc trưng dao động (tần số, dạng thức dao động,...) với mục đích mô phỏng số liệu đo dao động của cầu tại một thời điểm trong tương lai. Sau đó tiến hành chẩn đoán động theo phương pháp dựa trên sự thay đổi độ mềm biểu kiến của kết cấu (MFC) như đã trình bày ở Chương 2 để phát hiện vị trí hư hỏng của KCN. Vị trí hư hỏng này sẽ được đối chiếu với vị trí giả lập ban đầu để xem có trùng khớp hay không, nếu trùng khớp thì phương pháp chẩn đoán đã sử dụng là phương pháp tin cậy, có thể áp dụng được.

Để thực hiện mô phỏng, KCN cầu dầm BTĐUL mặt cắt chữ I được lựa chọn bởi KCN này bao gồm cả dầm chủ, bản mặt cầu và dầm ngang – thuận tiện cho việc đánh giá hư hỏng ở các bộ phận này. Các kích thước hình học của cầu La Khê sẽ được sử dụng trong mô phỏng này (cũng là KCN dầm I tương tự như cầu Giẽ). Các kích bản hư hỏng khác nhau sẽ được mô phỏng trên mô hình phần tử hữu hạn của KCN. Dao động tự do của KCN trong cả hai trường hợp không hư hỏng (gọi là tình trạng kết cấu “khỏe”) và hư hỏng sẽ được phân tích. Các tần số dao động tự do và dạng thức dao động của kết cấu ứng với tình trạng không hư hỏng và hư hỏng sẽ được sử dụng như là các tham chiếu chính cho việc cảnh báo hoặc phát hiện hư hỏng. Cách tiếp cận này dựa trên nguyên lý “tần số dao động tự do là tham số nhạy cảm đối với sự nguyên vẹn của kết cấu”, do đó sự xuất hiện hư hỏng sẽ gây ra sự thay đổi tần số dao động tự do của kết cấu. Sự thay đổi tần số và thay đổi độ mềm biểu kiến kết cấu sẽ được đánh giá sử dụng 5 đặc trưng dao động đầu tiên (bao gồm tần số dao động tự do và dạng thức dao động), sau đó sẽ được dùng để xác định vị trí hư hỏng của KCN.

Mô hình phần tử hữu hạn của cầu La Khê đã được xây dựng ở mục trước đó. Đây có thể coi là mô hình ban đầu của cầu – mô hình kết cấu không hư hỏng.

Để mô phỏng sự xuống cấp hoặc hư hỏng của cầu, một số phần tử dầm hoặc bản sẽ được thay đổi độ cứng (chống uốn) so với độ cứng ban đầu. Có hai trường hợp được xem xét mô phỏng:

- + Bê tông bị suy giảm mô đun đàn hồi (E),
- + Một số vị trí xuất hiện vết nứt hoặc hư hỏng: được mô phỏng thông qua việc thay đổi mô men quán tính mặt cắt (I) của một số phần tử.

Dưới đây sẽ trình bày chi tiết các kịch bản hư hỏng cho từng trường hợp.

3.4.2. Bê tông bị suy giảm mô đun đàn hồi (E)

Ba tình huống được xem xét bao gồm sự suy giảm mô đun đàn hồi của bê tông tại:

- + Bản mặt cầu,
- + Dầm,
- + Cả bản mặt cầu và dầm.

Trong mỗi tình huống kể trên, mô đun đàn hồi (E) của bê tông sẽ được mô phỏng suy giảm theo 3 mức: giảm 20%, 40% và 60%, tức là khi đó bê tông sẽ có mô đun đàn hồi lần lượt là 0.8E, 0.6E và 0.4E. Với mỗi một kịch bản, 5 tần số đầu tiên sẽ được trích xuất từ mô hình phần tử hữu hạn và sẽ được so sánh với 5 tần số của mô hình ban đầu trước khi bị hư hỏng.

Các tần số và sự thay đổi tần số so với mô hình ban đầu trong tình huống mô đun đàn hồi của bản mặt cầu bị suy giảm được thống kê trong bảng 3.17. Tương tự như vậy, bảng 3.18 và 3.19 liệt kê các tần số và sự thay đổi tần số trong trường hợp mô đun đàn hồi của bê tông dầm và mô đun đàn hồi của bê tông của cả dầm và bản bị suy giảm. Các Hình 3.43 đến 3.45 thể hiện sự thay đổi tần số trong các trường hợp tương ứng ở trên.

Bảng 3.17. Sự thay đổi tần số khi giảm mô đun đàn hồi của BT bản mặt cầu.

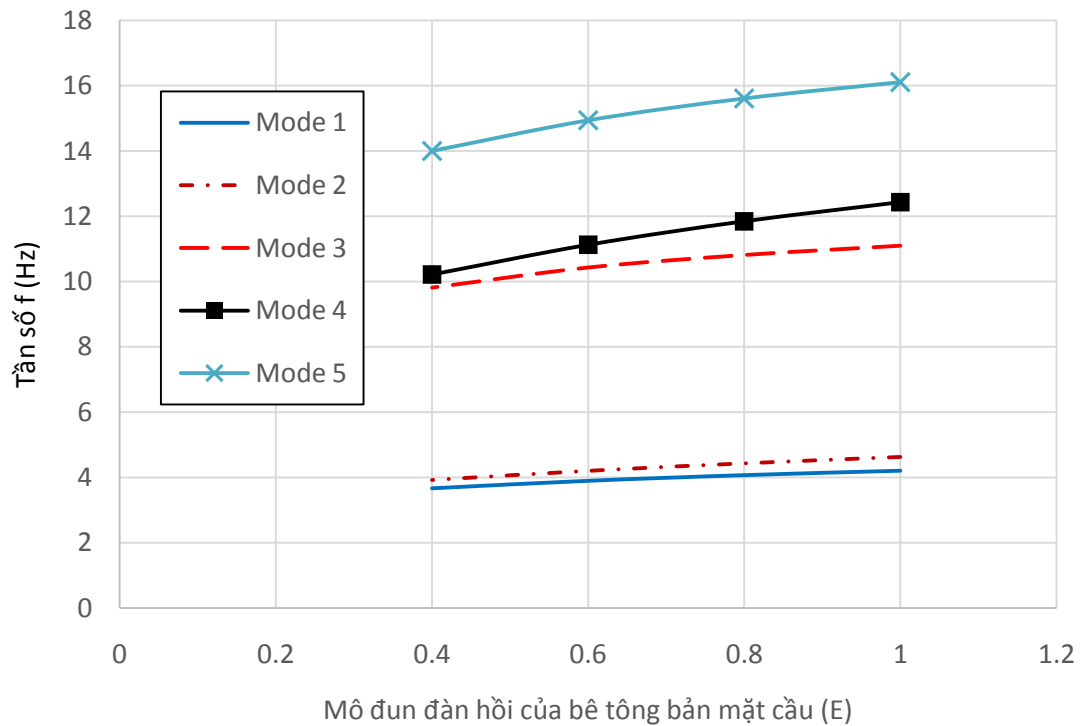
Mô đun đàn hồi BT bản	Mode 1		Mode 2		Mode 3		Mode 4		Mode 5	
	f1 (Hz)	Chênh (%)	f2 (Hz)	Chênh (%)	f3 (Hz)	Chênh (%)	f4 (Hz)	Chênh (%)	f5 (Hz)	Chênh (%)
E	4.21		4.62		11.10		12.43		16.11	
0.8E	4.07	3.2%	4.43	4.2%	10.82	2.6%	11.84	4.7%	15.61	3.1%
0.6E	3.89	7.4%	4.20	9.2%	10.43	6.1%	11.13	10.5%	14.94	7.2%
0.4E	3.66	12.9%	3.92	15.2%	9.81	11.7%	10.22	17.8%	14.01	13.1%

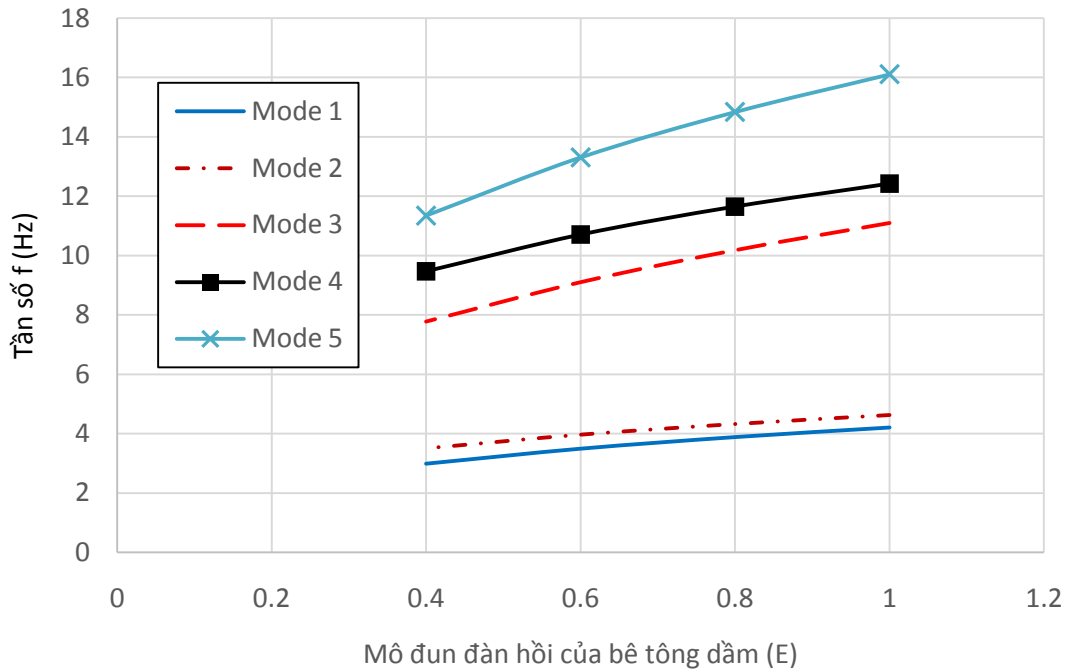
Bảng 3.18. Sự thay đổi tần số khi giảm mô đun đàn hồi của BT dầm.

Mô đun đàn hồi BT dầm	Mode 1		Mode 2		Mode 3		Mode 4		Mode 5	
	f1 (Hz)	Chênh (%)	f2 (Hz)	Chênh (%)	f3 (Hz)	Chênh (%)	f4 (Hz)	Chênh (%)	f5 (Hz)	Chênh (%)
E	4.21		4.62		11.10		12.43		16.11	
0.8E	3.88	7.7%	4.32	6.5%	10.18	8.3%	11.66	6.2%	14.84	7.9%
0.6E	3.49	17.0%	3.96	14.3%	9.10	18.0%	10.71	13.8%	13.31	17.4%
0.4E	2.99	29.0%	3.50	24.3%	7.78	30.0%	9.47	23.8%	11.35	29.6%

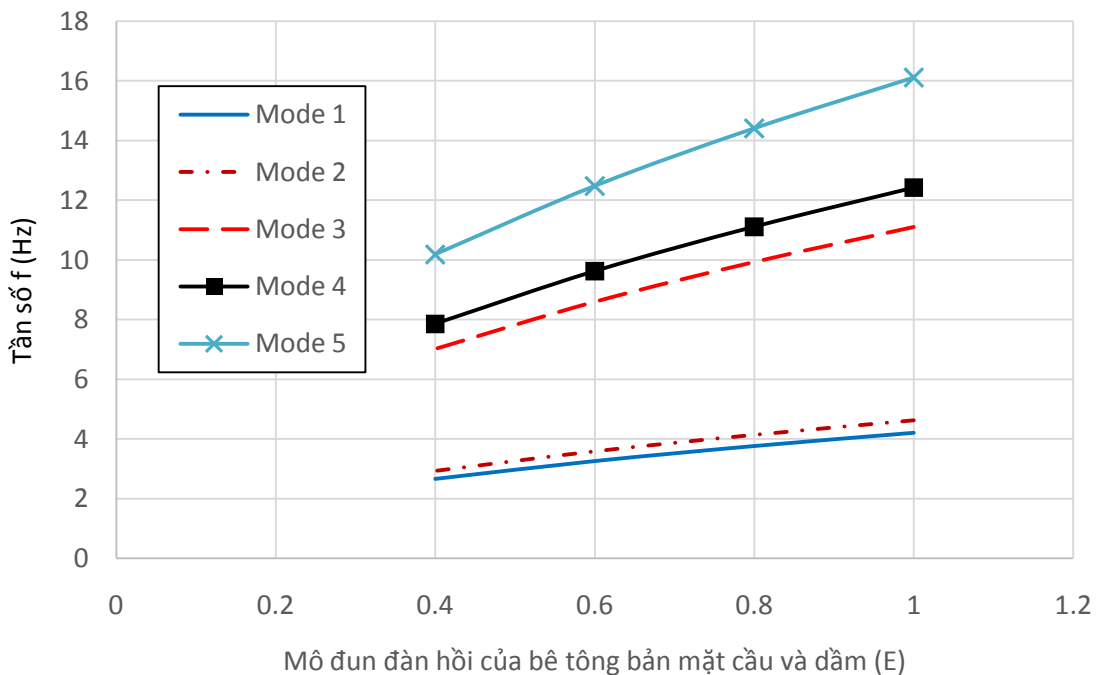
Bảng 3.19. Sự thay đổi tần số khi giảm mô đun đàn hồi của BT bản mặt cầu và dầm

Mô đun đàn hồi BT bản và dầm	Mode 1		Mode 2		Mode 3		Mode 4		Mode 5	
	f1 (Hz)	Chênh (%)	f2 (Hz)	Chênh (%)	f3 (Hz)	Chênh (%)	f4 (Hz)	Chênh (%)	f5 (Hz)	Chênh (%)
E	4.21		4.62		11.10		12.43		16.11	
0.8E	3.76	10.6%	4.14	10.6%	9.93	10.6%	11.12	10.6%	14.41	10.6%
0.6E	3.26	22.5%	3.58	22.5%	8.60	22.5%	9.63	22.5%	12.48	22.5%
0.4E	2.66	36.8%	2.92	36.8%	7.02	36.8%	7.86	36.8%	10.19	36.8%

**Hình 3.43. Sự thay đổi tần số khi thay đổi mô đun đàn hồi BT bản mặt cầu.**



Hình 3.44. Sự thay đổi tần số khi thay đổi mô đun đàn hồi BT dầm.



Hình 3.45. Sự thay đổi tần số khi thay đổi mô đun đàn hồi BT bản mặt cầu và dầm

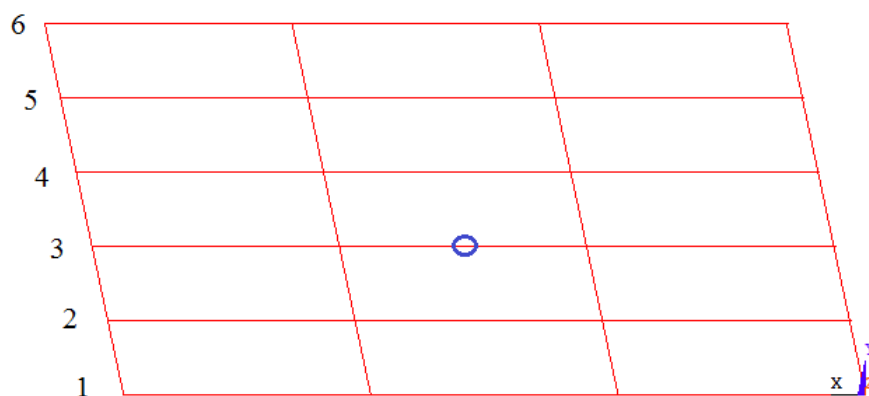
Để nhận thấy khi giảm mô đun đàn hồi của bê tông bản mặt cầu hoặc/và dầm chủ, tần số dao động cũng giảm gần như tuyến tính với độ giảm mô đun đàn hồi E. Khi mô đun đàn hồi (E) của BT bản mặt cầu giảm 60% thì tần số cơ bản giảm

12.9%, khi E của BT dầm giảm 60% thì tần số cơ bản giảm 29%, còn khi E của cả BT bản và dầm đều giảm 60% thì tần số giảm 36.8%.

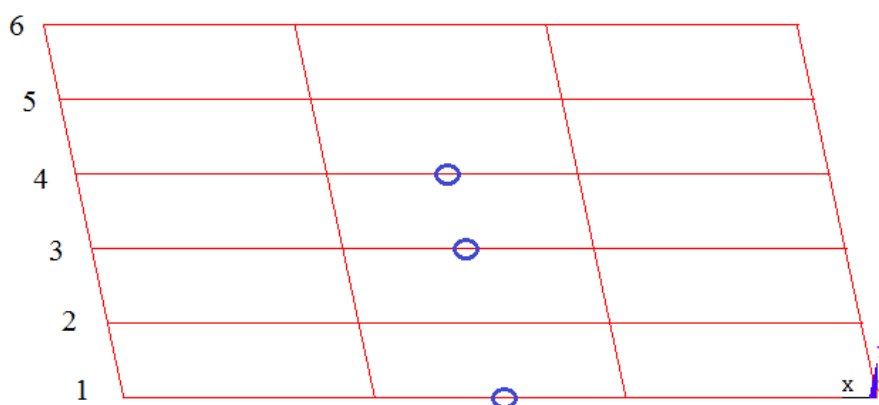
Như vậy, khi đo đặc dao động KCN ở những lần tiếp theo, nếu các tần số (ví dụ 5 tần số đầu tiên) đều giảm theo một tỉ lệ xấp xỉ nhau thì có thể dự đoán rằng mô đun đàn hồi hoặc độ cứng của toàn bộ kết cấu cùng bị suy giảm.

3.4.3. KCN có vết nứt hoặc hư hỏng

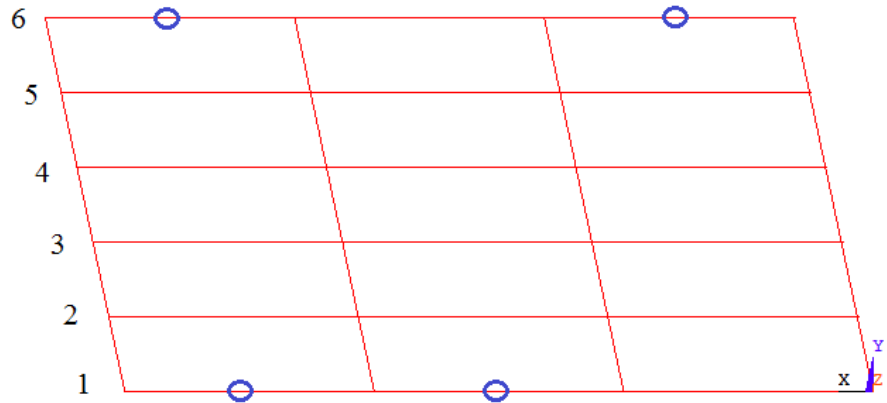
Có 10 kịch bản hư hỏng được giả định xuất hiện ở dầm chủ (4), dầm ngang (1), và bản mặt cầu (5). Các hư hỏng này được mô phỏng thông qua việc thay đổi độ cứng chống uốn (EI) của một số phần tử bằng cách: giảm mô men quán tính mặt cắt (I) xuống 50%, hoặc giảm mô đun đàn hồi của BT (E) xuống 50%. Mười hai kịch bản hư hỏng từ H1 đến H12 được minh họa trên các Hình 3.46-3.53, trong đó các hư hỏng H8-H12 là các hư hỏng tại các vị trí ngẫu nhiên của bản mặt cầu lần lượt ứng với trường hợp 10%, 20%, 30%, 40% và 50% diện tích bản mặt cầu bị hư hỏng.



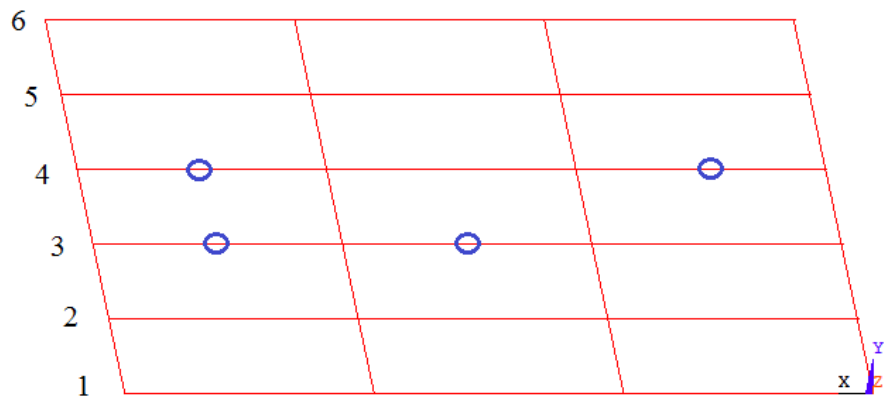
Hình 3.46. Hư hỏng H1 tại giữa dầm số 3.



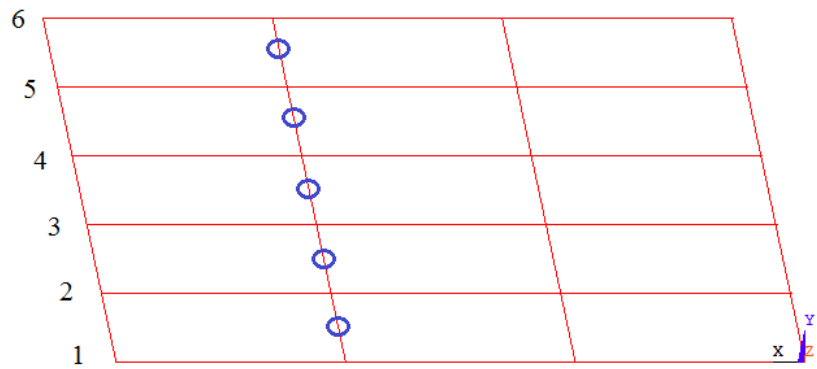
Hình 3.47. Hư hỏng H2 tại giữa dầm số 1, 3 và 4.



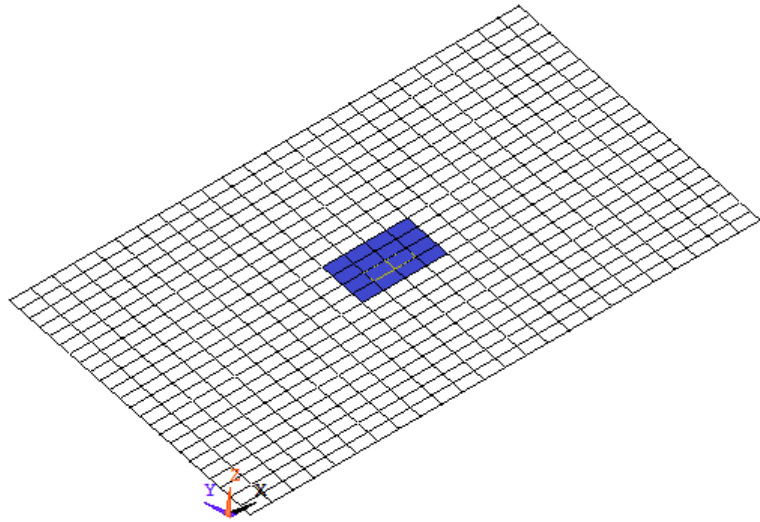
Hình 3.48.Hư hỏng H3 tại hai dầm biên.



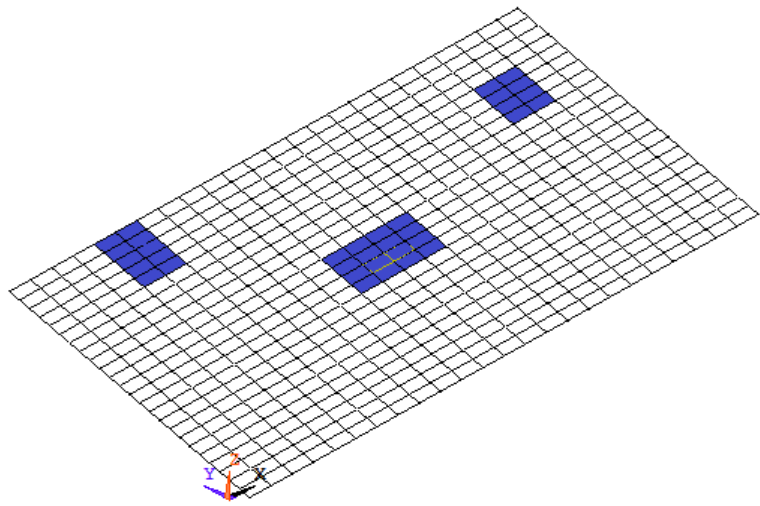
Hình 3.49.Hư hỏng H4 tại hai dầm giữa.



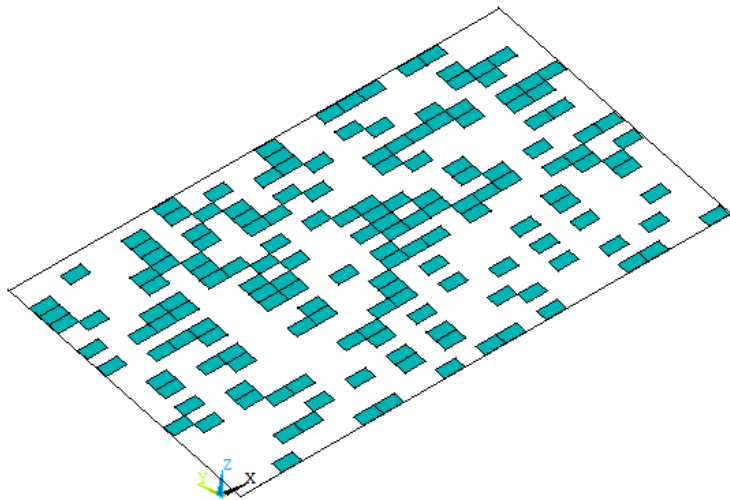
Hình 3.50.Hư hỏng H5 tại các dầm ngang.



Hình 3.51. Hư hỏng H6 tại bản mặt cầu.



Hình 3.52. Hư hỏng H7 tại bản mặt cầu.

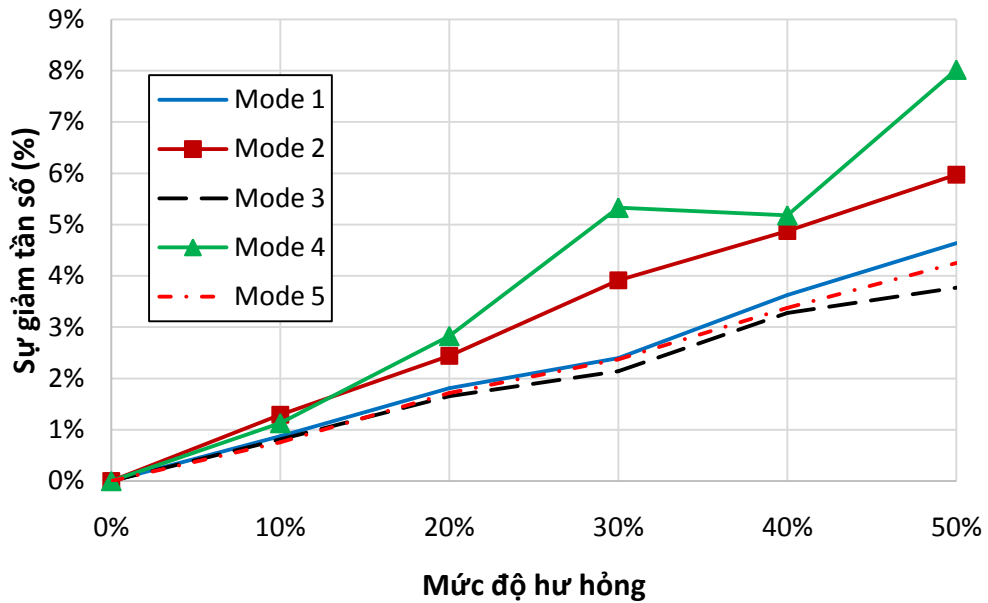


Hình 3.53. Hư hỏng ngẫu nhiên (10% - 50%) tại bản mặt cầu (H8-H12).

Các tần số và sự thay đổi tần số so với mô hình ban đầu trong các trường hợp hư hỏng (vết nứt) ở dầm chủ, dầm ngang và bản mặt cầu (H1-H12) được liệt kê trong Bảng 3.20. Hình 3.54 biểu diễn sự giảm tần số của các trường hợp hư hỏng tại vị trí ngẫu nhiên của bản mặt cầu (từ 10%-50%) so với tần số của mô hình ban đầu chưa hư hỏng.

Bảng 3.20. Sự thay đổi tần số khi giảm mô đun đàn hồi của BT dầm.

Hư hỏng	Mode 1		Mode 2		Mode 3		Mode 4		Mode 5	
	f1 (Hz)	Giảm m (%)	f2 (Hz)	Giảm m (%)	f3 (Hz)	Giảm m (%)	f4 (Hz)	Giảm m (%)	f5 (Hz)	Giảm m (%)
Không hư hỏng	4.21	-	4.62	-	11.10	-	12.43	-	16.11	-
H1	4.20	0.2%	4.62	0.0%	11.10	0.1%	12.43	0.0%	16.11	0.0%
H2	4.17	0.8%	4.61	0.3%	11.08	0.2%	12.43	0.0%	16.11	0.0%
H3	4.19	0.5%	4.61	0.4%	11.09	0.1%	12.43	0.0%	16.05	0.4%
H4	4.19	0.4%	4.62	0.0%	11.10	0.1%	12.42	0.0%	16.05	0.4%
H5	4.22	0.4%	4.63	0.1%	10.31	7.2%	12.40	0.2%	16.16	0.3%
H6	4.18	0.5%	4.62	0.1%	11.08	0.2%	12.42	0.1%	16.10	0.1%
H7	4.18	0.6%	4.60	0.6%	11.04	0.5%	12.40	0.2%	16.06	0.3%
H8-10%	4.17	0.9%	4.56	1.3%	11.01	0.8%	12.29	1.1%	15.99	0.8%
H9-20%	4.13	1.8%	4.51	2.4%	10.92	1.7%	12.08	2.8%	15.83	1.7%
H10-30%	4.10	2.4%	4.44	3.9%	10.87	2.1%	11.77	5.3%	15.73	2.4%
H11-40%	4.05	3.6%	4.40	4.9%	10.74	3.3%	11.78	5.2%	15.57	3.4%
H12-50%	4.01	4.6%	4.35	6.0%	10.68	3.8%	11.43	8.0%	15.43	4.2%



Hình 3.54. Sự thay đổi (giảm) tần số theo mức độ hư hỏng ngẫu nhiên của bản mặt cầu.

Các biểu đồ trên cho thấy, khi hư hỏng xảy ra ở dầm chủ thì các mode uốn thẳng đứng – đặc biệt là mode uốn đầu tiên - bị ảnh hưởng nhiều nhất bởi các dầm chủ cầu thành độ cứng chống uốn cho KCN. Tuy nhiên, với những vị trí và mức độ hư hỏng giả định như trên, tần số dao động của 5 mode đầu tiên giảm không đáng kể, lớn nhất là 0.8% trong hư hỏng H2.

Đáng chú ý là trường hợp các dầm ngang tại vị trí 1/3 nhịp cùng bị hư hỏng (H5), tình huống này cũng có khả năng xảy ra trong thực tế khi dầm ngang bị đứt cáp dự ứng lực ngang. Trong trường hợp này, tần số các mode dao động uốn đứng (quanh trục Y) và xoắn của KCN đều tăng chứ không giảm, ngược lại, tần số mode dao động uốn quanh trục X lại tăng lên. Điều này có thể lý giải là khi độ cứng tương đối của dầm ngang giảm thì độ cứng tương đối của dầm dọc tăng lên làm cho tần số các mode uốn đứng (quanh trục Y) tăng lên. Ở chiều ngược lại, tần số mode uốn đứng quanh trục X của KCN lại giảm đi (trong dạng dao động này, dầm ngang đóng vai trò như dầm dọc, còn dầm dọc đóng vai trò như dầm ngang).

Khi số lượng các phần tử bản mặt cầu bị hư hỏng ngẫu nhiên tăng lên thì tần số của các mode dao động cũng giảm theo. Có thể nhận thấy sự giảm tần số ở các mode uốn (mode 1, 3, 5) tương đối xấp xỉ nhau, còn đối với các mode xoắn và hỗn hợp (mode 2, 4) thì tần số giảm nhanh hơn khi số phần tử hư hỏng ngẫu nhiên tăng

lên. Đây chính là điểm đáng chú ý trong sự thay đổi tần số dao động của KCN khi có các phân tử bản hư hỏng ngẫu nhiên.

3.5. Phân tích các đặc điểm của kết cấu nhạy cảm với sự thay đổi đặc trưng dao động

3.5.1. Thuộc tính cản

Như đã trình bày trong chương 2, phương trình vi phân dao động tự do tổng quát có dạng như sau:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (3.1)$$

Khi có xét tới ảnh hưởng của lực cản, đối với hệ một bậc tự do thì nghiệm của phương trình (3.1) có dạng:

$$u(t) = A_1 e^{(-\xi\omega + \omega\sqrt{\xi^2 - 1})t} + A_2 e^{(-\xi\omega - \omega\sqrt{\xi^2 - 1})t} \quad (3.2)$$

Trong đó, các hệ số A_1 và A_2 được xác định từ những điều kiện ban đầu, ω là tần số riêng, ξ là tỷ số cản (hệ số cản).

Cản được mô tả như một thuộc tính của vật liệu xây dựng và kết cấu, cái mà trong hầu hết các trường hợp thì làm giảm phản ứng động và giúp cho cầu tiếp cận tới trạng thái cân bằng sau khi xe cộ di chuyển qua. Trong hầu hết các công trình cầu, cản tới từ hai nguồn chính là nguồn bên trong và bên ngoài. Nguồn bên trong thì tới từ ma sát bên trong, những vết nứt và thuộc tính không đồng nhất của vật liệu xây dựng... Nguồn bên ngoài tới từ ma sát giữa đá kê gối và gối cầu, ma sát trong các lớp ballast, ma sát trong mối nối của kết cấu, những thuộc tính cản nhớt của đất, nền móng và móng trụ... Thuộc tính cản phụ thuộc vào nhiều yếu tố ở trên, do đó, việc tính toán hệ số cản rất quan trọng. Có một số các tiêu chuẩn thì đã đưa ra một vài các giá trị cho việc đánh giá ban đầu của cản trong cầu nhưng những giá trị cản thực sự nên được xác định từ những phép đo.

Khi sử dụng các chương trình, phần mềm tính toán người ta thường sử dụng cản theo Rayleigh. Nghĩa là lúc này, cản sẽ phụ thuộc vào độ cứng và (hoặc) khối lượng, có thể biểu thị như công thức bên dưới:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (3.3)$$

Trong đó a_0 và a_1 là các hệ số. Từ công thức trên dễ dàng thấy được như sau: Khi hệ số $a_0 = 0$, lúc này ma trận cản tỷ lệ với ma trận độ cứng, và tỷ số cản tỷ lệ

thuận với tần số dao động, hay nói cách khác tần số dao động càng cao thì tỷ số cản càng lớn. Do đó, trong phân tích động người ta chỉ quan tâm tới một vài dạng thức dao động ban đầu. Ngược lại, khi hệ số $a_1 = 0$ thì ma trận cản tỷ lệ với khối lượng, tỷ số cản sẽ tỷ lệ nghịch với tần số dao động.

3.5.2. Thuộc tính độ cứng

Nhìn vào công thức (3.1) ở trên, dễ dàng thấy rằng thuộc tính độ cứng của kết cấu cũng ảnh hưởng tới phản ứng động của dầm. Mặt khác, thì độ cứng của dầm lại phụ thuộc vào hai yếu tố là đặc trưng hình học của mặt cắt ngang (diện tích, mô men quán tính...) và mô đun đàn hồi của vật liệu. Như vậy, chỉ cần một trong hai hoặc cả hai yếu tố trên có sự thay đổi thì phản ứng động của dầm cũng sẽ thay đổi. Điều này đã được phân tích bằng các mô phỏng trong mục 3.4.

Đặc trưng hình học của mặt cắt sẽ bị thay đổi khi mà dầm bị hư hỏng (nứt, đứt cốt thép dự ứng lực, bong tróc do va chạm...). Khi đặc trưng hình học của mặt cắt bị suy giảm cũng sẽ làm cho phản ứng của kết cấu thay đổi.

Đối với yếu tố mô đun đàn hồi thì thông thường, trong các tính toán người ta thường coi như nó là một yếu tố không đổi, luôn giữ một giá trị trong suốt thời gian khác thác của công trình. Tuy nhiên, trên thực tế, một vài những nghiên cứu gần đây đã chỉ ra rằng mô đun đàn hồi cũng thay đổi theo thời gian do tác dụng của các tải trọng di động, và tất nhiên là sẽ ảnh hưởng tới quan hệ ứng suất – biến dạng và cường độ của bê tông.

3.5.3. Thuộc tính khối lượng

Trong bài toán phân tích dao động riêng, có các công thức tính toán tần số dao động của những mode dao động như dưới đây:

Đối với hệ có một bậc tự do:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.4)$$

Trong đó k là độ cứng và m là khối lượng của hệ 1 bậc tự do.

Hay trong hệ có nhiều bậc tự do:

$$\det (\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) = 0 \quad (3.5)$$

Trong đó K là ma trận độ cứng và M là ma trận khối lượng của hệ.

Tính định thức ở trên và giải phương trình sẽ xác định được giá trị của các tần số dao động riêng, và ứng với mỗi một tần số dao động lại có một dạng dao động riêng của nó. Như vậy, nếu như đối với một kết cấu mà có độ cứng không thay đổi

(mô đun đàn hồi và đặc trưng mặt cắt ngang) mà có các khối lượng khác nhau thì sẽ dẫn tới giá trị của các tần số dao động sẽ khác nhau. Như vậy có nghĩa là, đối với một KCN, qua một thời gian khai thác, nếu có các hư hỏng dẫn tới sự mất mát khối lượng cũng sẽ ảnh hưởng tới đặc trưng dao động của KCN. Hoặc khi chất lượng vật liệu suy giảm (ví dụ các kết cấu bê tông nằm trong các vùng mà có hiện tượng xâm thực, chịu ảnh hưởng nước mặn...) dẫn tới giảm tỷ trọng của vật liệu và tất nhiên suy giảm trọng lượng của nó nên cũng sẽ ảnh hưởng tới đặc trưng dao động.

3.5.4. Ảnh hưởng do khối lượng của phần kết cấu phụ

Trong một kết cấu công trình cầu thì ngoài những bộ phận chịu lực chính như: dầm chủ, dầm ngang, bản mặt cầu... thì còn có một số những bộ phận khác như: khe co giãn, lớp phủ mặt cầu, lan can, chiếu sang... Đối với những bộ phận phụ này thì trong quá trình toán, người ta không xét vào quá trình tính toán các đặc trưng của kết cấu (diện tích mặt cắt, mô men quán tính...). Tuy nhiên, khi thiết kế thông thường người ta cũng xét tới ảnh hưởng do khối lượng của các bộ phận này vào kết quả tính toán các giá trị nội lực, chuyển vị... Tương tự như trong tính toán thiết kế thông thường, trong các bài toán phân tích động, khối lượng của các bộ phận phụ này cũng sẽ có những ảnh hưởng nhất tới kết quả phản ứng động cuối cùng.

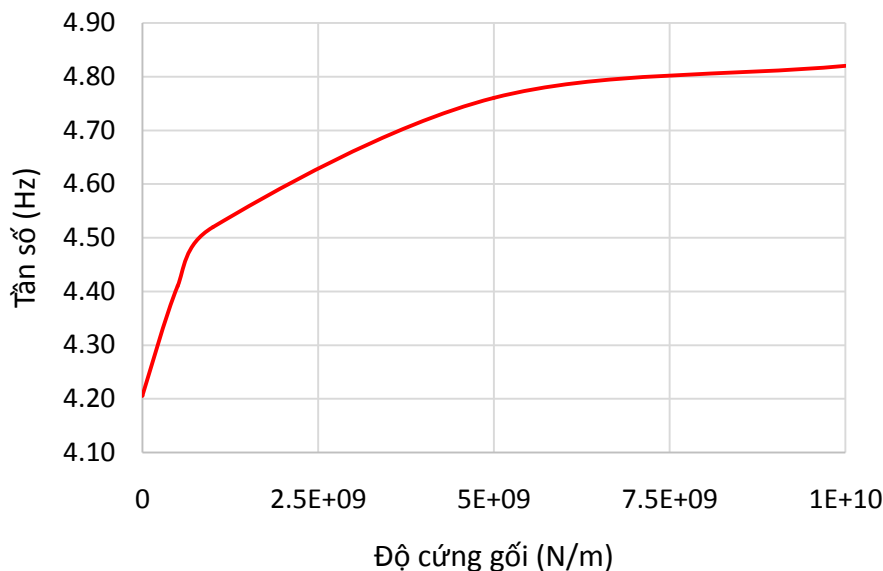
3.5.5. Phân tích ảnh hưởng của độ cứng gối cầu đến đặc trưng dao động

Trong hầu hết tất cả các công trình cầu đều có gối cầu, chúng là bộ phận trung gian, tiếp giáp giữa phần KCN và móng, trụ cầu. Toàn bộ các giá trị tải trọng tác dụng lên KCN đều thông qua gối cầu để truyền xuống dưới kết cấu móng, trụ cầu. Ngoài ra, gối cầu còn có vai trò là đảm bảo các chuyển vị ở đầu KCN (bao gồm có chuyển vị tịnh tiến và chuyển vị góc xoay). Vật liệu có thể được sử dụng làm gối cầu đó là thép và cao su. Tuy nhiên, hiện nay thì các gối cầu chủ yếu được làm từ cao su, tất nhiên bên trong người ta có bổ sung thêm thép. Do đó, trong các bài toán phân tích tính toán, người ta có thể mô hình gối cầu như các lò xo đàn hồi mà độ cứng của lò xo đó cũng chính là độ cứng của gối cầu. Trong quá trình khai thác, cũng như các bộ phận khác của công trình cầu thì gối cầu cũng chịu ảnh hưởng của những tác động từ môi trường bên ngoài làm ảnh hưởng tới chất lượng của bản thân vật liệu làm gối cầu. Dễ dàng thấy một điều là vật liệu cao su khi chịu ảnh hưởng của tác động từ môi trường xung quanh thì qua một thời gian sẽ có thể bị lão hóa, làm ảnh hưởng tới các đặc tính

vốn có (độ cứng, khả năng chịu cắt...). Như vậy, qua thời gian thì độ cứng trong các gối cầu (nhất là các gối cầu bằng cao su) thì sẽ bị suy giảm, và tất nhiên, nó sẽ bị ảnh hưởng tới các đặc trưng dao động của kết cấu.

Để làm rõ hơn ảnh hưởng của độ cứng gối cầu đến các đặc trưng dao động của KCN, trong mô hình cầu La Khê, các gối di động theo phương dọc tại đầu các dầm bên phải được thay thế bằng các lò xo có độ cứng Kg theo phương dọc cầu. Các lò xo này được dùng để mô phỏng độ cứng bên của gối cao su – liên quan đến biến dạng theo phương nằm ngang của gối.

Trong mô hình ban đầu của cầu La Khê, các gối bên phải được giả định là gối di động, tức là có độ cứng bằng 0, tương ứng với tần số dao động đầu tiên của cầu là 4.20 Hz. Khi độ cứng gối Kg tăng lên thì giá trị tần số đầu tiên của mô hình cũng tăng lên nhưng không tăng theo quan hệ tuyến tính, như thể hiện trên Hình 3.55. Khi độ cứng gối tăng lên khoảng 7×10^9 N/m thì tần số dao động tương ứng là 4.80 Hz, tăng 14.3% so với tần số ban đầu. Khi tăng độ cứng gối lên nữa thì tần số gần như không tăng, có nghĩa giá trị độ cứng gối Kg = 7×10^9 N/m có thể coi như tương đương với 1 gối cố định (không có chuyển vị theo phương dọc cầu nữa). Ngoài ra, các gối cao su cũng cần phải được xét độ cứng theo cả phương ngang cầu, vì vậy, khả năng ảnh hưởng của nó tới các đặc trưng dao động của KCN sẽ còn lớn hơn nữa.



Hình 3.55. Quan hệ giữa độ cứng gối đến tần số dao động của mô hình cầu La Khê

3.6. Xác định vị trí hư hỏng trên KCN cầu dầm bằng phương pháp chẩn đoán động

Trong mục này, mô hình phân tử hữu hạn giả lập hư hỏng tại một số vị trí trên các dầm. Trong các kết quả tính toán này, chỉ có tần số và dạng thức dao động được giữ lại để giả lập kết quả đo dao động của cầu. Từ đây tiến hành bài toán ngược xác định vị trí các hư hỏng của KCN. Vị trí hư hỏng này sẽ được đối chiếu với vị trí giả lập ban đầu để xem có trùng khớp hay không, nếu trùng khớp thì phương pháp chẩn đoán đã sử dụng là phương pháp tin cậy, có thể áp dụng được.

Ở mục trước luận án đã giả định 12 kịch bản hư hỏng khác nhau trên KCN. Ở đây luận án sử dụng 3 trong số các kịch bản hư hỏng kể trên, đó là H1, H2 và H4.

Để thực hiện bài toán xác định vị trí hư hỏng của kết cấu, luận án sử dụng phương pháp dựa trên sự thay đổi độ mềm biểu kiến kết cấu như đã trình bày ở mục 2.2.2 trong chương 2. Ma trận độ mềm biểu kiến kết cấu có sự góp mặt của cả dạng thức dao động và tần số riêng, được thiết lập như sau (công thức 2.36):

$$[F] = [\phi][1/\omega^2][\phi]^T \quad (3.6)$$

Trong đó:

$[F]$ là ma trận độ mềm biểu kiến kết cấu,

$[\phi]$ là vectơ dạng thức dao động được chuẩn hóa khối lượng,

$[\phi]^T$ là vectơ chuyển trí của $[\phi]$,

$[1/\omega^2]$ là ma trận đường chéo chứa số nghịch đảo của bình phương của những tần số riêng theo thứ tự tăng dần.

Quan hệ giữa ma trận độ mềm biểu kiến và tần số như sau: khi độ mềm giảm thì tần số tăng. Ma trận độ mềm biểu kiến hội tụ một cách nhanh chóng khi các tần số tăng lên. Với phương pháp này, chỉ từ một vài tần số thấp cũng có thể đưa ra được ma trận độ mềm biểu kiến của kết cấu. Xuất phát từ ma trận độ mềm biểu kiến, sự thay đổi trong ma trận độ mềm biểu kiến gây ra bởi hư hỏng của kết cấu được xác định như sau (công thức 2.37):

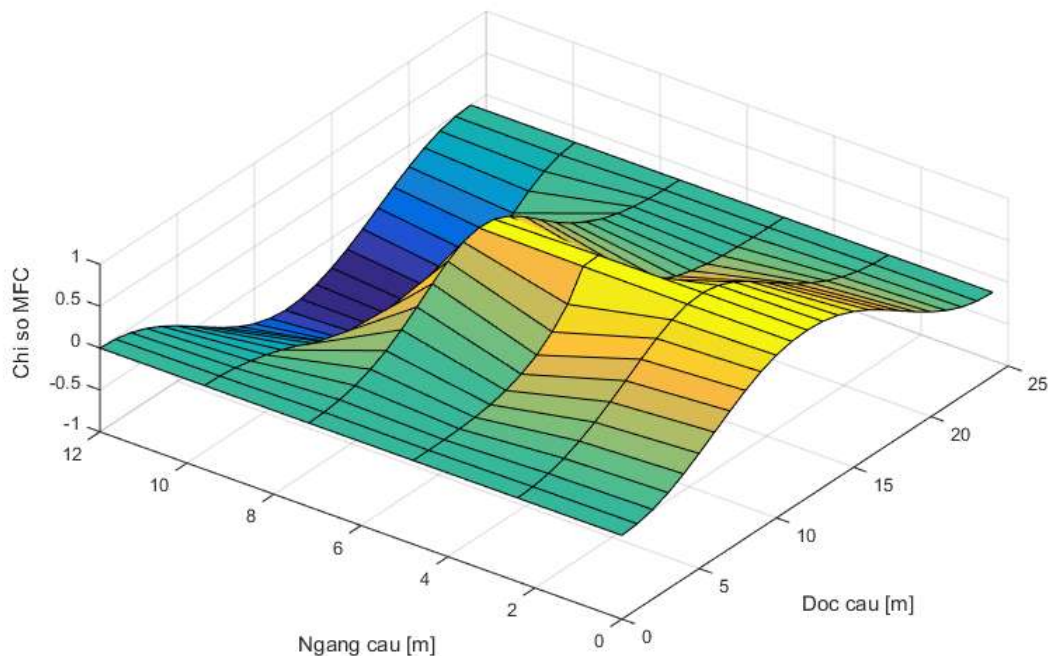
$$MFC = \Delta[F] = [F^d] - [F^h] \quad (3.7)$$

Trong đó: *MFC* (Modal Flexibility Change) là sự thay đổi độ mềm biểu kiến của kết cấu, chỉ số “*h*” và “*d*” lần lượt biểu thị tình trạng bình thường không hư

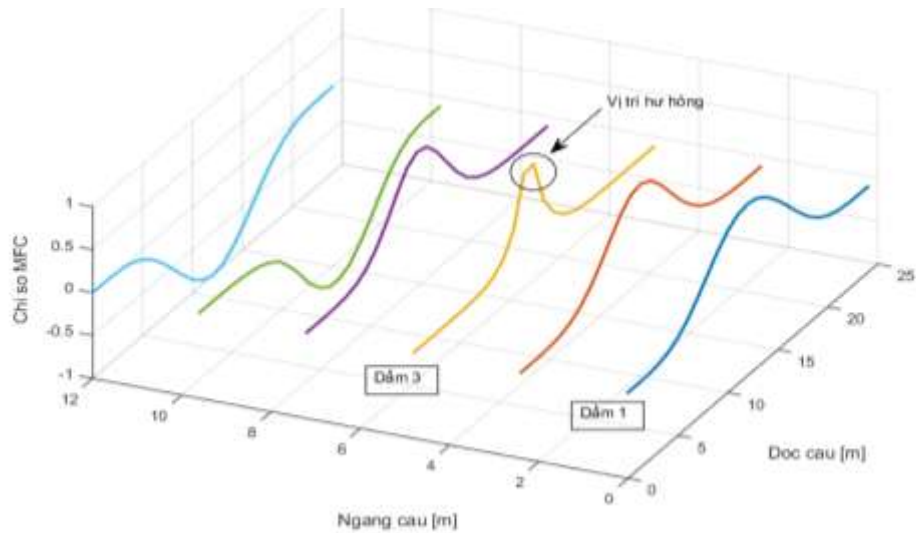
hồng (healthy) và có hư hỏng (damaged) của kết cấu. Về mặt lý thuyết, sự hư hỏng của kết cấu làm giảm độ cứng và gia tăng độ mềm. Khi độ mềm biểu kiến kết cấu tăng thì kết cấu có thể xuất hiện hư hỏng.

Theo phương pháp này, 2 đặc trưng dao động dung để tính toán là tần số dao động riêng f và dạng thức dao động ϕ . Đây chính là 2 tham số được sử dụng trong luận án này để thực hiện bài toán chẩn đoán KCN cầu bằng phương pháp dao động.

Chỉ số MFC tính toán cho hư hỏng H1 được thể hiện dưới dạng mặt không gian như trên Hình 3.56. Với biểu diễn MFC dạng không gian này thì khó để nhận ra được vị trí đỉnh MFC (vị trí có độ dốc thay đổi đột ngột) - ứng với vị trí có hư hỏng hoặc có vết nứt. Do đó, để dễ xác định vị trí đỉnh MFC, tiến hành biểu diễn chỉ số MFC theo từng dầm như trên Hình 3.77. Dễ dàng nhận thấy, chỉ có chỉ số MFC của dầm số 3 là bất thường, còn chỉ số MFC cho các dầm khác không có dấu hiệu bất thường (dạng cong trơn). Chỉ số MFC của dầm số 3 có cực trị tại giữa dầm, tức là độ mềm của dầm tại đó có sự thay đổi, cũng chính là vị trí có hư hỏng. So sánh kết quả này với Hình 3.46 thì thấy vị trí hư hỏng trùng khớp với vị trí hư hỏng giả định.

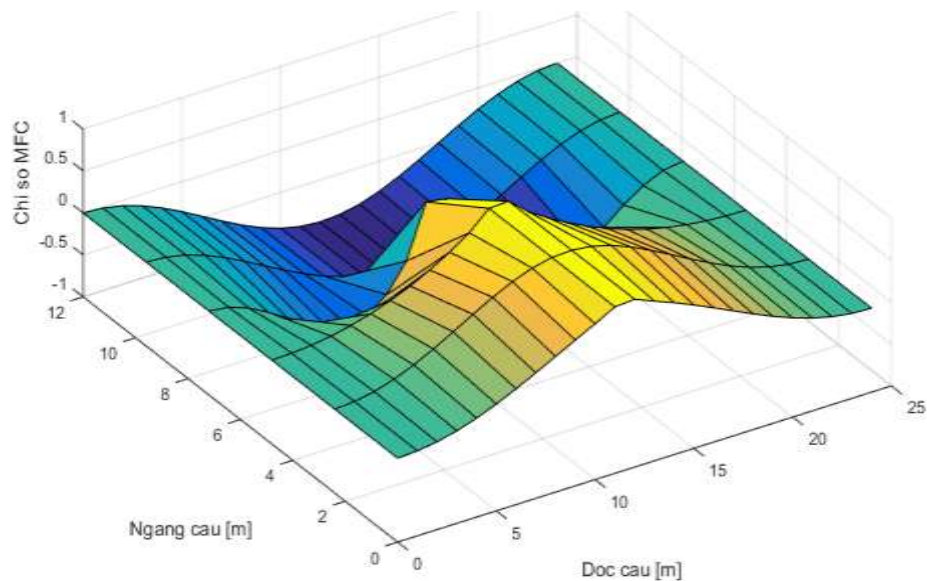


Hình 3.56. Biểu diễn chỉ số MFC của hư hỏng H1 theo không gian.

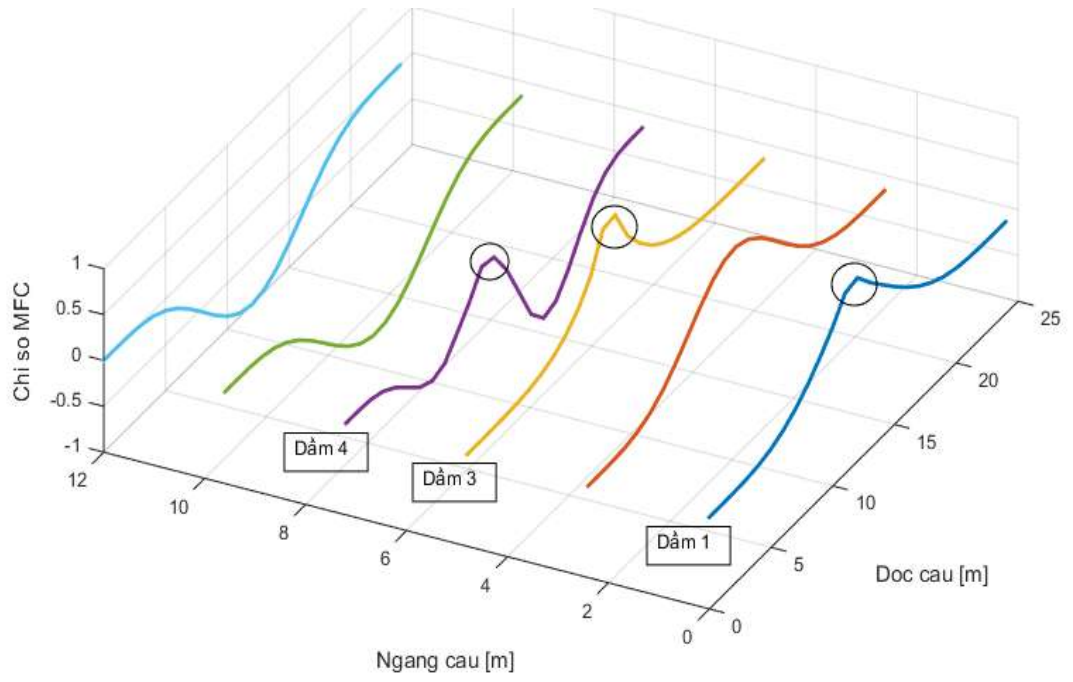


Hình3.57. MFC và vị trí các hư hỏng H1 trên dầm.

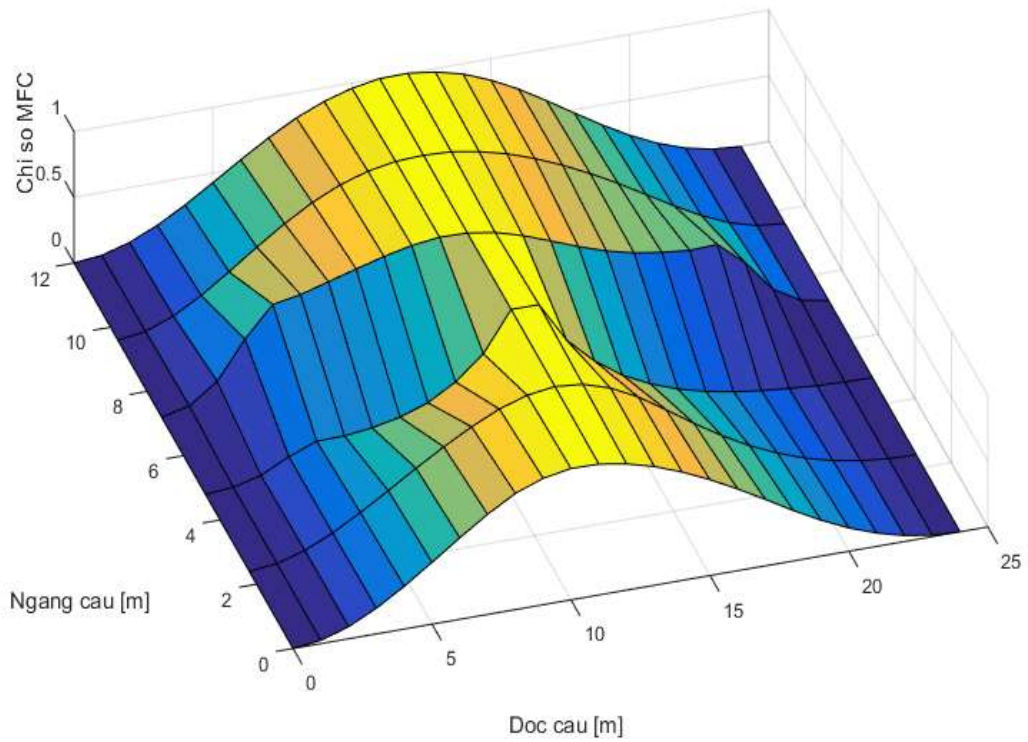
Tương tự như vậy, tính chỉ số MFC cho 2 kịch bản hư hỏng khác là H2 và H4, và biểu diễn trên Hình 3.58 và 3.60. Vị trí các hư hỏng trên các dầm khác nhau được thể hiện trên Hình 3.59 và 3.61. So sánh kết quả này với các Hình 3.47 và 3.48 thì cũng thấy vị trí hư hỏng trùng khớp với vị trí hư hỏng giả định. Như vậy, với phương pháp tính toán sự thay đổi độ mềm biểu kiến của kết cấu (chỉ số MFC), có thể bước đầu xác định được vị trí hư hỏng trên các dầm trong một số trường hợp đơn giản. Đối với các bài toán phức tạp hơn, ví dụ như các hình thức hư hỏng khác nhau, xuất hiện tại nhiều bộ phận khác nhau (dầm dọc, dầm ngang, bản mặt cầu, gối cầu,...), hoặc xác định mức độ hư hỏng, thì cần phải có thêm những nghiên cứu sâu hơn nữa.



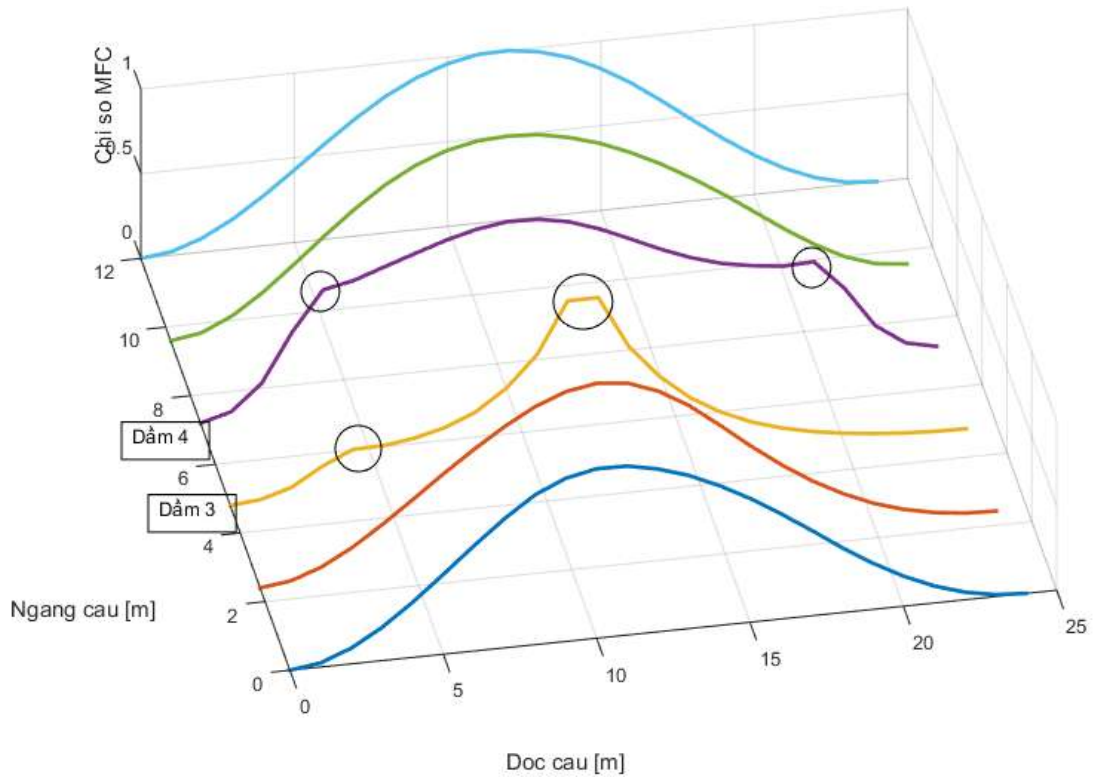
Hình3.58. Biểu diễn chỉ số MFC của hư hỏng H2 theo không gian.



Hình3.59. MFC và vị trí các hư hỏng H2 trên dầm.



Hình3.60. Biểu diễn chỉ số MFC của hư hỏng H4 theo không gian.



Hình 3.61. MFC và vị trí các hư hỏng H4 trên dầm

3.7. So sánh chi phí thử tải theo phương pháp tĩnh và phương pháp động

Dựa trên dự toán lập cho công tác thử tải một KCN cầu dầm giản đơn gồm có 6 nhịp theo phương pháp tĩnh và phương pháp động, số liệu thô về chi phí cho 2 trường hợp được trình bày như Bảng 3.21 dưới đây.

Có thể nhận thấy, việc sử dụng phương pháp động có thể giảm 25-30% chi phí so với phương pháp tĩnh. Mặt khác, với phương pháp động, có thể thực hiện đo dao động trong điều kiện cầu khai thác bình thường, không phải cấm xe qua cầu, do đó giảm được chi phí đảm bảo giao thông và thanh tra giao thông.

Bảng 3.21. Tổng hợp chi phí kiểm định trung bình cho 1 KCN cầu dầm

TT	Hạng mục	Chi phí xây dựng trước thuế (VND)		Thuế giá trị gia tăng (VND)		Chi phí xây dựng sau thuế (VND)	
		Thử tải tĩnh	Thử tải động	Thử tải tĩnh	Thử tải động	Thử tải tĩnh	Thử tải động
		1	Chi phí xây dựng	156,928,139	117,055,408	15,692,814	11,705,541

TT	Hạng mục	Chi phí xây dựng trước thuế (VND)		Thuế giá trị gia tăng (VND)		Chi phí xây dựng sau thuế (VND)	
		Thử tải tĩnh	Thử tải động	Thử tải tĩnh	Thử tải động	Thử tải tĩnh	Thử tải động
2	Chi phí hạng mục chung	5,179,000	3,863,000	517,900	386,300	5,696,900	4,249,300
	Tổng cộng	162,107,139	120,918,408	16,210,714	12,091,841	178,317,853	133,010,249
	Làm tròn					178,318,000	133,010,000

Kết luận Chương 3

Trong chương này, luận án đã phân tích và thống kê về tình trạng hệ thống cầu trên địa bàn TP Hà Nội. Từ hiện trạng các công trình cầu đó, đề tài lựa chọn ra 6 KCN cầu dầm giản đơn điển hình để áp dụng phương pháp động. Các kết quả thu được như sau:

- Sáu KCN cầu trên địa bàn TP Hà Nội được tiến hành đo dao động trong điều kiện khai thác. Dựa trên dữ liệu đo, phương pháp nhận dạng dao động đã được áp dụng để xác định các đặc trưng dao động của các KCN cầu này, bao gồm tần số dao động riêng và dạng thức dao động.

- Mô hình phân tử hữu hạn của các KCN cầu trên được thiết lập để so sánh kết quả đo với kết quả tính toán, kết quả chênh lệch tối đa là 10%, chứng tỏ mô hình tính là chấp nhận được. Nguyên nhân của sự sai khác có thể là chưa xét một cách chính xác phần khối lượng phi kết cấu (lan can, gờ chắn bánh, tay vịn,...) và chưa mô hình chính xác các điều kiện biên (liên kết dầm với gối, độ cứng gối cầu,...).

- Luận án đã mô phỏng một số hư hỏng trong KCN cầu dầm BT nhịp giản đơn cụ thể (bao gồm hư hỏng tại bản mặt cầu, tại dầm chủ và dầm ngang) và khảo sát được ảnh hưởng của các hư hỏng đó đến sự thay đổi các đặc trưng dao động như tần số dao động riêng, dạng thức dao động. Ngoài ra, luận án cũng đã mô phỏng

được hư hỏng ngẫu nhiên trong bản mặt cầu và phân tích ảnh hưởng của nó đến sự thay đổi các tần số dao động riêng của KCN cầu dầm giản đơn BTCT. Tùy theo mức độ hư hỏng mà các tần số dao động riêng của KCN bị ảnh hưởng ít hay nhiều.

- Luận án đã phân tích ảnh hưởng của độ cứng gối cầu đến tần số dao động riêng của KCN cầu dầm BT nhịp giản đơn dựa trên mô hình PTHH cầu La Khê. Cụ thể: khi coi gối là gối di động (có độ cứng theo phương dọc cầu bằng 0) thì tần số dao động cơ bản của cầu là 4.20 Hz, khi độ cứng dọc cầu của gối bằng 7×10^9 N/m thì tần số dao động cơ bản của cầu là 4.80 Hz - tăng 14.3%, khi tăng độ cứng gối trên 7×10^9 N/m thì tần số gần như không tăng, có nghĩa giá trị độ cứng $K_g = 7 \times 10^9$ N/m có thể coi như tương đương với 1 gối cố định.

- Luận án đã thực hiện bài toán chẩn đoán động xác định vị trí hư hỏng trên KCN cầu dầm BT nhịp giản đơn, trong đó KCN cầu được mô phỏng xuất hiện một số hư hỏng để giả lập số liệu đo dao động, sau đó sử dụng phương pháp dựa trên độ mềm biểu kiến kết cấu (tính toán trên 2 tham số dao động là tần số dao động riêng và dạng thức dao động) để tìm vị trí hư hỏng trên KCN và đã phát hiện chính xác vị trí các hư hỏng giả định.

CHƯƠNG 4

ĐỀ XUẤT ỨNG DỤNG PHƯƠNG PHÁP ĐO ĐẠC ĐỘNG VÀ CHẨN ĐOÁN ĐỘNG VÀO CÔNG TÁC QUẢN LÝ CẦU CỦA TP HÀ NỘI

4.1. Đề xuất tích hợp bổ sung một số đặc trưng dao động vào hệ thống các tham số cần theo dõi, đo đạc và kiểm tra trong công tác quản lý khai thác cầu TP Hà Nội.

Hiện nay, việc đo đạc dao động các công trình cầu chủ yếu chỉ xác định ra tần số (từ đó tính ra chu kỳ) dao động cơ bản của KC. Tuy nhiên, còn có rất nhiều yếu tố cũng liên quan tới các đặc trưng dao động của KCN cũng cần phải xét tới như dạng thức dao động, thuộc tính cản, độ cứng gối,... Các thuộc tính này thay đổi sẽ làm thay đổi tình trạng của KC.

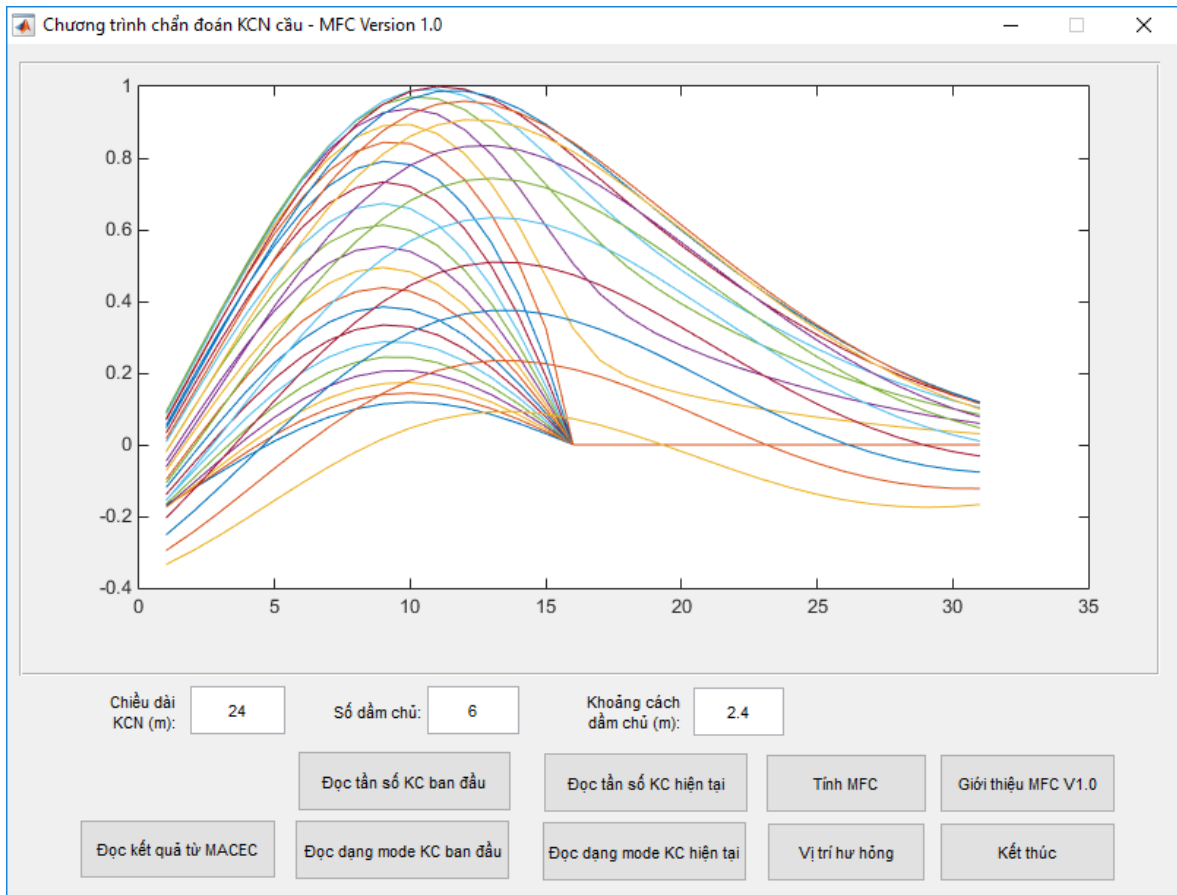
Dựa vào kết quả nghiên cứu của luận án, để nâng cao hiệu quả công tác quản lý và khai thác các công trình cầu, luận án đề xuất cần đo đạc và theo dõi các tham số dao động sau:

- + Các tần số dao động riêng (f),
- + Các dạng thức dao động riêng (ϕ) tương ứng với các tần số đó.

4.2. Xây dựng chương trình máy tính dùng để chẩn đoán KCN cầu bằng phương pháp dao động dựa trên các tham số đã lựa chọn.

Dựa trên thuật toán đã xây dựng ở Chương 2 và 3, tác giả xây dựng chương trình “*Chẩn đoán kết cấu nhịp cầu – MFC Version 1.0*” dùng để phân tích và xác định vị trí hư hỏng của KCN cầu BT nhịp giản đơn. Chương trình được viết trên MATLAB, có giao diện thân thiện với người dùng để dễ dàng nhập hoặc đọc số liệu đầu vào (các tham số dao động) và thể hiện kết quả tính toán chỉ số MFC cũng như vị trí các hư hỏng trên KCN.

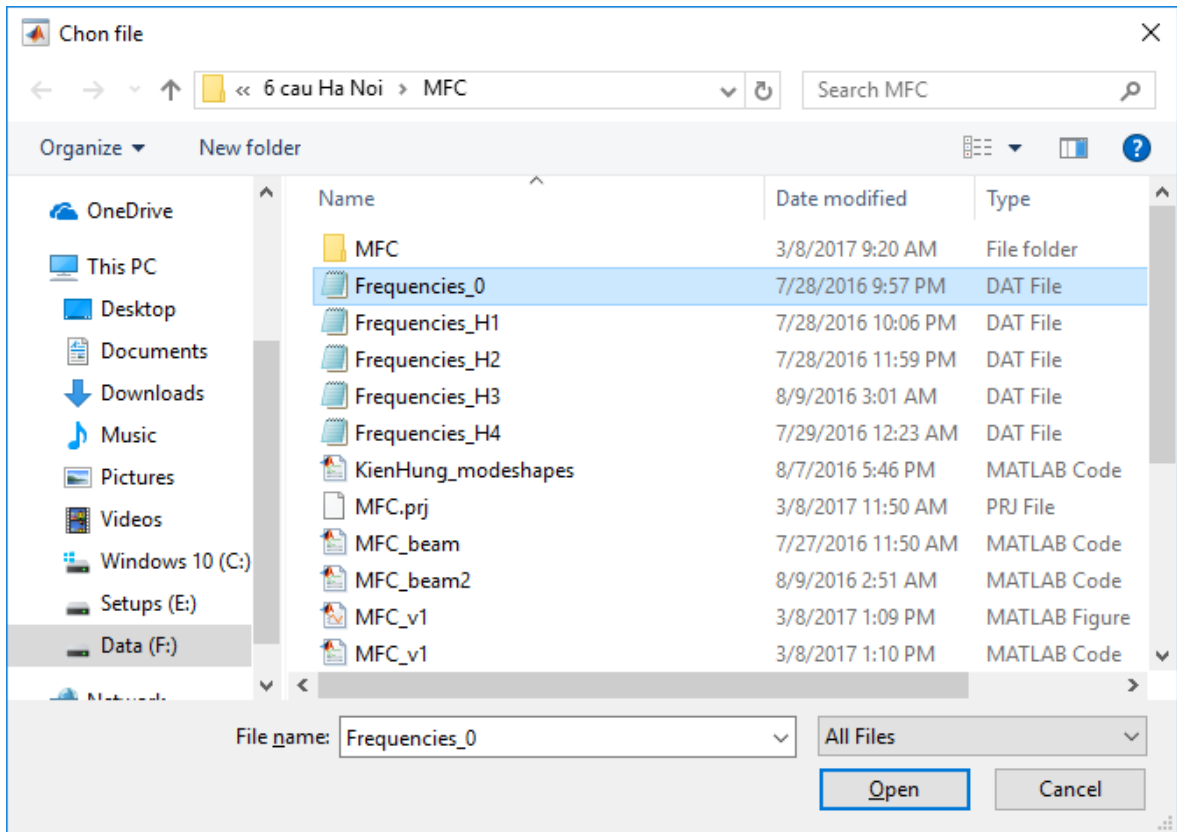
Giao diện của chương trình được thể hiện như trên Hình 4.1. Trong đó, trên cùng là phần để thể hiện kết quả tính toán chỉ số MFC dưới dạng đồ họa. Bên dưới là các ô cho phép khai báo chiều dài KCN, số lượng và khoảng cách các dầm chủ. Dưới cùng là 9 nút bấm (button) có các chức năng sau:



Hình 4.1. Giao diện của chương trình “Chẩn đoán kết cấu nhịp cầu – MFC Version 1.0”.

- Nút bấm **Đọc kết quả từ MACEC**: cho phép người dùng chọn file dữ liệu đầu ra từ phần mềm nhận dạng dao động MACEC. Chức năng này hiện đang được hoàn thiện.

- Nút bấm **Đọc tần số KC ban đầu**: cho phép người dùng chọn file dữ liệu tần số của kết cấu ở thời điểm ban đầu như thể hiện trên Hình 4.2. Cấu trúc của file dữ liệu tần số này là file văn bản (text) có thể gồm nhiều dòng, mỗi dòng ghi 1 giá trị tần số của kết cấu ở thời điểm ban đầu.



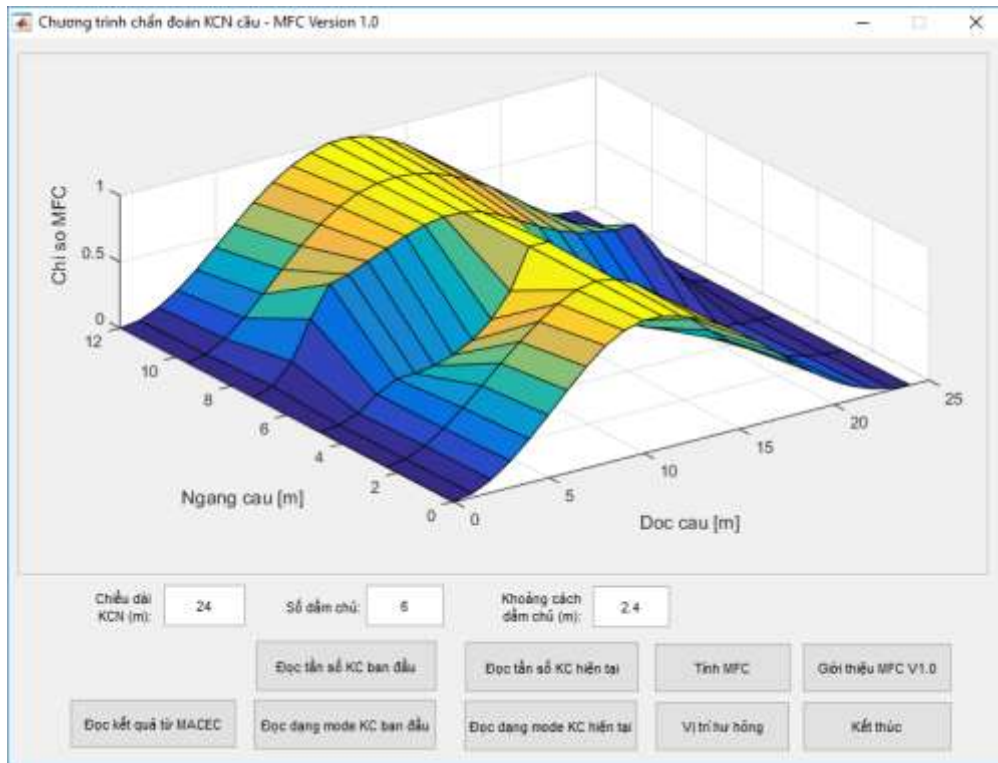
Hình 4.2. Hộp thoại chọn file tham số dao động của kết cấu.

- Nút bấm **Đọc dạng mode KC ban đầu**: cho phép người dùng chọn file dữ liệu dạng thức dao động của kết cấu ở thời điểm ban đầu. Cấu trúc của file dữ liệu tần số này là file văn bản (text) có thể gồm 1 hoặc nhiều cột, cột thứ i ghi giá trị (bằng số) dạng thức dao động tương ứng tần số thứ i của kết cấu ở thời điểm ban đầu.

- Nút bấm **Đọc tần số KC hiện tại**: cho phép người dùng chọn file dữ liệu tần số của kết cấu ở thời điểm hiện tại. Cấu trúc của file dữ liệu tần số này là file văn bản (text) có thể gồm nhiều dòng, mỗi dòng ghi 1 giá trị tần số của kết cấu ở thời điểm hiện tại.

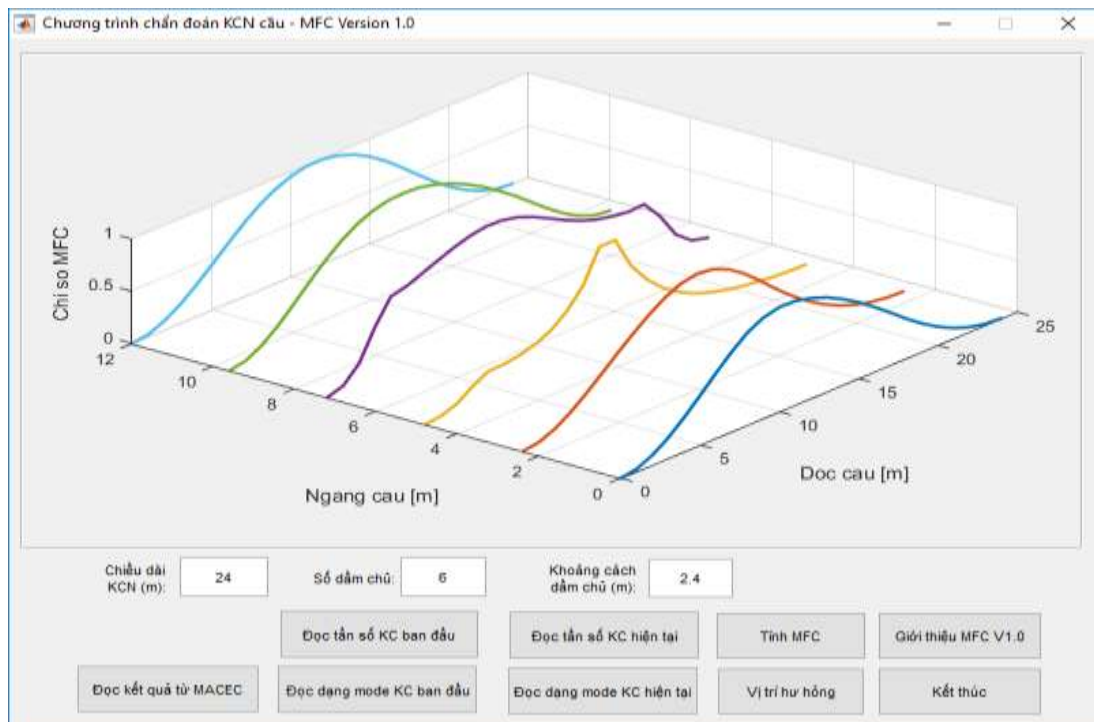
- Nút bấm **Đọc dạng mode KC hiện tại**: cho phép người dùng chọn file dữ liệu dạng thức dao động của kết cấu ở thời điểm hiện tại. Cấu trúc của file dữ liệu tần số này là file văn bản (text) có thể gồm 1 hoặc nhiều cột, cột thứ i ghi giá trị (bằng số) dạng thức dao động tương ứng tần số thứ i của kết cấu ở thời điểm hiện tại.

- Nút bấm **Tính MFC**: thực hiện thao tác tính ma trận độ mềm biểu kiến kết cấu, sau đó tính chỉ số MFC của kết cấu. Chỉ số MFC được thể hiện dưới dạng không gian như trên Hình 4.3.



Hình 4.3. Thể hiện chỉ số MFC dưới dạng không gian.

- Nút bấm **Vị trí hư hỏng**: thể hiện chỉ số MFC dưới dạng các đường cong ứng với từng dầm của KCN cầu. Đường cong nào xuất hiện điểm gãy khúc thì dầm chủ tại vị trí đó có hư hỏng (như thể hiện trên Hình 4.4).



Hình 4.4. Các vị trí gãy khúc biểu thị vị trí hư hỏng trên dầm chủ.

- Nút bấm ***Giới thiệu MFC VI.0***: hiện lên thông tin giới thiệu về chương trình tính và tên tác giả.

- Nút bấm ***Kết thúc***: kết thúc chương trình.

Hiện tại, phiên bản 1.0 của chương trình mới dừng lại ở việc đọc dữ liệu đầu vào là 2 tham số dao động (gồm tần số riêng và dạng thức dao động) của KCN cầu. Nghiên cứu tiếp theo sẽ nâng cấp chương trình để đọc và xử lý tốt các thông tin từ file dữ liệu đầu ra của phần mềm MACEC. Ngoài ra, cần phải nâng cấp thuật toán tính MFC để kết quả vị trí hư hỏng trên KCN thể hiện một cách rõ ràng hơn, đồng thời xây dựng thêm mô-đun quản lý dữ liệu các tham số động của các KCN cầu đo được.

4.3. Xây dựng quy trình quản lý và chẩn đoán KCN bằng phương pháp dao động

4.3.1. Thu thập hồ sơ

Thu thập và nghiên cứu hồ sơ lưu trữ bao gồm hồ sơ thiết kế, hồ sơ hoàn công, hồ sơ sửa chữa, hồ sơ quản lý và hồ sơ kiểm tra kiểm định cầu (nếu có).

4.3.2. Khảo sát hiện trạng kết cấu, đánh giá dựa trên quan sát bằng mắt thường

Mục đích của công tác khảo sát hiện trạng kết cấu công trình là nhằm phát hiện và xác định mức độ hư hỏng xảy ra trên mỗi bộ phận công trình cầu [3-6], để xây dựng và cập nhật mô hình hiện trạng KCN cầu cần theo dõi, đánh giá.

4.3.3. Lập mô hình kết cấu ban đầu

Trước khi tiến hành công tác đo dao động KCN cầu tại hiện trường, phải xây dựng mô hình PTHH để tính toán các đặc trưng dao động của kết cấu (tần số riêng và dạng thức dao động riêng). Mô hình tính này được gọi là mô hình kết cấu ban đầu. Ngoài ra, việc xây dựng mô hình để tính toán các dạng thức dao động riêng là rất cần thiết nhằm phục vụ việc lập kế hoạch và bố trí các điểm đo cho công tác thử nghiệm tại hiện trường sau đó.

Hiện nay có rất nhiều phần mềm phân tích kết cấu thông dụng sử dụng phương pháp PTHH, do đó khi xây dựng mô hình của kết cấu thì cần phải xem xét mức độ chi tiết của mô hình. Có 3 mức độ mô hình khác nhau được định nghĩa trong phân tích và tính toán dao động kết cấu công trình cầu theo độ phân giải chi tiết: mô hình tối giản, mô hình theo cấu kiện và mô hình chi tiết. Mô hình đơn giản

cho phép tính nhanh, gần đúng, khi không có điều kiện chuẩn bị chi tiết. Mô hình đơn giản nhất là mô hình đưa về khối lượng tự do tại một số điểm nút. Ngoài ra, hệ kết cấu cũng được đơn giản hóa, hệ không gian được đưa về mô hình phẳng: giàn thực tế được đưa về giàn phẳng, hệ dầm mặt cầu thực tế được đưa về mô hình 1 dầm tương đương có xét đến hệ số phân bố của hoạt tải...

Mô hình theo cấu kiện là mô hình mô phỏng các cấu kiện như bản mặt cầu, dầm chủ,... sử dụng các loại phần tử phù hợp cho các cấu kiện đó. Ví dụ: dầm chủ, dầm ngang của hệ dầm mặt cầu được mô hình là các phần tử dầm riêng rẽ; bản mặt cầu được mô hình là phần tử tấm uốn; các thanh dàn được mô hình là các phần tử dầm hoặc phần tử thanh tùy thuộc vào hình thức liên kết của các thanh tại nút.

Mô hình chi tiết là mô hình chủ yếu sử dụng các phần tử không gian (phần tử khối, phần tử tấm, vỏ,...) để mô phỏng sự làm việc của kết cấu sát với thực tế nhất. Việc lập và sử dụng mô hình chi tiết cho kết cấu đòi hỏi phải có công cụ tính mạnh như các máy tính hiện đại để giải quyết bài toán dao động. Ngày nay các chương trình máy tính chuyên về tính kết cấu cầu thường có các thư viện mẫu, hoặc người sử dụng có thể tự lập các thư viện mẫu, sau đó người dùng chỉ cần đưa vào các thông tin cơ bản nên việc tính toán có thể cho kết quả tương đối nhanh.

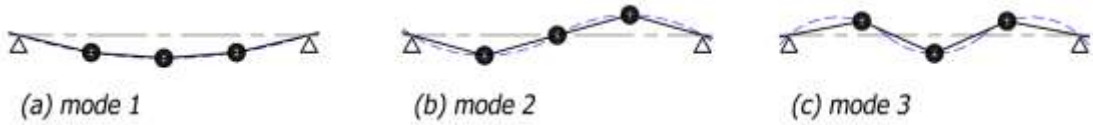
Tóm lại, luận án đề xuất thiết lập mô hình PTHH theo cấu kiện cho các KCN cầu dầm giản đơn hoặc liên tục. Mô hình PTHH theo cấu kiện (bao gồm các phần tử dầm, bản,...) vừa không phức tạp lại vừa đảm bảo được độ chính xác cần thiết. Khi phân tích các kết cấu phức tạp hoặc phân tích cục bộ thì nên sử dụng mô hình PTHH chi tiết (chủ yếu sử dụng phần tử khối).

4.3.4. Bố trí điểm đo dao động trên KCN cầu

Để tìm ra các đặc trưng động của kết cấu bằng đo dao động, trước tiên kết cấu phải được kích thích (tạo dao động) bằng lực tác động. Khác với phương pháp phân tích, việc tìm ra các mode dao động riêng không phụ thuộc vào kích thích. Về nguyên tắc số mode dao động bằng với số bậc tự do. Nói cách khác, một mode có thể nhận dạng được nếu kích thích phải tạo ra được dao động của mode đó.

Minh họa ở Hình 4.5 là 3 dạng thức dao động của dầm giản đơn với ba bậc tự do. Đây cũng là số điểm đo tối thiểu cần thiết trên một dầm giản đơn để thu được 3 mode dao động đứng đầu tiên. Nét liền là dạng mode thu được, nét đứt là dạng mode

thực. Nếu trên dầm có gắn càng nhiều điểm đo thì dạng mode thu được sẽ càng chính xác.



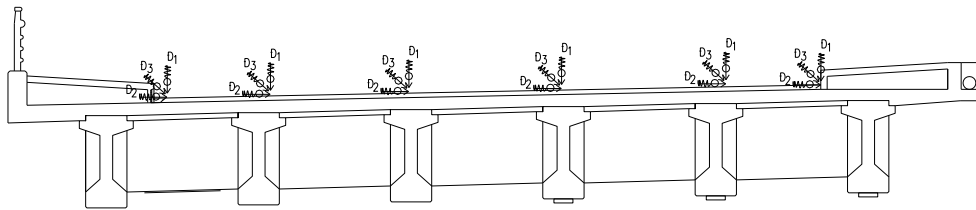
Hình 4.5. Ba dạng thức dao động của dầm giản đơn với ba bậc tự do.

Đối với KCN dầm giản đơn trên mặt cắt ngang có nhiều dầm, các điểm đo dao động phải được bố trí trên toàn bộ các dầm. Nói chung, trên mỗi dầm giản đơn nên bố trí ít nhất 3 vị trí đo dao động: tại giữa dầm, tại các vị trí $1/4$ dầm và $3/4$ dầm.

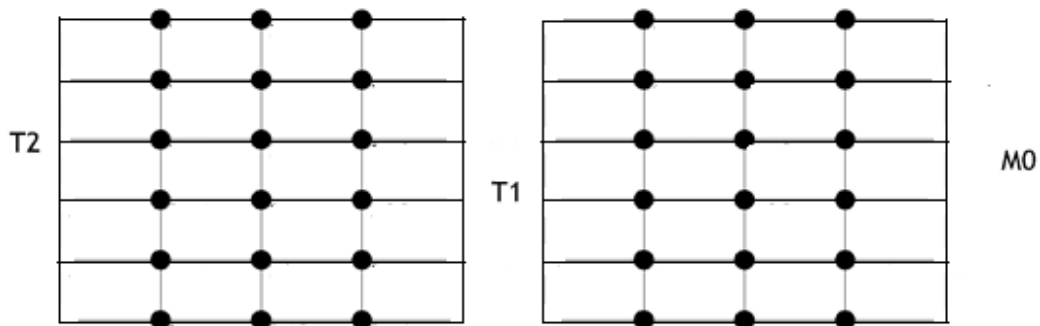
Trên mỗi vị trí bố trí 1 điểm đo dao động theo 3 phương:

- + Thẳng đứng (D_1);
- + Nằm ngang cầu (D_2);
- + Nằm ngang dọc cầu (D_3).

Nếu 1 KCN có 6 dầm thì tổng số điểm đo sẽ là: 3 điểm /dầm \times 6 dầm/nhip = 18 điểm đo dao động. Do đó, sơ đồ chi tiết bố trí điểm đo dao động của một cầu dầm 2 nhip giản đơn được minh họa như trên Hình 4.6 và 4.7.



Hình 4.6. Bố trí điểm đo dao động trên mặt cắt ngang cầu dầm



Hình 4.7. Lưới bố trí điểm đo dao động cầu dầm giản đơn 2 nhip

4.3.5. Đo dao động KCN cầu

Sau khi bố trí lưới điểm đo, tiến hành công tác đo dao động KCN cầu trong điều kiện khai thác. Lý do lựa chọn phương pháp đo này là do phương pháp đo có ưu điểm là không phải cấm giao thông trên cầu khi đo, vì vậy tiết kiệm được chi phí

thanh tra giao thông và đảm bảo an toàn giao thông trên cầu, tránh xảy ra việc ùn tắc trên cầu.

Tần suất đo kiến nghị nên đo mỗi năm 1 lần. Lưới bố trí các điểm đo và các thiết lập điểm đo (setup) cho 1 cầu nên giữ nguyên qua các lần đo.

Nguyên lý của phương pháp đo động là đo các đại lượng vật lý đặc trưng như chuyển vị, gia tốc hay vận tốc theo thời gian ở một số vị trí trong kết cấu. Ở đây sử dụng các đầu đo gia tốc theo thời gian. Từ các đại lượng theo thời gian đo được này, dùng các thuật toán nhận dạng (có thể dùng phần mềm MACEC 3.2 hoặc tự xây dựng phần mềm) để tìm ra các đặc trưng dao động của kết cấu gồm có tần số dao động riêng (f) và dạng thức dao động (ϕ).

4.3.6. Hiệu chỉnh mô hình KCN cầu

Mục trên đã đề cập đến mô hình kết cấu ban đầu. Mô hình ban đầu này được sử dụng để phân tích các đặc trưng dao động của kết cấu (tần số riêng, mode dao động riêng,...) trước khi tiến hành đo đạc thực tế ngoài hiện trường.

Sau khi công tác đo dao động hiện trường được thực hiện, các kết quả đo thực tế sẽ được so sánh với kết quả phân tích từ mô hình tính ban đầu để đối chiếu và hiệu chỉnh mô hình kết cấu đó. Mô hình sau khi hiệu chỉnh này sẽ được coi là mô hình chuẩn. Thời điểm ngay sau khi đo đạc xong và có mô hình chuẩn này có thể được coi là thời điểm ban đầu (một cách tương đối) của kết cấu cầu đó trong quá trình đánh giá toàn diện kết cấu cầu sau này.

Việc hiệu chỉnh mô hình được thực hiện dựa trên việc điều chỉnh một hoặc một số các tham số ảnh hưởng đến dao động của kết cấu như sau:

- + Độ cứng của kết cấu: bao gồm độ cứng của các bộ phận và các liên kết của kết cấu,
- + Khối lượng của kết cấu,
- + Độ cứng của bản mặt cầu và liên kết của bản với dầm,
- + Khối lượng của phần kết cấu phụ,
- + Độ cứng gối cầu,
- + Hệ số giảm chấn của kết cấu.

Như vậy, khi đo đạc vào thời điểm kế tiếp trong tương lai, các tham số đo mới sẽ được so sánh với các tham số của mô hình chuẩn ban đầu để đưa ra sự thay đổi và cảnh báo nếu có hư hỏng trên KCN.

4.3.7. Xác định và theo dõi các tham số đặc trưng dao động của KCN.

Dựa vào kết quả đo đạc dao động của KCN kết hợp với mô hình kết cấu chuẩn, 2 tham số đặc trưng dao động quan trọng sẽ được xác định bao gồm:

- + Các tần số dao động riêng (f),
- + Các dạng thức dao động riêng (ϕ) tương ứng.

Trong quá trình quản lý khai thác cầu sau đó, KCN nên được đo đạc dao động định kỳ 1 lần/năm. Các kết quả dao động đo được sau này sẽ được so sánh với các kết quả đo đạc và tính toán tại thời điểm của mô hình chuẩn, từ đó sự thay đổi tình trạng (sức khỏe) của kết cấu cầu sẽ được phát hiện thông qua sự thay đổi trong các tham số dao động (f và ϕ). Sự thay đổi trong các tham số động này cũng cho phép phát hiện các hư hỏng và đánh giá được hiện trạng của kết cấu cầu đang khai thác dựa vào bài toán chẩn đoán động dựa trên độ mềm biểu kiến kết cấu (MFC) như đã trình bày ở mục 3.6 của Chương 3. Từ các kết quả theo dõi tình trạng kết cấu cầu đang khai thác kết hợp với mô hình kết cấu chuẩn, cũng có thể dự đoán được tuổi thọ của kết cấu cầu đó, đồng thời đưa ra phương án quản lý và khai thác hợp lý nhất.

4.3.8. Quản lý thiết bị máy móc, quản lý kỹ thuật máy

Các thiết bị máy móc dùng để đo dao động cần phải được trang bị một cách đồng bộ. Các thiết bị máy móc phục vụ chẩn đoán động có thể bao gồm:

- Máy đo
- Đầu đo
- Bộ chuyển điện
- Dây dẫn
- Hệ thống khay kết nối đầu đo tín hiệu,...

Quản lý kỹ thuật máy bao gồm: cân chỉnh máy trước khi đo, đặt các thông số cho chuẩn và đồng bộ hóa với phần mềm đo.

4.3.9. Quản lý số liệu đo và tổ chức thực hiện

Xây dựng cơ sở dữ liệu đo cho từng loại cầu, trong đó bao gồm dữ liệu cho từng cầu cụ thể theo thời gian.

Sau mỗi lần đo đặc định kỳ, các tham số từ số liệu mới sẽ được so sánh với tham số cũ, và các so sánh này cũng cần được quản lý để tiện theo dõi sau này.

4.3.10. Đề xuất xây dựng ngưỡng cảnh báo

Cần thiết phải xây dựng, phân tích và xác định ngưỡng cảnh báo. Trong mục này, luận án không tiến hành xây dựng và xác định ngưỡng cảnh báo mà chỉ đề xuất việc xác định ngưỡng cảnh báo cho KCN cầu.

Có nhiều phương pháp khác nhau để xây dựng ngưỡng cảnh báo, chẳng hạn phương pháp dựa trên lý thuyết độ tin cậy. Tuy nhiên, có thể sử dụng phương pháp đơn giản như phương pháp sai xuất. Ví dụ khi xây dựng ngưỡng cảnh báo đối với tần số dao động riêng, sai xuất của tần số có thể được tính theo công thức sau:

$$P = \frac{100}{n} \sum_{i=1}^n \frac{|f_i - f_{i0}|}{f_{i0}} \quad (4.1)$$

trong đó:

P- sai xuất của tần số (%),

n- số lượng tần số dao động riêng đo được của KCN cầu,

f_i – tần số dao động riêng thứ i đo được ở thời điểm hiện tại,

f_{i0} – tần số dao động riêng thứ i đo được ở thời điểm trước đó,

Nếu sai xuất của tần số ở lần đo hiện tại có sự chênh lệch khá lớn so với sai xuất của tần số ở lần đo trước đó thì sẽ phải đưa ra cảnh báo kịp thời về sự thay đổi đặc trưng động của kết cấu, lúc này cần có các tính toán và kiểm tra cụ thể để xác định nguyên nhân. Nếu nghi ngờ có hư hỏng trong KCN thì phải xác định vị trí hư hỏng theo các phương pháp đã trình bày. Kết quả xác định sẽ làm căn cứ để nhà quản lý đưa ra các biện pháp sửa chữa hoặc tăng cường cầu nếu cần thiết.

Kết luận chương 4

Trong chương này, luận án đã đề xuất quy trình quản lý kỹ thuật và chẩn đoán KCN cầu bằng phương pháp dao động, trong đó bao gồm:

- Tích hợp 2 tham số đặc trưng dao động vào việc quản lý khai thác KCN cầu bao gồm tần số dao động riêng và dạng thức dao động.

- Đề xuất sử dụng phương pháp đo dao động trong điều kiện khai thác KCN cầu và trình tự tiến hành chẩn đoán động KCN dựa trên dao động.

Ngoài ra, tác giả cũng đã xây dựng được chương trình “Chẩn đoán KCN cầu - MFC Version 1.0”. Chương trình tuy mới ở dạng đơn giản nhưng có khả năng xử lý các tham số dao động của KCN ở thời điểm ban đầu và hiện tại để tính toán chỉ số MFC và phát hiện vị trí hư hỏng trên KCN cầu.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Kết luận:

Với mục tiêu xác định các tham số dao động cho KCN cầu, sử dụng phương pháp chẩn đoán dựa trên độ mềm biểu kiến kết cấu, đồng thời phân tích lý thuyết, mô phỏng số và đo đạc thực tế trên một số KCN cầu điển hình ở TP. Hà Nội, xây dựng quy trình quản lý và chẩn đoán KCN bằng phương pháp dao động, luận án đã đạt được một số kết quả như sau:

1. Phương pháp nhận dạng dao động đã được áp dụng để xác định các đặc trưng dao động của các KCN cầu, trong đó có 2 tham số quan trọng là: tần số dao động riêng và dạng thức dao động. Từ đó xác định chỉ số MFC cho bài toán chẩn đoán động KCN cầu.

2. Mô hình phân tử hữu hạn của KCN cầu đã được xây dựng để tính ra tần số riêng và dạng thức dao động lý thuyết. So sánh kết quả đo trên 6 cầu (thực hiện trên địa bàn TP Hà Nội) với kết quả tính toán cho thấy sự chênh lệch nằm trong phạm vi 10%, chứng tỏ mô hình tính là chấp nhận được. Có thể nâng cao độ chính xác cho mô hình chính bằng cách xét chi tiết các điều kiện biên (liên kết dầm với gối, độ cứng gối cầu,...).

3. Đã mô phỏng một số hư hỏng trong KCN cầu dầm BT nhịp giản đơn cụ thể (bao gồm hư hỏng tại bản mặt cầu, tại dầm chủ và dầm ngang) và khảo sát được ảnh hưởng của các hư hỏng đó đến sự thay đổi các đặc trưng dao động như tần số dao động riêng, dạng thức dao động. Ngoài ra, luận án cũng đã mô phỏng được hư hỏng ngẫu nhiên trong bản mặt cầu và phân tích ảnh hưởng của nó đến sự thay đổi các tần số dao động riêng của KCN cầu dầm giản đơn BTCT. Tùy theo mức độ hư hỏng mà các tần số dao động riêng của KCN bị ảnh hưởng ít hay nhiều. Đã phân tích ảnh hưởng của độ cứng gối cầu đến tần số dao động riêng của KCN cầu dầm BT nhịp giản đơn dựa trên mô hình PTHH cầu La Khê. Cụ thể: khi coi gối là gối di động (có độ cứng theo phương dọc cầu bằng 0) thì tần số dao động cơ bản của cầu là 4.20 Hz, khi độ cứng dọc cầu của gối bằng 7×10^9 N/m thì tần số dao động cơ bản của cầu là 4.80 Hz - tăng 14.3%, khi tăng độ cứng gối trên 7×10^9 N/m thì tần số gần như không tăng, có nghĩa giá trị độ cứng $K_g = 7 \times 10^9$ N/m có thể coi như tương đương với 1 gối cố định.

4. Đã thực hiện thử nghiệm bài toán chẩn đoán động xác định vị trí hư hỏng trên KCN cầu dầm nhịp giản đơn, trong đó KCN cầu được mô phỏng xuất hiện một số hư hỏng để giả lập số liệu đo dao động, sau đó sử dụng phương pháp dựa trên độ mềm biểu kiến kết cấu (tính toán trên 2 tham số dao động là tần số dao động riêng và dạng thức dao động) để tìm vị trí hư hỏng trên KCN và đã phát hiện chính xác vị trí các hư hỏng.

5. Đã đề xuất tích hợp bổ sung các tham số động (gồm tần số dao động riêng và dạng thức dao động riêng) vào công tác quản lý khai thác cầu; đã xây dựng quy trình quản lý và chẩn đoán động KCN cầu.

6. Xây dựng được chương trình “Chẩn đoán KCN cầu - MFC Version 1.0”. Chương trình tuy mới ở dạng đơn giản nhưng có khả năng xử lý các tham số dao động của KCN ở thời điểm ban đầu và hiện tại để tính toán chỉ số MFC và phát hiện vị trí hư hỏng trên KCN cầu.

Kiến nghị:

1. Trong phạm vi nghiên cứu của luận án, 6 công trình cầu tại TP Hà Nội mới chỉ được đo dao động 1 lần (cuối năm 2015 - đầu năm 2016). Theo kiến nghị của luận án, các KCN cầu cần được đo định kỳ, vì vậy, việc đo đạc dao động 6 công trình cầu nêu trên cần được tiến hành trong thời gian tới nhằm mục đích chẩn đoán các cầu đó và đánh giá tình trạng cầu ở thời điểm hiện tại.

2. Đề nghị ứng dụng quy trình quản lý và chẩn đoán KCN bằng phương pháp dao động cho các công trình cầu BTCT và BTDUL nhịp giản đơn trên địa bàn TP Hà Nội. Quy trình này có thể được hiệu chỉnh cho phù hợp với thực tế và có thể áp dụng cho các KCN cầu BTCT và BTDUL giản đơn và liên tục trong cả nước.

3. Nâng cấp chương trình “Chẩn đoán KCN cầu - MFC Version 1.0” theo hướng:

a) Đọc và xử lý tốt các thông tin từ file dữ liệu đầu ra của phần mềm MACEC.

b) Nâng cấp thuật toán tính MFC để kết quả vị trí hư hỏng trên KCN thể hiện một cách rõ ràng hơn.

c) Xây dựng thêm mô-đun quản lý dữ liệu các tham số động của các KCN cầu đo được.

TÀI LIỆU THAM KHẢO**Tiếng Việt**

1. Bộ Giao thông Vận tải (2005), *Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN-272-05*.
2. Bộ Giao Thông Vận Tải (1979). Quy trình thiết kế cầu công theo các trạng thái giới hạn 22TCN 18 - 79.
3. Bộ Giao Thông Vận Tải (1999). Quy trình kỹ thuật Kiểm định cầu đường sắt 22TCN 258-99.
4. Bộ Giao Thông Vận Tải (1998). Quy trình kiểm định cầu trên đường ô tô 22TCN 243-98.
5. Bộ Giao Thông Vận Tải (1987). Quy trình thử nghiệm cầu (22TCN 170 – 87).
6. Bộ Giao Thông Vận Tải (2012). Quy định tạm thời về việc kiểm toán, đánh giá cầu và hướng dẫn cấm biển tải trọng theo quy chuẩn QCVN 41:2012/BGTVT.
7. Bùi Đức Chính (1997). Mô hình bài toán đánh giá cầu BTCT dựa trên các kết quả kiểm tra và thí nghiệm hiện trường. Tuyển tập công trình khoa học Hội nghị Cơ học toàn quốc lần thứ VI.
8. Bùi Đức Chính (1997). Các phương pháp thí nghiệm không phá hủy trong đánh giá cầu BTCT. Tạp chí Giao thông Vận tải, (10), tr. 25-27.
9. Bùi Đức Chính (1997). Một số kết quả ban đầu trong đánh giá cầu BTCT ở Việt Nam. Tạp chí Giao thông Vận tải, (12), tr. 41-43.
10. Bùi Đức Chính (2002). Áp dụng bệnh học công trình và tin học đánh giá KCN đơn giản cầu bê tông cốt thép trên đường ô tô. Luận án Tiến sĩ kỹ thuật. Viện Khoa học và Công nghệ GTVT, Hà Nội.
11. Bùi Đức Chính (2016). Ứng dụng biến đổi Hilbert-Huang để chẩn đoán hư hỏng của kết cấu dưới công trình cầu. *Tạp chí Cầu Đường Việt Nam*, số 4/2016.
12. Hoàng Hà, Đỗ Xuân Thọ (1997). *Tính toán và thực nghiệm dao động uốn của một số cầu dầm trên đường ô tô ở Việt Nam*. Tuyển tập công trình khoa học - Hội nghị cơ học toàn quốc lần thứ 6. Hà Nội.
13. Hồ sơ thiết kế bản vẽ thi công dự án xây dựng cầu La Khê (2007), tháng 12/2007.

14. Nguyễn Văn Khang (1998), *Dao động kỹ thuật*, Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật, Hà Nội.
15. Phạm Xuân Khang (1994). Chẩn đoán cầu bằng phương pháp động. Tuyển tập Báo cáo khoa học – Hội nghị KH-CN kết cấu xây dựng lần thứ 3, Hà Nội 11/1994.
16. Phạm Xuân Khang (1999). Một số kết quả chẩn đoán động bằng thí nghiệm kích động điều hòa cầu Yên Bái. Tuyển tập công trình khoa học Hội nghị CHVRBD toàn quốc lần thứ 6, Hà Nội 26-27/11/1999.
17. Phạm Xuân Khang (2000). Chẩn đoán động áp dụng cho cầu. Đề tài cấp Bộ.
18. Phạm Xuân Khang (2001). Chẩn đoán kết cấu nhịp cầu bằng phương pháp dao động. Luận án Tiến sĩ kỹ thuật. Viện Khoa học và Công nghệ GTVT, Hà Nội.
19. Nguyễn Việt Khoa (2013). Nghiên cứu đánh giá nguy cơ mất an toàn công trình cầu dạng dầm sau khi xảy ra động đất hoặc chịu tải trọng mạnh. Báo cáo kết quả thực hiện đề tài do Chủ tịch Viện Hàn lâm Khoa học và Công nghệ Việt Nam giao, 2012-2013, Viện Cơ học.
20. Nguyễn Trung Kiên (2015), Bài giảng Động lực học công trình, Trường Đại học Giao thông Vận tải.
21. Nguyễn Tiến Minh, Đào Văn Quang, Đỗ Anh Tú, Bùi Tiến Thành, Nguyễn Ngọc Long (2015), *Phân tích dao động tự do của cầu chéo bằng mô hình theo cấu kiện mạng dầm – bản*, Tạp chí Khoa học Giao thông Vận tải, số tháng 10/2015.
22. Nguyễn Tiến Minh, Đỗ Anh Tú (2016), *Ảnh hưởng của một số loại hư hỏng đến các đặc trưng dao động của kết cấu nhịp cầu dầm bê tông nhịp giản đơn*, Tạp chí Giao thông Vận tải, số tháng 9/2016.
23. Sở Giao thông Vận tải thành phố Hà Nội (2017), Báo cáo công tác quản lý cầu đường trên địa bàn thành phố Hà Nội.
24. Vũ Bá Thành (2014). Kiểm tra hiện trạng kết cấu cầu bằng phương pháp đo dao động ngẫu nhiên – Luận văn thạc sỹ kỹ thuật, Trường Đại học Giao thông Vận tải.
25. Nguyễn Việt Trung (2004). Khai thác, kiểm định, sửa chữa, tăng cường cầu. NXB Giao thông Vận tải.

26. Chu Quốc Thắng (1997). *Phương pháp phân tử hữu hạn*. NXB Khoa học kỹ thuật, Hà Nội.
27. Nguyễn Mạnh Yên (1996). *Phương pháp số trong cơ học kết cấu*. NXB Khoa học kỹ thuật, Hà Nội.

Tiếng Anh

28. AASHTO (1996). *Standard Specifications for Highway Bridges*. 16th ed, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
29. AASHTO LRFD (2012). *Bridge Design Specifications*. 6th ed, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
30. Allemang, R.J., Brown, D.L. (1987). "Modal Parameter Estimation" Experimental Modal Analysis and Dynamic Component Synthesis, USAF Technical Report, Contract No. F33615-83-C-3218, AFWAL-TR-87-3069, Vol. 3, 130 pp).
31. ANSYS 15.0. (2013). *ANSYS Mechanical APDL Command Reference*, Release 15.0, Canonsburg, PA, 2013.
32. Chan T. H.T. et al, Fiber- Bragg grating sensors for structural health monitoring of Tsing Ma bridge: Background and experimental and experimental Observation. *Engineering Structures* 2006, Vol. 28, pp.648- 659.
33. Chen G., Mu H., Pommerenke D.and Drewiak J. L. (2004). Damage Detection of Reinforced Concrete Beams with Novel Distributed Crack/ Strain Sensors. *Structural Health monitoring*, Vol. 3(3), pp. 225- 243.
34. Fu G., *Bridge design and evaluation*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey 2013.
35. Haritos N. and Owen J. S., the Use of Vibration Data for Damage Detection in Bridges: A comparison of System Identification and Pattern Recognition Approaches. *Structural Health Monitoring* 2004, vol. 3(2), pp. 141-163.
36. Hou Z., Noori M., Amand R.St., Wavelet- based approach for structural damage detection, *Journal of Engineering Mechanics* 126 (7) (2000) 677- 683.

37. Humar J., Bagchi A. and Xu H. (2006), Performance of Vibration-based Techniques for the Identification of Structural Damage. *Structural Health Monitoring*, Vol. 5(3), pp. 215-241.
38. Khoa Viet Nguyen, Hai Thanh Tran. A Multi-crack Detection Technique of a Beam-like Structure Based on the On-vehicle Vibration Measurement and Wavelet Analysis. *Journal of Sound and Vibration* 2010, 329 (21) 4455 – 4465.
39. Khoa Viet Nguyen, Hai Thanh Tran. Wavelet Based Technique for Crack Detection of a Beam-like Structure Using the Vibration Data Measured Directly on a Moving Vehicle. *Vietnam Journal of Mechanics* 2010, Vol.32, No.4, pp. 222-234.
40. Khoa Viet Nguyen, Oluremi A. Olatunbosun, A proposed method for fatigue crack detection and monitoring using breathing crack phenomenon and wavelet analysis. *Journal of Mechanics of Material and Structures* 2007, Vol. 2, No. 3, pp. 399-420.
41. Khoa Viet Nguyen, Oluremi A. Olatunbosun, Kiem Tien Nguyen. Wavelet Based Method for remote Monitoring of Structural Health by Analysing the Nonlinear Phenomenon in Dynamic Response of Damaged Structures. *Journal of Technische Mechanik*, Band 28, Heft 3-4, 2008, p. 289-298.
42. Khoa Viet Nguyen, Oluremi A. Olatunbosun. A method for Remote Monitoring of Structural Health Based on the Nonlinear Phenomenon in Dynamic Response of Damaged Structures. *The 2007 International conference of Mechanical Engineering, Lon Don, U.K. World Congress on Engineering 2007*, pp.1275- 1280.
43. Khoa Viet Nguyen, Oluremi A. Olatunbosun. Detection of Fatigue Crack Using Breathing Crack Phenomenon and Wavelet – Transform. *Proceedings of the 5th Asian Symposium on Applied Electromagnetics and Mechanics*. Ha Noi, Viet Nam, October 2005, pp.385-394.
44. Khoa Viet Nguyen. Time – frequency analysis methods for monitoring the nonlinear Phenomenon in dynamic response of damaged structures. *Journal of Advances Natural Sciences* 2009, Vol. 10 No. 3, p.287-298.

45. Khoo I. M., Mantena P. R., and Jadhav P., Structural Damage Assessment Using Vibration Modal Analysis. *Structural Health Monitoring* 2004, Vol. 3(2), pp. 177-194.
46. Li H., Deng X., Dai H., Structural Damage Detection Using the Combination Method of EMD and wavelet analysis. *Mechanical Systems and Signal Processing* 2007, Vol. 21, pp.298-306.
47. Limongelli M. P., The interpolation damage detection method for frames under seismic excitation, *Journal of sound and Vibration* 330(2011) 5474-5489.
48. Magallhalhaes F., Cunha A., Caetano E., Vibration based structural health monitoring of an arch bridge: From automated OMA to damage detection. *Mechanical Systems and Signal Processing* 28 (2012) 212-228.
49. N. T. Khiem, N. V. Pho, T. V. Lien. Crack detection for structures by using the inverse problem of vibration. *Proceedings (Electronic) of Fourth International Conference: Inverse Problem- Identification, Design and Control*, July 2-6,2003,Moscow.
50. N. T. Khiem, T. V. Lien. A simplified method for natural analysis of multiple cracked beam. *Journal of Sound and Vibration*, N.4, V. 245,2001,737- 751.
51. N. T. Khiem. Crack detection for structures based on the dynamic stiffness model and the inverse problem of vibration. *Inverse Problem in Science and Engineering*, V. 14, No.1, 2006,85-96.
52. N. T. Khiem. T. V. Lien. Multi- crack detection for beam by natural frequencies. *Journal of Sound and Vibration*, V 273, 2004,175- 184.
53. N. T. Khiem. T. V. Lien. The dynamic matrix method for natural analysis of multiple cracked beam. *Journal of Sound and Vibration* V. 254, N.3, 2002, pp.541-555.
54. Nguyen Cao Manh, Pham Xuan Khang (1998). Determination of the vibration characteristics of bridge in dynamic diagnosis. *Vietnam Journal of Mechanics*, NCST of Vietnam T. XX, pp. 18-26.
55. Nguyen Van Pho (1999) *Journal of Mechanics*, NCST of Vietnam, n1, V21, P25 – 35. A method for technical diagnostics of construction.

56. Nguyen.V.K., Comparison studies of open and breathing crack detections of a beam –like bridge subjected to a moving vehicle. *Engineering Structures* (2013) 51, p. 306- 314.
57. Nguyen Xuan Hung (1996) E' NDE TOKYO Determination of offshore structures damage by vibration measurements.
58. Okafor A.C, Dutta A., structural damage detection in beams by wavelet transforms, *Smart Materials and structures* 9 (6) (200) 906- 683.
59. Ovanesova A. V., Suarez L. E., Applications of wavelet transforms to damage detection in frame structures. *Engineering Structures* 2004, Vol.26, pp.39-49.
60. Pandey A. K. and Biswas M., Damage Detection in Structures Using Changes in Flexibility. *Journal of sound and Vibration* 1994, Vol. 169(1), pp 3-17.
61. Pandey A. K., Biswas M. and Samman M. M., Damage Detection from Changes in Curvature Mode Shapes. *Journal of Sound and Vibration* 1991, Vol. 145(2), pp.321-332.
62. Parloo E., Guillaume P. and Overmeire M. V., Autonomous modal parameter estimation based on a statistical frequency domain maximum likelihood approach. SEM International Modal Analysis Conference, Kissimmee, FL, USA, 2001, pp.1511-1517.
63. Patjawit A, Kanok – Nukulchai W., Health Monitoring of Highway Bridge Bases on a Global Flexibility Index. *Engineering Structures* 2005, Vol.27, pp.13885- 1391.
64. Pham Xuan Khang (2000). The use of vibration characteristics to update the structure model. *Vietnam Journal of Mechanics*, NCST of Vietnam, Vol. 22, No. 4 (225-234).
65. Reda Taha M.M and Lucero J., Damage Identification for structures 2005, Vol. 27, pp 1774-1783.
66. Reynders E., G. De Roeck, P.G. Bakir, and C. Sauvage (2007). Damage identification on the Tilff bridge by vibration monitoring using optical fibre strain sensors. 133(2):185–193, 2007. URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2007\)133:2\(185\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:2(185)).

67. Rizzo P. and Scalea F. L., Feature Extraction for Defect Detection in Strands by Guided Ultrasonic Wave. *Structural Health monitoring* 2006, Vol. 5(3), pp. 297-308.
68. Rolando Sagaldo Estrada (2008), *Damage Detection Methods in Bridges through Vibration Monitoring: Evaluation and Application*, Doctoral Thesis, Department of Civil Engineering, University of Minho.
69. Rucka M., Wilde K., Application of continuous wavelet transform in vibration based damage detection method for beams and plates. *Journal of Sound and Vibration* 2006, Vol.297,pp. 536- 550.
70. Shih H. W. (2009). *Damage assessment in structure using vibration characteristics*, A thesis of Urban Development, Queensland University of Technology.
71. Shih H.W., D.P. Thambiratnam, and T.H.T. Chan (2009). Vibration based structural damage detection in flexural members using multi-criteria approach. *Journal of Sound and Vibration*, 323(3):645–661.
72. Sun Z. and Chang C. C., Structural Damage Assessment Based on Wavelet Packet Transform. *Journal of structural of Structural Engineering* 2002, vol. 128(10), pp.1354- 1361.
73. Tedesco, J.W., McDougal, W.G., Ross, C.A., *Structural Dynamics – Theory and Applications*, Addison-Wesley, 1999.
74. Todoroki A., Takeuchi Y, and Shimamura Y., Fracture Monitoring System of Sewer Pipe with composite Fracture Sensors Via the internet. *Structural Health Monitoring* 2004,Vol. 3(1), pp. 5-17.
75. Vanlanduit S., Verboven P., Guillaume P. (2003), On-line Detection of Fatigue Cracks Using an Automatic Mode Tracking Technique. *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 266, pp. 805-804.
76. Vanlanduit S., Verboven P., schoukens J. and Guillaume P. (2001), An Automatic Frequency Domain Modal Parameter Estimation Algorithm. COST F3 Conference on Structural System Identification, Kassel, Germany.
77. Verboven P., Parloo E., Guillaume P. and Overmeire M. V., Autonomous Structural Health Monitoring – Part I: Modal Parameter Estimation and Tracking. *Mechanical Systems and Signal Processing* 2002, Vol. 16(4), pp. 637-657

78. Verboven P., Parloo E., Guillaume P. and Overmeire M. V., Autonomous Structural Health Monitoring – Part II: Vibration – based In- operation Damage Assessment. *Mechanical Systems and Signal Processing* 2002, Vol. 16(4), pp. 659- 675.
79. Vu Manh Lang, Pham Xuan Khang (1999). Dynamic diagnosis for bridge by force-vibration testing. *The First International Conference RITST, Hanoi.*
80. Wei Fan, Pizhong Qiao, A 2-D continuous wavelet transform of mode shape data for damage detection of plate structures. *International Journal of Solids and Structures* 2009, Vol. 46, pp.4379- 4395.
81. Zhong S., Oyadiji S., Crack detection in simply supported beams without baseline modal parameters by stationary wavelet transform. *Mechanical Systems and Signal Processing* 2007, Vol.21, pp.1853-1884.

DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH ĐÃ CÔNG BỐ CỦA LUẬN ÁN

1. Nguyễn Tiến Minh, Đào Văn Quang, Đỗ Anh Tú, Bùi Tiến Thành, Nguyễn Ngọc Long (2015), Phân tích dao động tự do của cầu chéo bằng mô hình theo cấu kiện mạng dầm – bản, *Tạp chí Khoa học Giao thông Vận tải*, số tháng 10/2015.
2. Nguyễn Tiến Minh (2016), Giải pháp ứng dụng phương pháp chặn đoán động để đánh giá khả năng chịu tải kết cấu nhịp cầu góp phần nâng cao hiệu quả công tác quản lý, Báo cáo khoa học tổng kết, Đề tài KH-CN TP Hà Nội, mã số đề tài: 01C-04/05-2014-2.
3. Nguyễn Tiến Minh, Đỗ Anh Tú (2016), Ảnh hưởng của một số loại hư hỏng đến các đặc trưng dao động của kết cấu nhịp cầu dầm bê tông nhịp giản đơn, *Tạp chí Giao thông Vận tải*, số tháng 9/2016.
4. Nguyễn Tiến Minh, Đỗ Anh Tú, Nguyễn Ngọc Long (2017), Xác định vị trí hư hỏng trên kết cấu nhịp cầu dầm bằng phương pháp dao động. *Tạp chí Khoa học Giao thông Vận tải*, số 55, tháng 12/2016.

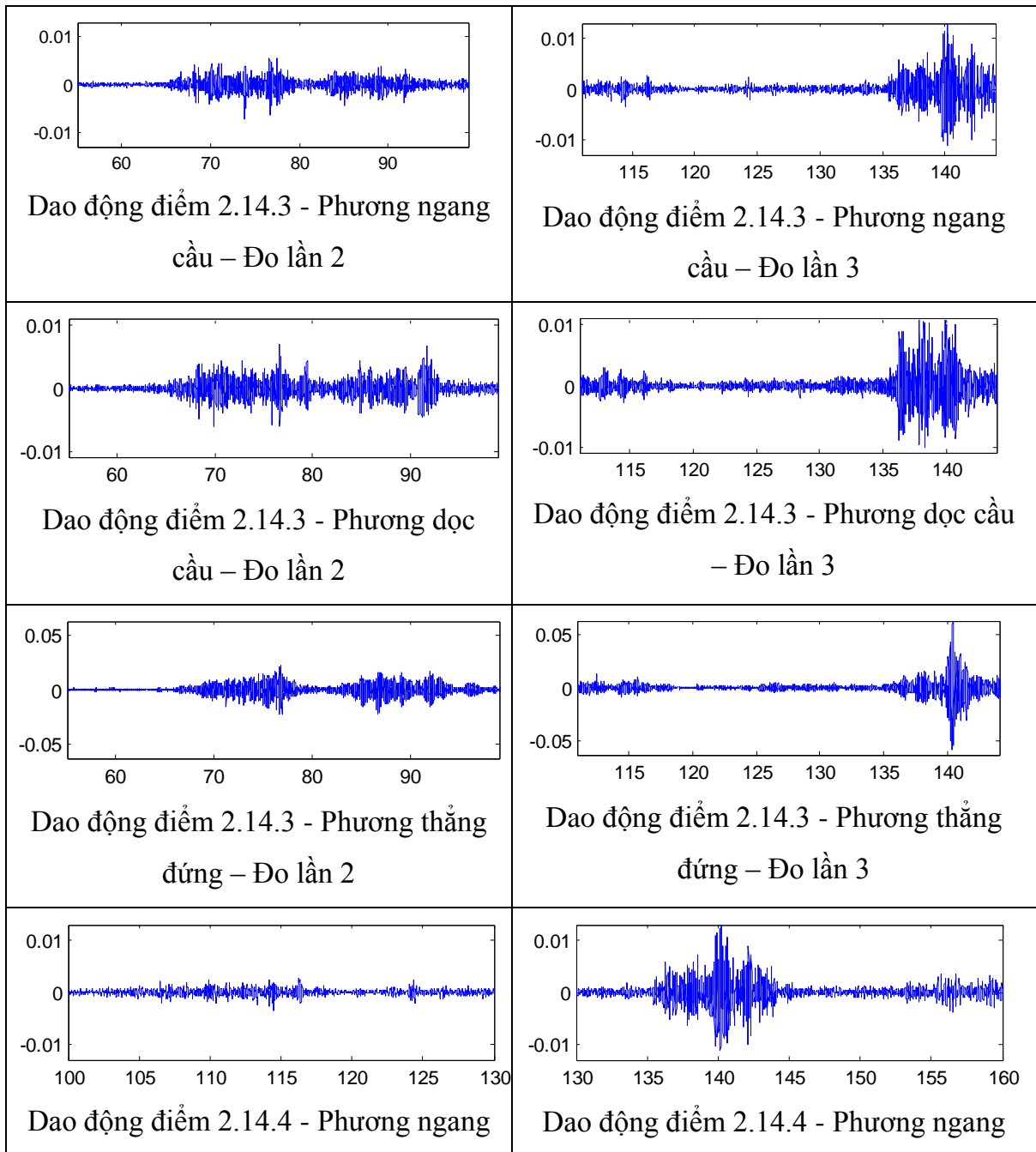
PHỤ LỤC

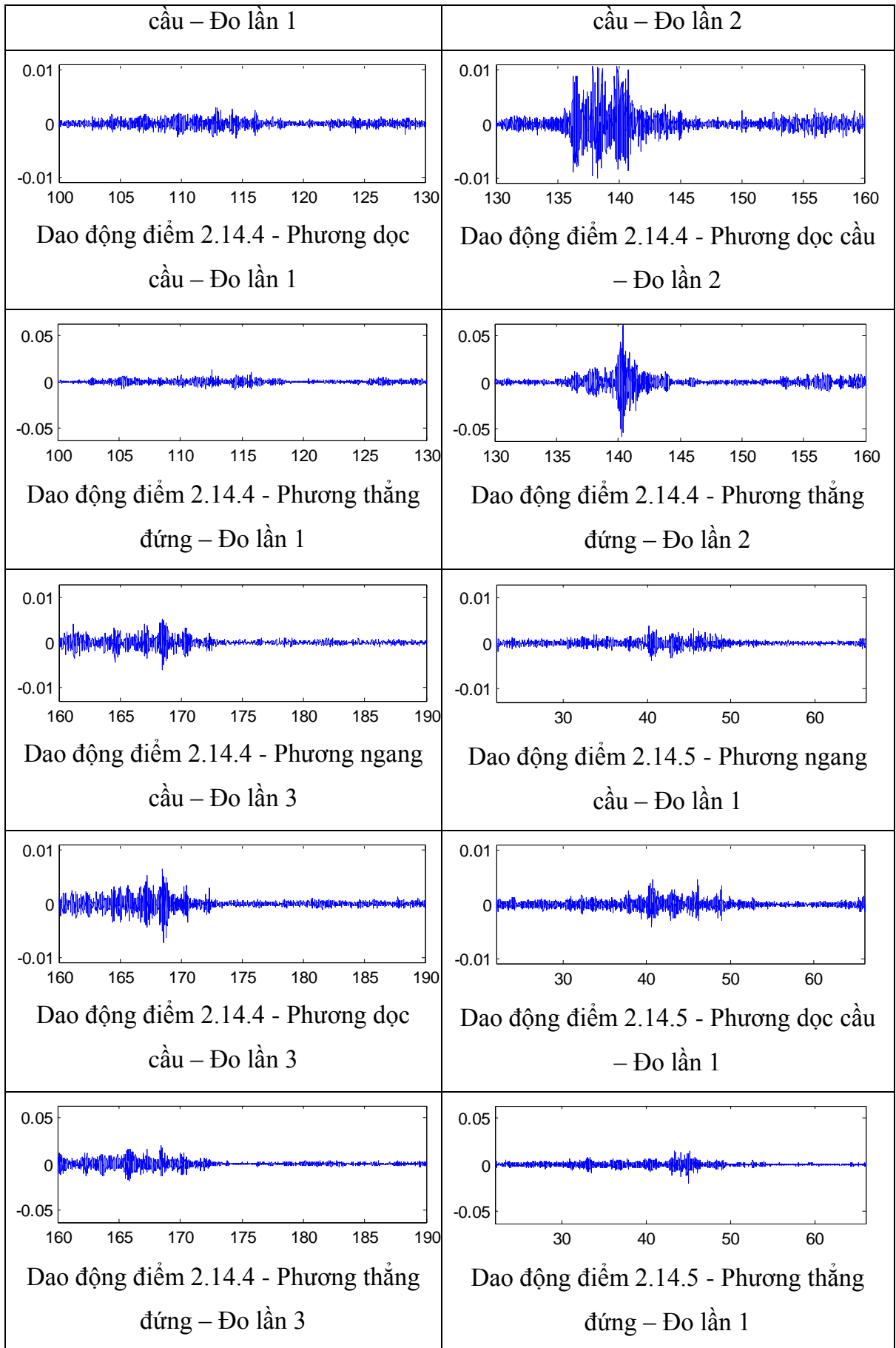
KẾT QUẢ ĐO ĐẠO ĐỘNG 6 KCN CẦU TRÊN ĐỊA BÀN TP HÀ NỘI

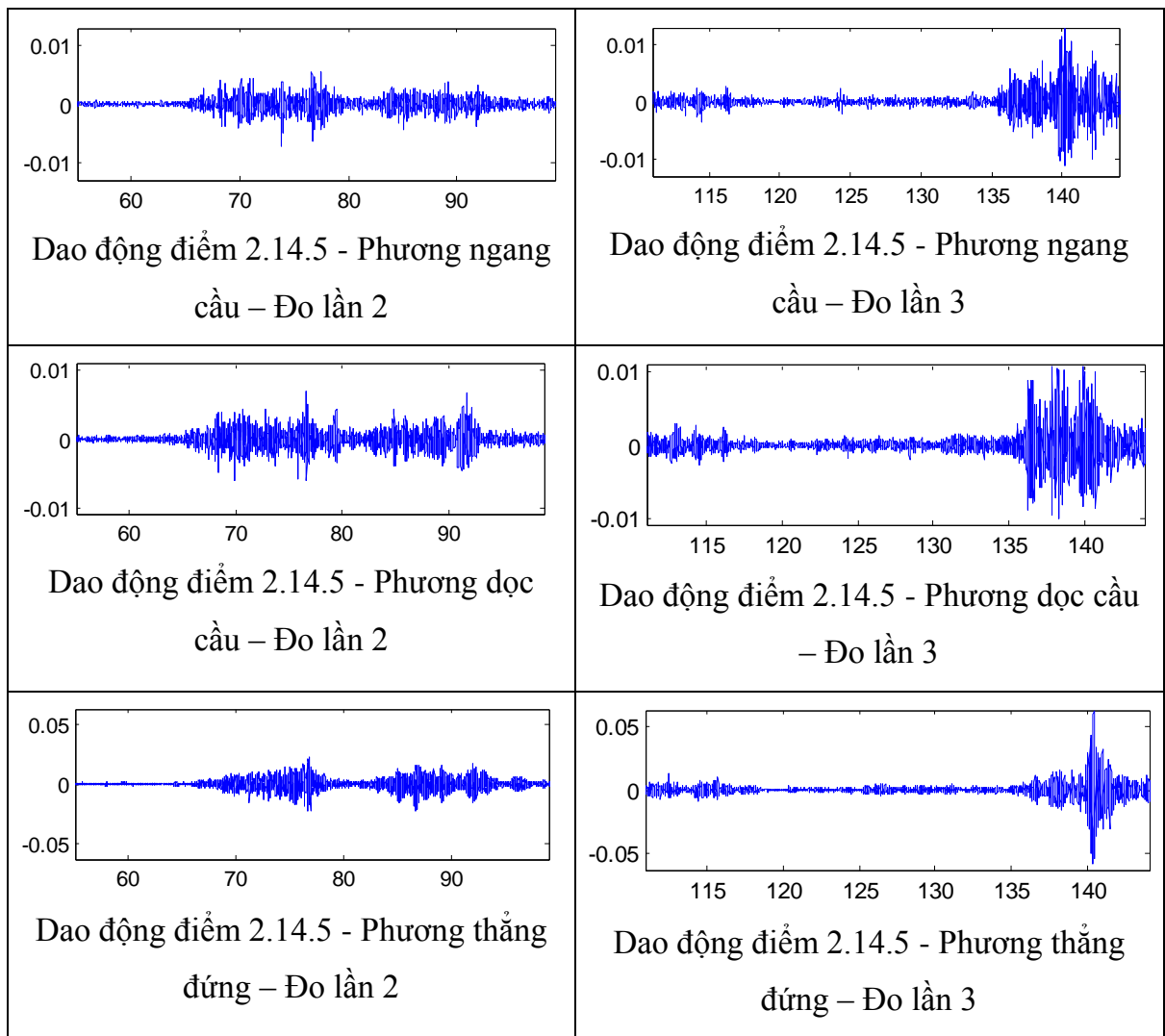
1. Biểu đồ dao động của các điểm đo trên KCN cầu Kiến Hưng

Dưới đây là một số biểu đồ đo dao động tại một số điểm đo trên KCN cầu Kiến Hưng. Phụ lục này chỉ minh họa biểu đồ dao động KCN cầu Kiến Hưng mà không trình bày các số liệu đo và biểu đồ dao động của các KCN cầu khác đã đo (như Cống Thần, Phùng Xá, Tế Tiêu, La Khê, Cầu Giẽ). Tuy nhiên, kết quả nhận dạng dao động như tần số dao động riêng đo được, dạng dao động riêng đo được sẽ được trình bày đầy đủ trong Phụ lục này.

Bảng A1. Biểu đồ dao động KCN cầu Kiến Hưng

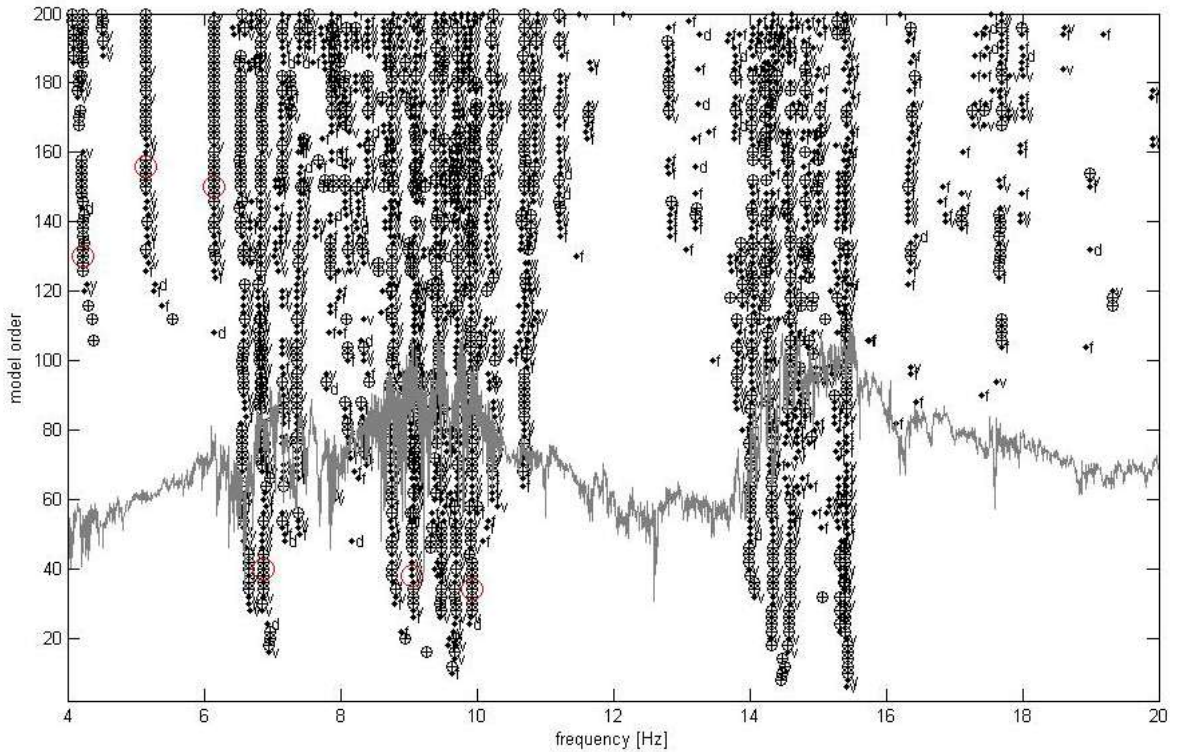






2. Kết quả nhận dạng dao động KCN cầu Kiến Hưng

Đo dao động KCN của 2 nhịp: N1, N2. Mỗi điểm đo có ba đồ thị dao động theo ba phương: nằm ngang cầu, nằm ngang dọc cầu, và thẳng đứng. Sử dụng phần mềm MACEC 3.2 để xử lý số liệu đo và thực hiện nhận dạng dao động của kết cấu. Kết quả biểu đồ ổn định phổ tần số KCN N1 cầu Kiến Hưng được thể hiện như hình dưới.



Hình A1. Biểu đồ ổn định phổ tần số KCN N1 cầu Kiến Hưng

Phân tích các đồ thị dao động có kết quả như Bảng A2 và A3, trong đó có:

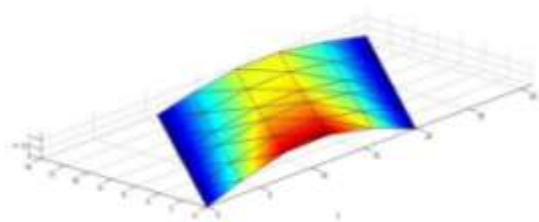
- + Tần số của các mode dao động tự do của KCN;
- + Chu kỳ của các mode dao động tự do của KCN;
- + Hệ số cản của mode dao động tương ứng;
- + Độ đồng nhất pha của mode dao động tương ứng - MPC;
- + Độ lệch pha trung bình của mode dao động tương ứng – MPD;
- + Dạng dao động của mode dao động tương ứng.

Bảng A2. Kết quả đo dao động KCN N1 cầu Kiến Hưng

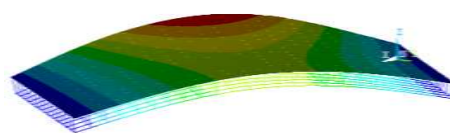
Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	4.23	0.34	0.52	0.91	4.23	6.90	Dạng uốn thứ 1
2	5.15	0.32	0.83	0.98	5.15	8.80	Dạng xoắn thứ 1
3	6.14	0.18	0.62	0.82	6.14	6.60	Dạng uốn thứ 2
4	6.87	0.12	0.82	0.94	6.87	7.10	Dạng uốn thứ 3
5	9.06	0.10	0.66	0.93	9.06	5.30	Dạng uốn thứ 4
6	9.92	0.09	0.82	0.90	9.92	5.40	Dạng xoắn thứ 2

Bảng A3. Kết quả đo dao động KCN N2 cầu Kiến Hưng

Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	4.27	0.33	0.73	0.95	4.61	4.50	Dạng uốn thứ 1
2	5.04	0.31	0.65	0.97	4.99	5.50	Dạng xoắn thứ 1
3	6.08	0.18	0.64	0.88	5.84	3.60	Dạng uốn thứ 2
4	7.08	0.12	0.72	0.91	7.28	4.70	Dạng uốn thứ 3
5	9.51	0.10	0.45	0.89	9.42	2.10	Dạng uốn thứ 4
6	10.72	0.09	0.58	0.88	9.23	4.80	Dạng xoắn thứ 2

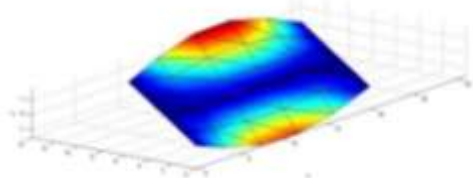


Mode dao động thực đo

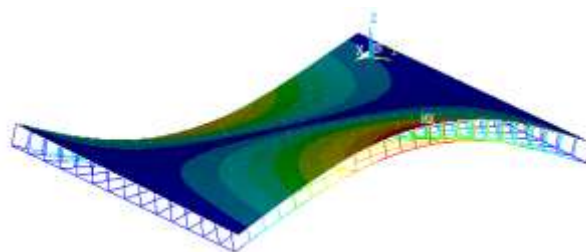


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A2: Mode dao động thứ 1: f= 4.23 (Hz)

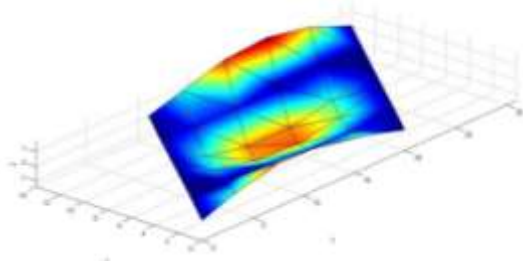


Mode dao động thực đo

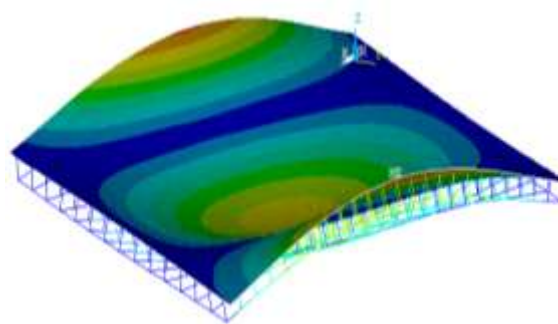


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A3: Mode dao động thứ 2: f= 5.15 (Hz)

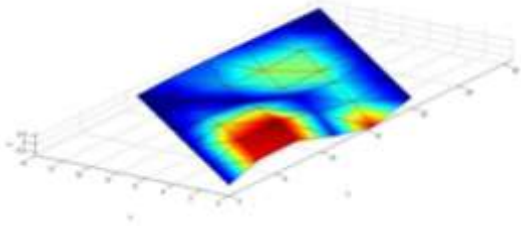


Mode dao động thực đo

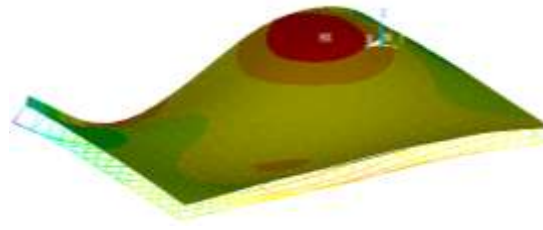


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A4: Mode dao động thứ 3: f= 6.14 (Hz)

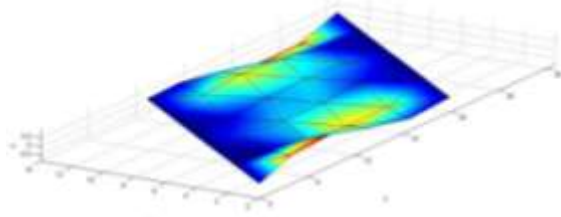


Mode dao động thực đo

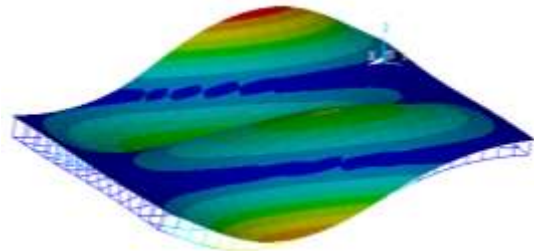


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A5: Mode dao động thứ 4: $f= 6.87$ (Hz)

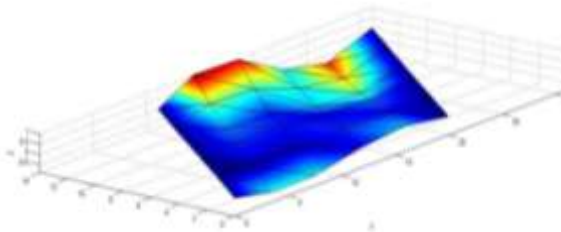


Mode dao động thực đo

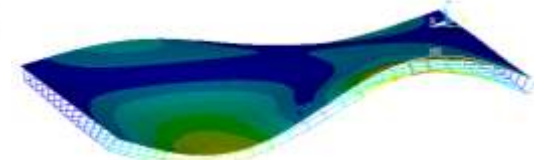


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A6: Mode dao động thứ 5: $f= 9.06$ (Hz)



Mode dao động thực đo

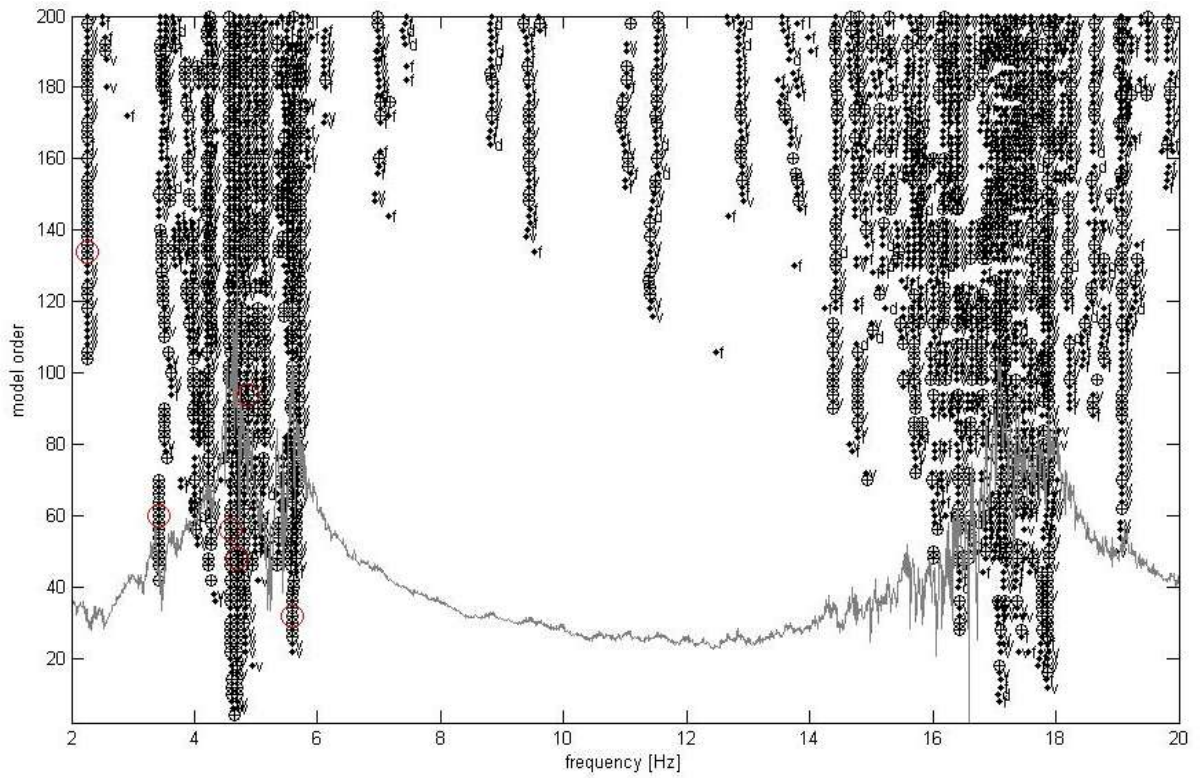


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A7: Mode dao động thứ 6: $f= 9.92$ (Hz)

3. Kết quả nhận dạng dao động KCN cầu Cống Thần

Đo dao động KCN của 2 nhịp: N1, N2. Mỗi điểm đo có ba đồ thị dao động theo ba phương: nằm ngang ngang cầu, nằm ngang dọc cầu, và thẳng đứng. Sử dụng phần mềm MACEC 3.2 để xử lý số liệu đo và thực hiện nhận dạng dao động của kết cấu. Kết quả biểu đồ ổn định phổ tần số KCN N1 cầu Cống Thần được thể hiện như hình dưới.



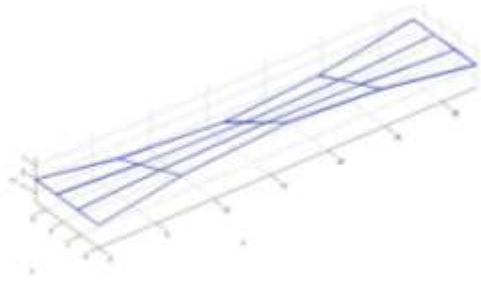
Hình A8. Biểu đồ ổn định phổ tần số KCN N1 cầu Cống Thần

Bảng A4. Kết quả đo dao động KCN N1 cầu Cống Thần

Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	2,46	0,41	0,75	0,94	0,15	5,10	Dạng uốn thứ 1
2	3,51	0,28	0,64	0,98	3,45	6,50	Dạng xoắn thứ 1
3	4,69	0,21	0,55	0,90	0,72	6,40	Dạng uốn thứ 2
4	5,59	0,18	0,40	0,95	0,84	6,70	Dạng uốn thứ 3
5	9,45	0,11	0,45	0,97	1,11	10,10	Dạng uốn thứ 4
6	12,89	0,08	0,59	0,89	1,07	8,20	Dạng xoắn thứ 2

Bảng A5. Kết quả đo dao động KCN N2 cầu Cổng Thần

Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	2,51	0,40	0,73	0,95	0,16	6,30	Dạng uốn thứ 1
2	3,44	0,29	0,65	0,91	3,35	5,50	Dạng xoắn thứ 1
3	4,40	0,23	0,64	0,84	0,68	7,60	Dạng uốn thứ 2
4	5,75	0,17	0,72	0,91	0,89	4,70	Dạng uốn thứ 3
5	10,01	0,10	0,45	0,81	1,15	7,10	Dạng uốn thứ 4
6	13,92	0,07	0,58	0,98	0,75	4,60	Dạng xoắn thứ 2

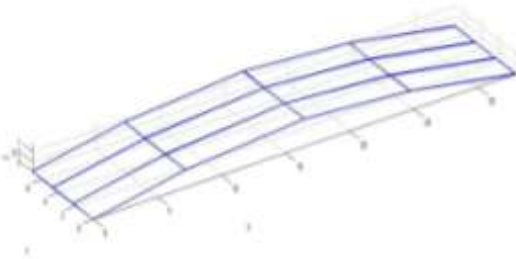


Mode dao động thực đo

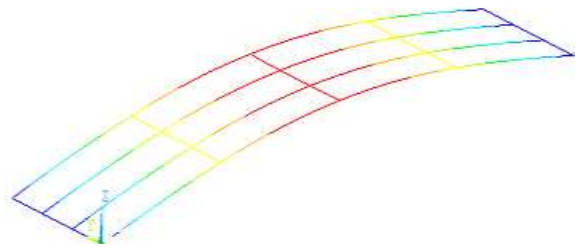


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A9: Mode dao động thứ 1: f= 2,46 (Hz)

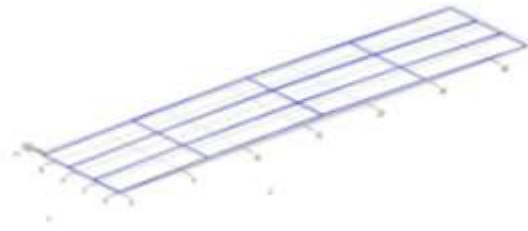


Mode dao động thực đo



Kết quả mô hình phần mềm

Hình A10: Mode dao động thứ 2: f= 3,51 (Hz)

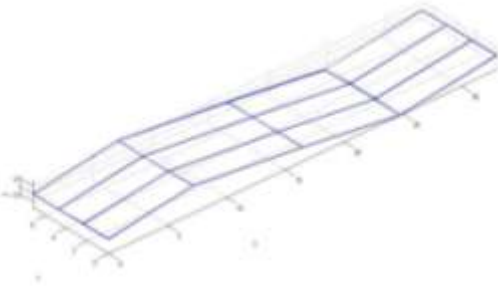


Mode dao động thực đo

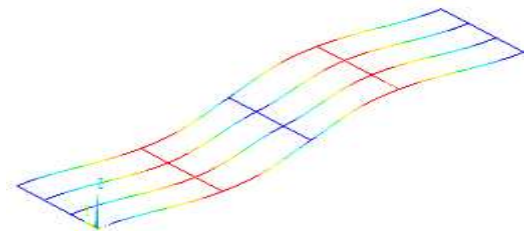


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A11: Mode dao động thứ 3: $f= 4,69$ (Hz)

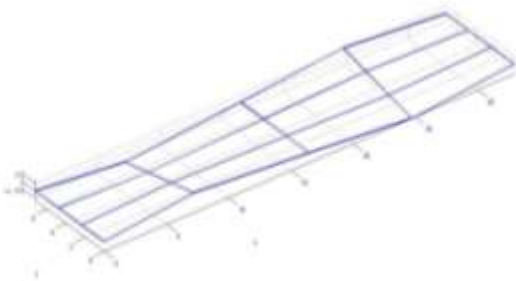


Mode dao động thực đo

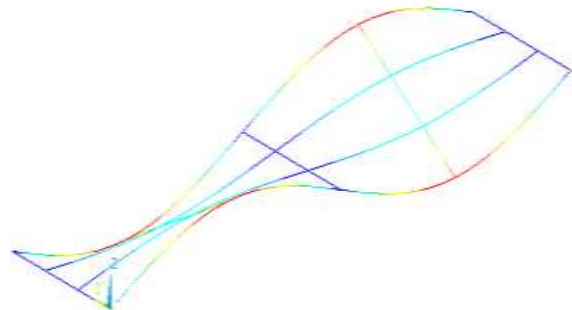


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A12: Mode dao động thứ 4: $f= 5,59$ (Hz)

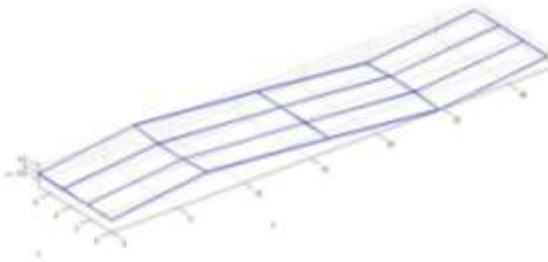


Mode dao động thực đo

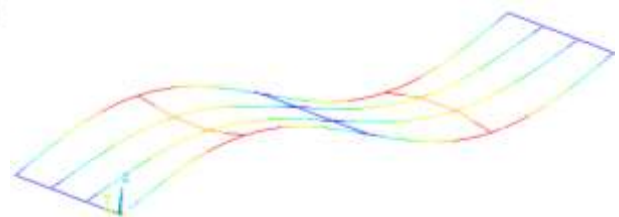


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A13: Mode dao động thứ 5: $f= 9,45$ (Hz)



Mode dao động thực đo

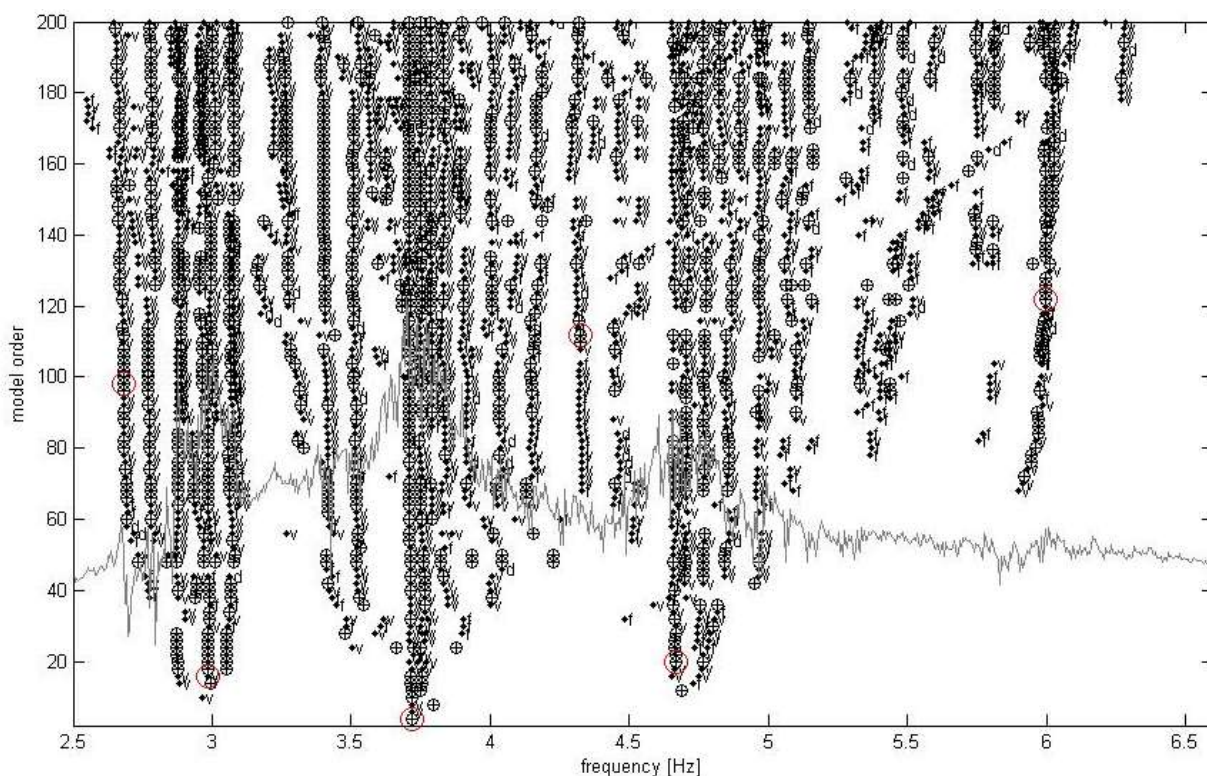


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A14: Mode dao động thứ 6: $f= 12,89$ (Hz)

4. Kết quả nhận dạng dao động KCN cầu Phùng Xá

Đo dao động KCN của 2 nhịp: N1, N2. Mỗi điểm đo có ba đồ thị dao động theo ba phương: nằm ngang ngang cầu, nằm ngang dọc cầu, và thẳng đứng. Sử dụng phần mềm MACEC 3.2 để xử lý số liệu đo và thực hiện nhận dạng dao động của kết cấu. Kết quả biểu đồ ổn định phổ tần số KCN N1 cầu Phùng Xá được thể hiện như hình dưới.



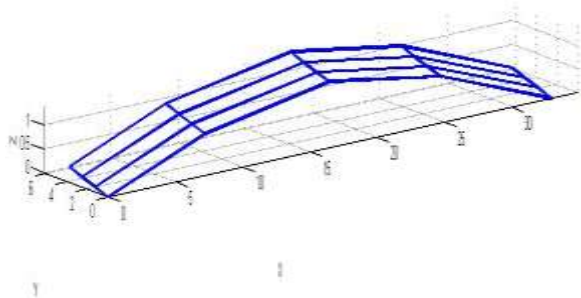
Hình A15. Biểu đồ ổn định phổ tần số KCN N1 cầu Phùng Xá

Bảng A6. Kết quả đo dao động KCN N1 cầu Phùng Xá

Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	2.68	0.37	0.84	0.98	0.64	5.70	Dạng uốn thứ 1
2	2.98	0.34	0.67	0.99	0.22	5.10	Dạng xoắn thứ 1
3	3.72	0.27	0.92	0.88	0.07	6.50	Dạng uốn thứ 2
4	4.33	0.23	0.88	0.92	1.71	5.40	Dạng uốn thứ 3
5	4.67	0.21	0.38	0.97	0.24	3.50	Dạng xoắn thứ 2
6	6.00	0.17	0.58	0.88	2.10	6.40	Dạng uốn thứ 4

Bảng A7. Kết quả đo dao động KCN N2 cầu Phùng Xá

Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	2.74	0.37	0.84	0.95	0.57	4.50	Dạng uốn thứ 1
2	2.92	0.34	0.87	0.97	0.21	5.50	Dạng xoắn thứ 1
3	3.50	0.29	0.92	0.88	0.07	3.60	Dạng uốn thứ 2
4	4.45	0.22	0.68	0.91	1.89	4.70	Dạng uốn thứ 3
5	4.95	0.20	0.58	0.89	0.26	2.10	Dạng xoắn thứ 2
6	6.48	0.15	0.48	0.88	1.47	4.80	Dạng uốn thứ 4

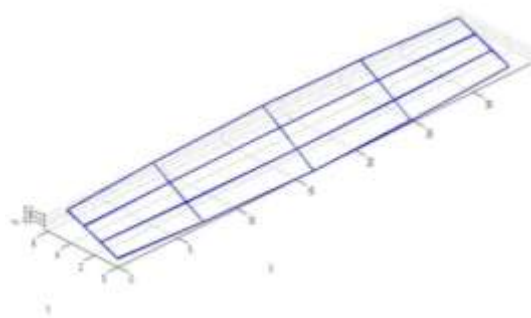


Mode dao động thực đo

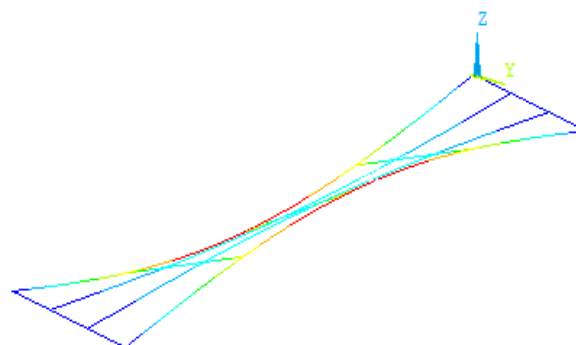


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A16: Mode dao động thứ 1: f= 2.68 (Hz)

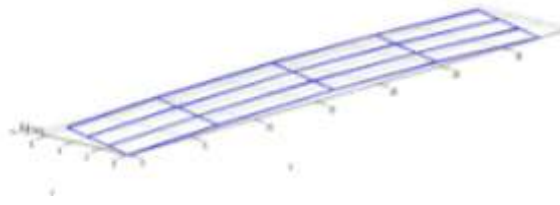


Mode dao động thực đo



Kết quả mô hình phần mềm

Hình A17: Mode dao động thứ 2: f= 2.98 (Hz)

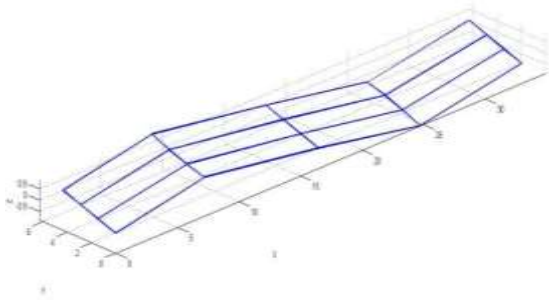


Mode dao động thực đo

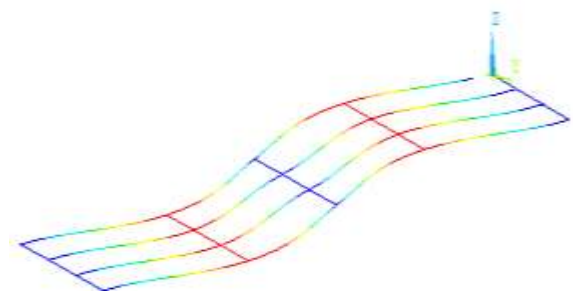


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A18: Mode dao động thứ 3: $f= 3.72$ (Hz)

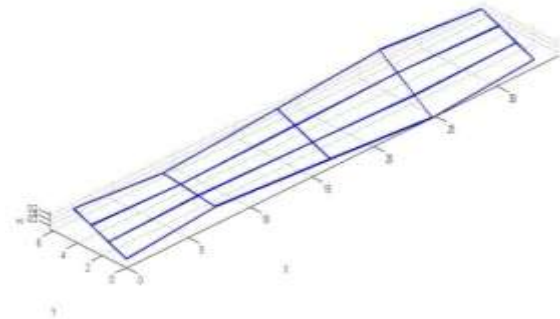


Mode dao động thực đo



Kết quả mô hình phần mềm

Hình A19: Mode dao động thứ 4: $f= 4.33$ (Hz)

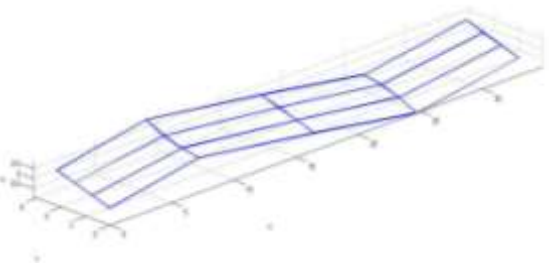


Mode dao động thực đo



Kết quả mô hình phần mềm

Hình A20: Mode dao động thứ 5: $f= 4.67$ (Hz)



Mode dao động thực đo

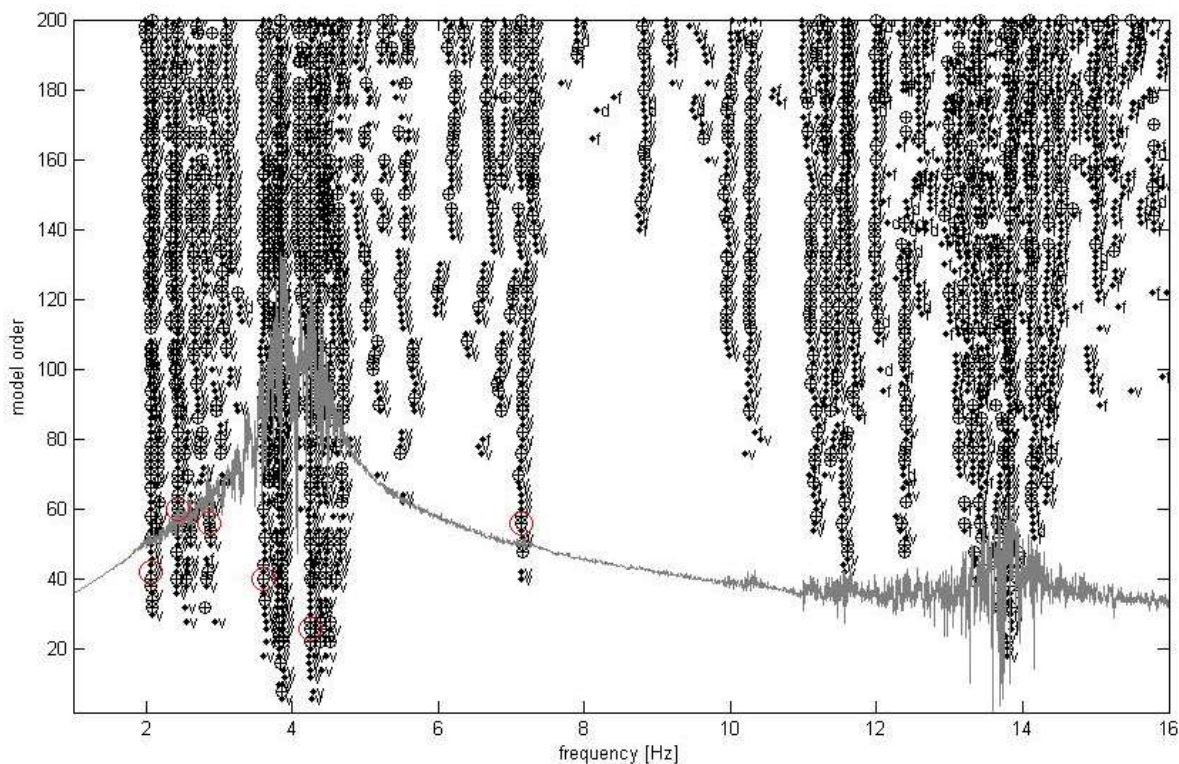


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A21: Mode dao động thứ 6: $f= 6.00$ (Hz)

5. Kết quả nhận dạng dao động KCN cầu Tế Tiêu

Đo dao động KCN của 2 nhịp: N1, N2. Mỗi điểm đo có ba đồ thị dao động theo ba phương: nằm ngang ngang cầu, nằm ngang dọc cầu, và thẳng đứng. Sử dụng phần mềm MACEC 3.2 để xử lý số liệu đo và thực hiện nhận dạng dao động của kết cấu. Kết quả biểu đồ ổn định phổ tần số KCN N1 cầu Tế Tiêu được thể hiện như hình dưới.



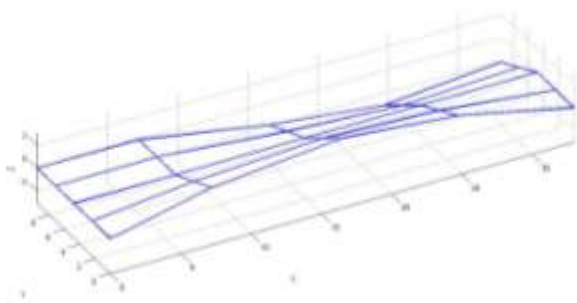
Hình A22. Biểu đồ ổn định phổ tần số KCN N1 cầu Tế Tiêu

Bảng A8. Kết quả đo dao động KCN N1 cầu Tế Tiêu

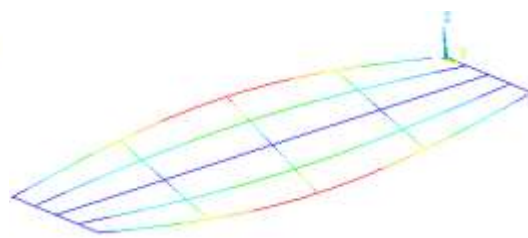
Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	2.27	0.44	0.84	0.98	0.77	5.70	Dạng xoắn thứ 1
2	2.43	0.41	0.67	0.99	0.43	5.10	Dạng uốn thứ 1
3	2.86	0.35	0.92	0.88	0.26	6.50	Dạng uốn thứ 2
4	3.61	0.28	0.88	0.92	2.57	5.40	Dạng uốn thứ 3
5	4.24	0.24	0.38	0.97	0.01	3.50	Dạng xoắn thứ 2
6	7.14	0.14	0.58	0.88	3.22	6.40	Dạng uốn thứ 4

Bảng A9. Kết quả đo dao động KCN N2 cầu Tế Tiêu

Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	2.31	0.43	0.84	0.95	0.68	4.50	Dạng xoắn thứ 1
2	2.36	0.42	0.87	0.97	0.42	5.50	Dạng uốn thứ 1
3	2.68	0.37	0.92	0.88	0.24	3.60	Dạng uốn thứ 2
4	3.86	0.26	0.68	0.91	2.83	4.70	Dạng uốn thứ 3
5	4.58	0.22	0.58	0.89	0.01	2.10	Dạng xoắn thứ 2
6	7.86	0.13	0.48	0.88	2.25	4.80	Dạng uốn thứ 4

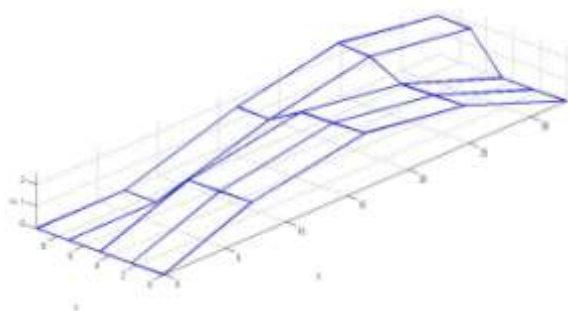


Mode dao động thực đo

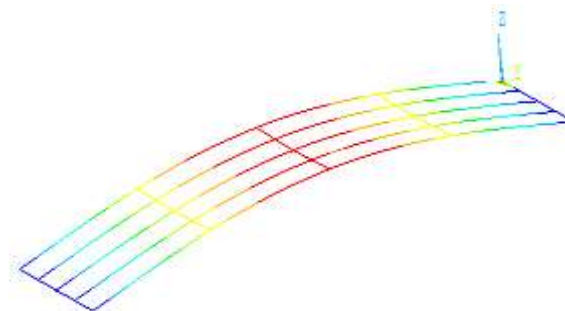


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A23: Mode dao động thứ 1: f= 2,27 (Hz)

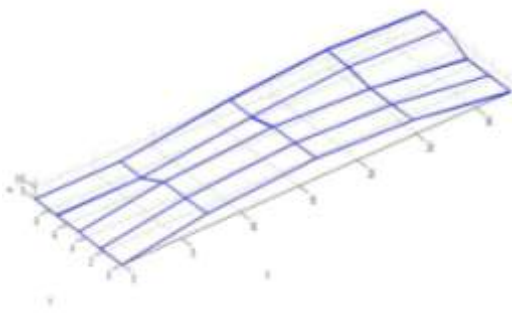


Mode dao động thực đo

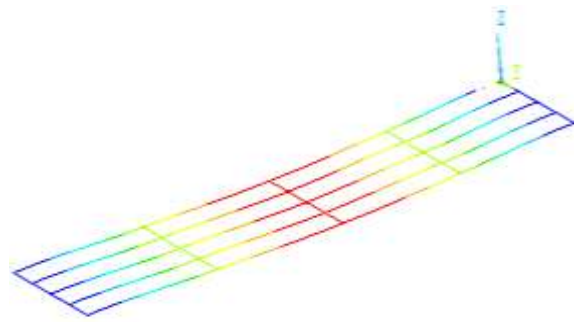


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A24: Mode dao động thứ 2: f= 2,43 (Hz)

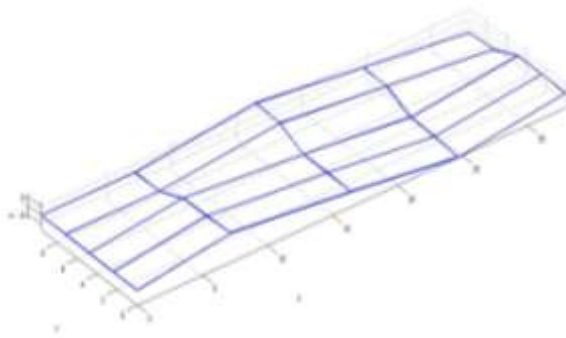


Mode dao động thực đo

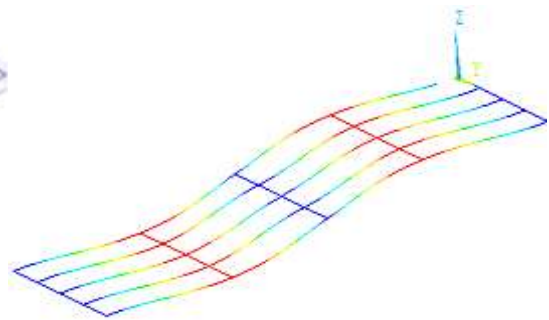


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A25: Mode dao động thứ 3: $f= 2,86$ (Hz)

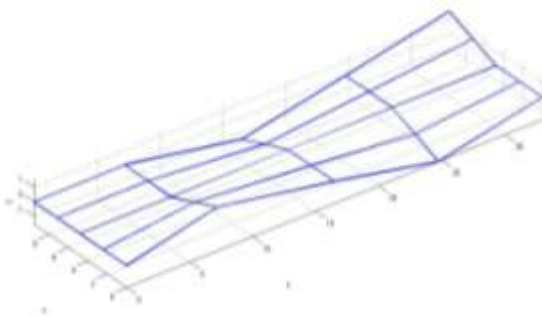


Mode dao động thực đo

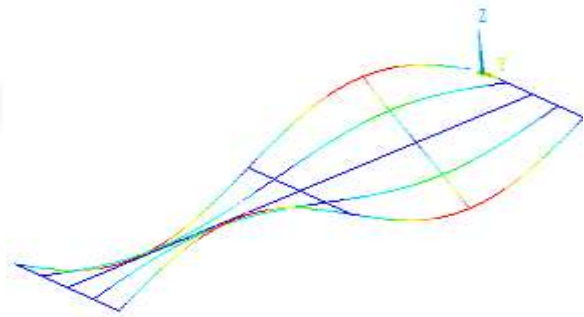


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A26: Mode dao động thứ 4: $f= 3,61$ (Hz)

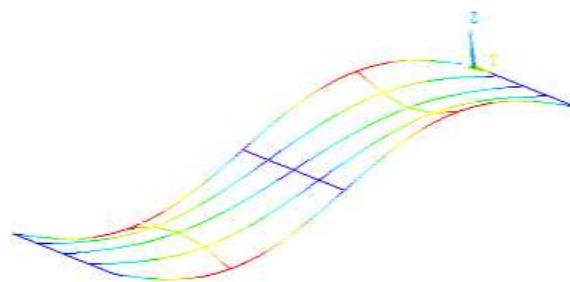
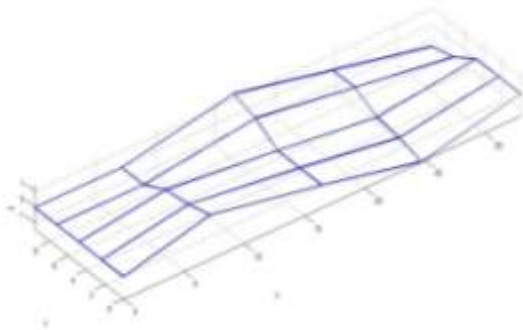


Mode dao động thực đo



Kết quả mô hình phần mềm

Hình A27: Mode dao động thứ 5: $f= 4,24$ (Hz)



Hình A28. Mode dao động thứ 6: $f=7,14(\text{Hz})$ **6. Kết quả nhận dạng dao động KCN cầu La Khê**

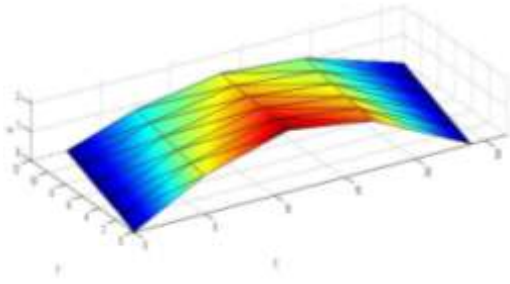
Đo dao động KCN của 2 nhịp: N1, N2. Mỗi điểm đo có ba đồ thị dao động theo ba phương: nằm ngang ngang cầu, nằm ngang dọc cầu, và thẳng đứng. Sử dụng phần mềm MACEC 3.2 để xử lý số liệu đo và thực hiện nhận dạng dao động của kết cấu. Kết quả được thể hiện ở các bảng và hình dưới đây.

Bảng A10. Kết quả đo dao động KCN N1 cầu La Khê

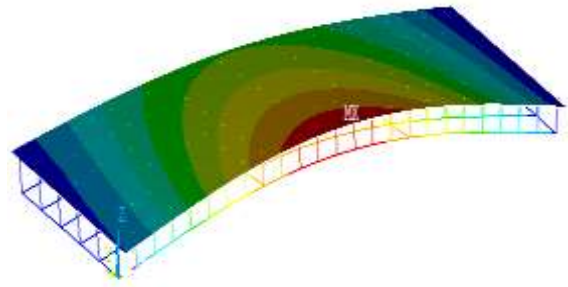
Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	4.36	0.24	0.87	0.98	0.22	5.70	Dạng uốn thứ 1
2	5.10	0.22	0.55	0.99	0.45	5.10	Dạng xoắn thứ 1
3	10.56	0.09	0.51	0.88	0.79	6.50	Dạng uốn thứ 2
4	11.32	0.08	0.63	0.92	0.66	5.40	Dạng uốn thứ 3
5	14.80	0.06	0.61	0.97	1.20	3.50	Dạng uốn thứ 4
6	15.00	0.06	0.55	0.88	0.30	6.40	Dạng xoắn thứ 2

Bảng A11. Kết quả đo dao động KCN N2 cầu La Khê

Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	4.21	0.24	0.72	0.95	0.24	4.50	Dạng uốn thứ 1
2	4.67	0.21	0.83	0.97	0.42	5.50	Dạng xoắn thứ 1
3	11.13	0.09	0.88	0.88	0.88	3.60	Dạng uốn thứ 2
4	12.50	0.08	0.39	0.91	0.72	4.70	Dạng uốn thứ 3
5	16.13	0.06	0.49	0.89	1.30	2.10	Dạng uốn thứ 4
6	16.51	0.06	0.53	0.88	0.21	4.80	Dạng xoắn thứ 2

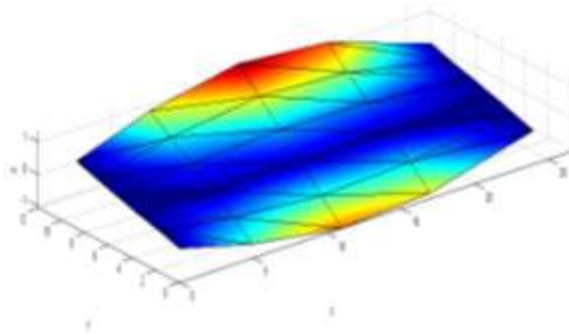


Mode dao động thực đo

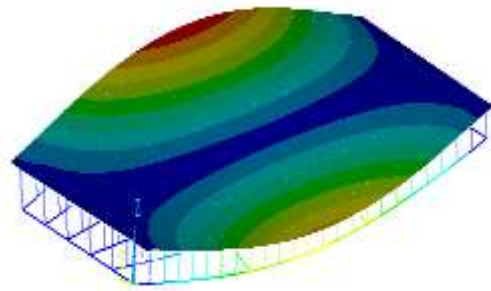


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A29: Mode dao động thứ 1: $f= 4.20$ (Hz)

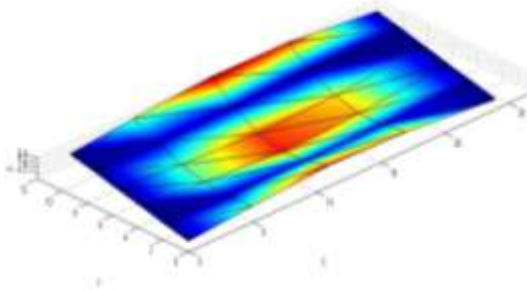


Mode dao động thực đo

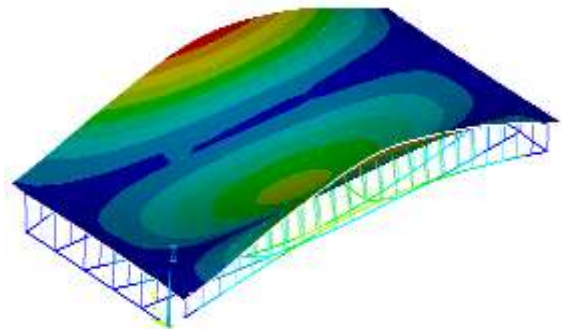


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A30: Mode dao động thứ 2: $f= 4.62$ (Hz)

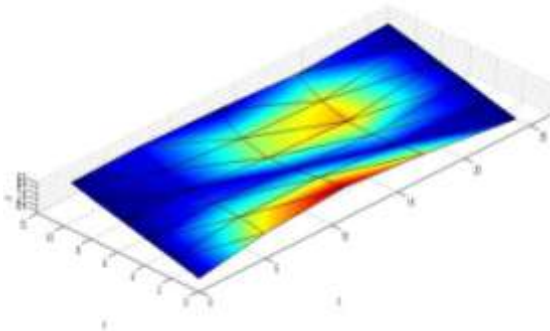


Mode dao động thực đo

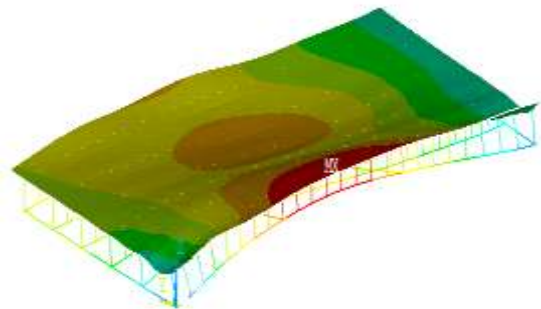


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A31: Mode dao động thứ 3: $f= 11.09$ (Hz)

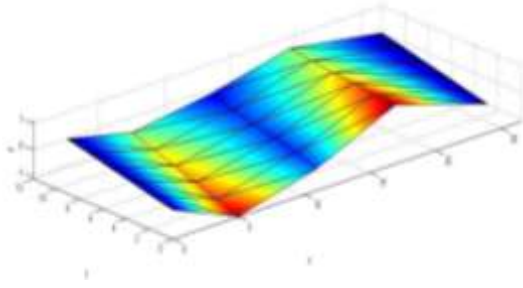


Mode dao động thực đo

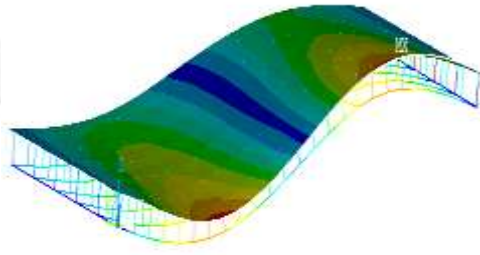


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A32: Mode dao động thứ 4: $f= 12.41$ (Hz)

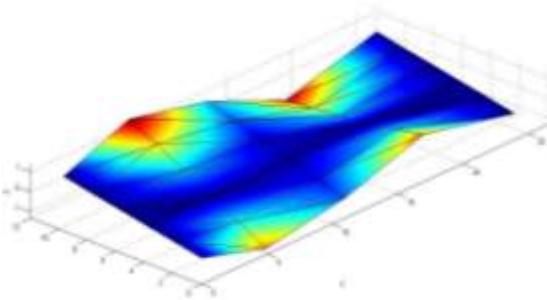


Mode dao động thực đo

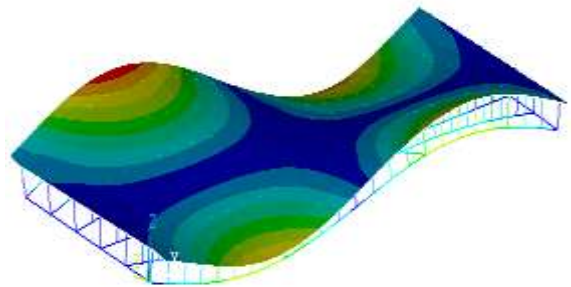


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A33: Mode dao động thứ 5: $f= 16.09$ (Hz)



Mode dao động thực đo



Kết quả mô hình phần mềm

Hình A34: Mode dao động thứ 6: $f= 16.45$ (Hz)

7. Kết quả nhận dạng dao động KCN cầu Giẽ

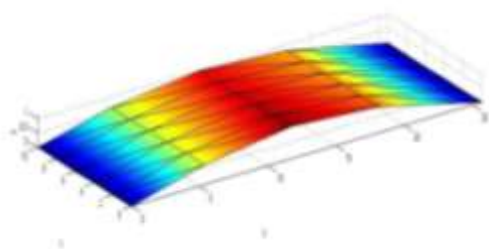
Đo dao động KCN của 2 nhịp: N1, N2. Mỗi điểm đo có ba đồ thị dao động theo ba phương: nằm ngang ngang cầu, nằm ngang dọc cầu, và thẳng đứng. Sử dụng phần mềm MACEC 3.2 để xử lý số liệu đo và thực hiện nhận dạng dao động của kết cấu. Kết quả được thể hiện ở các bảng và hình dưới đây.

Bảng A12. Kết quả đo dao động KCN N1 cầu Giẽ

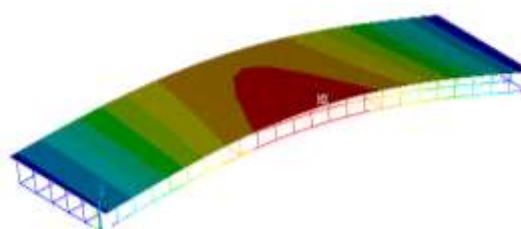
Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	4.12	0.23	0.73	0.98	0.23	5.70	Dạng uốn thứ 1
2	5.39	0.20	0.65	0.99	2.66	5.10	Dạng uốn thứ 2
3	13.56	0.07	0.64	0.88	4.20	6.50	Dạng xoắn thứ 1
4	14.92	0.06	0.72	0.92	3.21	5.40	Dạng uốn thứ 3
5	15.26	0.06	0.45	0.97	0.90	3.50	Dạng uốn thứ 4
6	16.33	0.06	0.58	0.88	4.67	6.40	Dạng xoắn thứ 2

Bảng A13. Kết quả đo dao động KCN N2 cầu Giẽ

Mode No.	Tần số f (Hz)	Chu kỳ T(s)	Hệ số cản ξ (%)	MPC (-)	MP (o)	MPD (o)	Dạng dao động
1	4.45	0.22	0.73	0.95	0.25	4.50	Dạng uốn thứ 1
2	4.92	0.20	0.65	0.97	2.47	5.50	Dạng uốn thứ 2
3	14.13	0.07	0.64	0.88	4.70	3.60	Dạng xoắn thứ 1
4	15.67	0.06	0.72	0.91	3.50	4.70	Dạng uốn thứ 3
5	16.93	0.06	0.45	0.89	0.97	2.10	Dạng uốn thứ 4
6	17.20	0.06	0.58	0.88	3.27	4.80	Dạng xoắn thứ 2

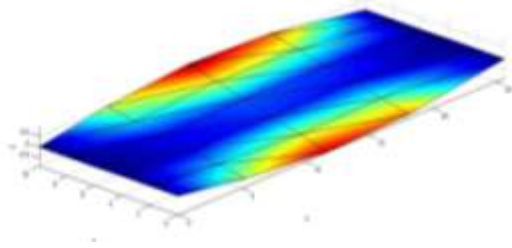


Mode dao động thực đo

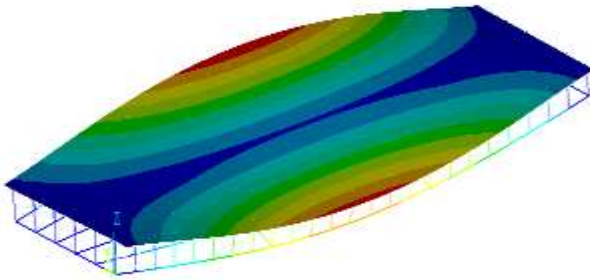


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A35: Mode dao động thứ 1: f= 4.34 (Hz)

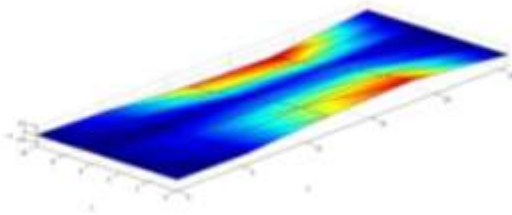


Mode dao động thực đo

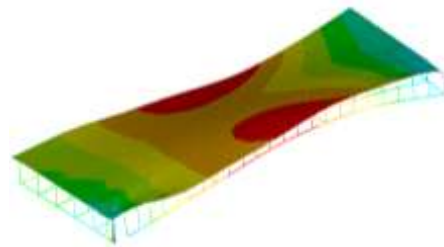


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A36: Mode dao động thứ 2: $f= 4.93$ (Hz)

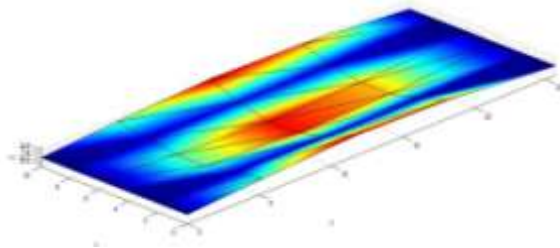


Mode dao động thực đo

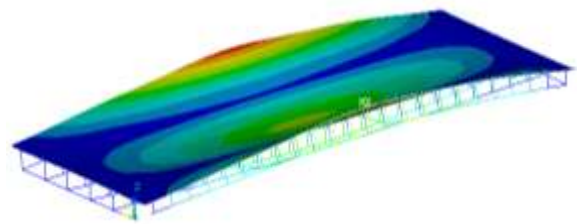


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A37: Mode dao động thứ 3: $f= 14.26$ (Hz)

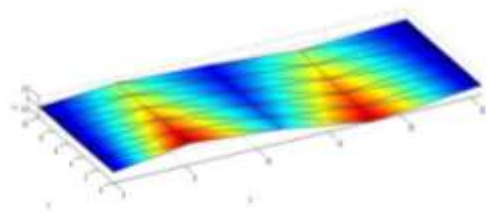


Mode dao động thực đo

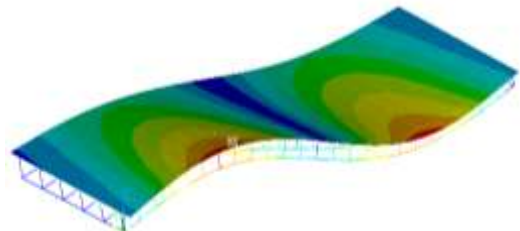


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A38: Mode dao động thứ 4: $f= 15.69$ (Hz)

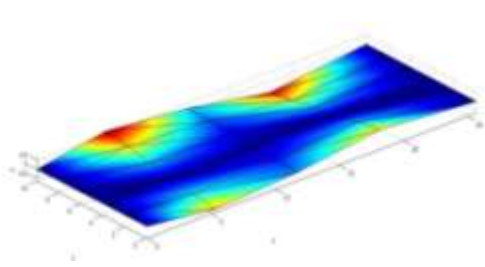


Mode dao động thực đo

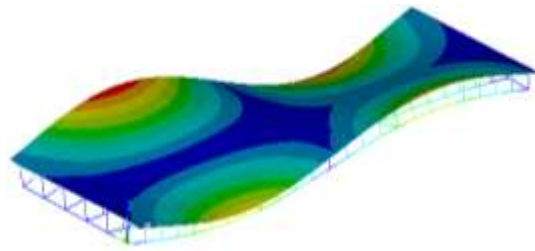


Kết quả mô hình phần mềm

Hình A39: Mode dao động thứ 5: $f= 16.78$ (Hz)



Mode dao động thực đo



Kết quả mô hình phần mềm

Hình A40: Mode dao động thứ 6: $f= 17.19$ (Hz)

8. Code của chương trình “Chẩn đoán KCN cầu – MFC Version 1.0”

```
function varargout = MFC_v1(varargin)
% MFC_V1 MATLAB code for MFC_v1.fig
%     MFC_V1, by itself, creates a new MFC_V1 or raises the
existing
%     singleton*.
%
%     H = MFC_V1 returns the handle to a new MFC_V1 or the
handle to
%     the existing singleton*.
%
%     MFC_V1('CALLBACK', hObject,eventData,handles,...) calls
the local
%     function named CALLBACK in MFC_V1.M with the given
input arguments.
%
%     MFC_V1('Property','Value',...) creates a new MFC_V1 or
raises the
%     existing singleton*. Starting from the left, property
value pairs are
%     applied to the GUI before MFC_v1_OpeningFcn gets
called. An
%     unrecognized property name or invalid value makes
property application
%     stop. All inputs are passed to MFC_v1_OpeningFcn via
varargin.
%
%     *See GUI Options on GUIDE's Tools menu. Choose "GUI
allows only one
%     instance to run (singleton)".
%
```

```

% See also: GUIDE, GUIDATA, GUIHANDLES

% Edit the above text to modify the response to help MFC_v1

% Last Modified by GUIDE v2.5 08-Mar-2017 12:58:56

% Begin initialization code - DO NOT EDIT
gui_Singleton = 1;
gui_State = struct('gui_Name',           mfilename, ...
                  'gui_Singleton',     gui_Singleton, ...
                  'gui_OpeningFcn',    @MFC_v1_OpeningFcn, ...
                  'gui_OutputFcn',    @MFC_v1_OutputFcn, ...
                  'gui_LayoutFcn',    [] , ...
                  'gui_Callback',     []);
if nargin && ischar(varargin{1})
    gui_State.gui_Callback = str2func(varargin{1});
end

if nargout
    [varargout{1:nargout}] = gui_mainfcn(gui_State,
varargin{:});
else
    gui_mainfcn(gui_State, varargin{:});
end
% End initialization code - DO NOT EDIT

% --- Executes just before MFC_v1 is made visible.
function MFC_v1_OpeningFcn(hObject, eventdata, handles,
varargin)
% This function has no output args, see OutputFcn.
% hObject    handle to figure
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see
GUIDATA)
% varargin   command line arguments to MFC_v1 (see VARARGIN)

% Choose default command line output for MFC_v1
handles.output = hObject;

```



```

% Update handles structure
guidata(hObject, handles);

% This sets up the initial plot - only do when we are
invisible
% so window can get raised using MFC_v1.
if strcmp(get(hObject, 'Visible'), 'off')
    %plot(rand(5));
    plot(membrane);
%axes(handles.axes1);
%view([-55 50]);
%cla;
end

% UIWAIT makes MFC_v1 wait for user response (see UIRESUME)
% uiwait(handles.figure1);

% --- Outputs from this function are returned to the command
line.
function varargout = MFC_v1_OutputFcn(hObject, eventdata,
handles)
% varargout    cell array for returning output args (see
VARARGOUT);
% hObject     handle to figure
% eventdata   reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles     structure with handles and user data (see
GUIDATA)

% Get default command line output from handles structure
varargout{1} = handles.output;

% -----
-----

function FileMenu_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject     handle to FileMenu (see GCBO)
% eventdata   reserved - to be defined in a future version of
MATLAB

```

```

        % handles      structure with handles and user data (see
GUIDATA)

% -----
-----
function OpenMenuItem_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to OpenMenuItem (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see
GUIDATA)
file = uigetfile('*.fig');
if ~isequal(file, 0)
    open(file);
end

% -----
-----
function PrintMenuItem_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to PrintMenuItem (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see
GUIDATA)
    printdlg(handles.figure1)

% -----
-----
function CloseMenuItem_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to CloseMenuItem (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see
GUIDATA)
    selection = questdlg(['Close ' get(handles.figure1,'Name')
'?'],...
                        ['Close ' get(handles.figure1,'Name')
'...'],...
                        'Yes','No','Yes');

```

```

if strcmp(selection,'No')
    return;
end

delete(handles.figure1)

% --- Executes on selection change in popupmenu1.
function popupmenu1_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to popupmenu1 (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see
GUIDATA)

% Hints: contents = get(hObject,'String') returns popupmenu1
contents as cell array
%          contents{get(hObject,'Value')} returns selected item
from popupmenu1

% --- Executes during object creation, after setting all
properties.
function popupmenu1_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to popupmenu1 (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles    empty - handles not created until after all
CreateFcns called

% Hint: popupmenu controls usually have a white background on
Windows.
%          See ISPC and COMPUTER.
if ispc && isequal(get(hObject,'BackgroundColor'),
get(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'))
    set(hObject,'BackgroundColor','white');
end

```

```

        set(hObject, 'String', {'plot(rand(5))',
'plot(sin(1:0.01:25))', 'bar(1:.5:10)', 'plot(membrane)',
'surf(peaks)'});

% --- Executes on button press in pushbutton2.
function pushbutton2_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to pushbutton2 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see
GUIDATA)
    [filename1,filepath1]=uigetfile({'*.mat','MATLAB data'},'Chon
file');

% --- Executes on button press in pushbutton3.
function pushbutton3_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to pushbutton3 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see
GUIDATA)
    [filename1,filepath1]=uigetfile({'*.*','All Files'},'Chon
file');
    global fh
    fh=load([filepath1 filename1]);

% --- Executes on button press in pushbutton5.
function pushbutton5_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to pushbutton5 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see
GUIDATA)
    [filename1,filepath1]=uigetfile({'*.*','All Files'},'Chon
file');
    global phih
    phih=load([filepath1 filename1]);

% --- Executes on button press in pushbutton6.

```

```

function pushbutton6_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to pushbutton6 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see
GUIDATA)
global fh
global fd
global phih
global phid

omega=2*pi*fh;
lambda=1./omega./omega;
global n_nodes
global n_modes
n_nodes=length(phih(:,1));
n_modes=length(phih(1,:));
L=[];
for k=1:n_modes
    L(k,k)=lambda(k);
end
Fh=phih*L*phih'
omegad=2*pi*fd;
lambdad=1./omegad./omegad;
Ld=[];
for k=1:n_modes
    Ld(k,k)=lambdad(k);
end
Fd=phid*Ld*phid'
dF=Fd-Fh
X=ones(n_nodes,1)
global MFC1
global MFC
global x y
MFC1=dF*X
MFC=[];
for k=1:n_nodes
    MFC=[MFC dF(k,k)]
end
axes(handles.axes1);

```

```

cla;
% Normalize MFC for La Khe
Ld=0;
ngirder=0;
spacing=0;
St = get(handles.edit1,'String');
Ld=str2num(St);
ngirder = str2num(get(handles.edit2,'String'));
spacing = str2num(get(handles.edit3,'String'));
%spacing = 2.4;
%ngirder = 6;
ndiv_ = 24;
x=0:Ld/ndiv_:Ld;
y=0:1:ngirder-1;
y=y*spacing;

MFC=reshape(MFC,ndiv_+1,ngirder);
MFC=MFC';
global nMFC
nMFC=MFC;
for k=1:ngirder
    mx=max(abs(nMFC(k,:)));
    nMFC(k,:)=nMFC(k,:)./mx;
end
global MFCI
MFCI=[];
MFCI=nMFC.*abs(nMFC);
surf(x,y,nMFC)
xlabel('Doc cau [m]')
ylabel('Ngang cau [m]')
zlabel('Chi so MFC')
view([-55 50]);
rotate3d

%plot(membrane)

% --- Executes on button press in pushbutton7.
function pushbutton7_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to pushbutton7 (see GCBO)

```

```

        % eventdata reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
        % handles      structure with handles and user data (see
GUIDATA)
        axes(handles.axes1);
        cla;
        grid on
        hold on
        global MFC
        global nMFC x y
        for k=1:6
            plot3(x,y(k)+zeros(1,25),nMFC(k,:), 'LineWidth',2)
        end
        xlabel('Doc cau [m]')
        ylabel('Ngang cau [m]')
        zlabel('Chi so MFC')
        view([-55 50]);
        rotate3d
        hold off

        % --- Executes on button press in pushbutton8.
        function pushbutton8_Callback(hObject, eventdata, handles)
        % hObject      handle to pushbutton8 (see GCBO)
        % eventdata reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
        % handles      structure with handles and user data (see
GUIDATA)
        [filename1,filepath1]=uigetfile({'*.*','All Files'},'Chon
file');
        global fd
        fd=load([filepath1 filename1]);

        % --- Executes on button press in pushbutton9.
        function pushbutton9_Callback(hObject, eventdata, handles)
        % hObject      handle to pushbutton9 (see GCBO)
        % eventdata reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
        % handles      structure with handles and user data (see
GUIDATA)

```

```

    [filename1,filepath1]=uigetfile({'*.*','All Files'},'Chon
file');
    global phid
    phid=load([filepath1 filename1]);

function edit1_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to edit1 (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see
GUIDATA)

% Hints: get(hObject,'String') returns contents of edit1 as
text
%          str2double(get(hObject,'String')) returns contents
of edit1 as a double

% --- Executes during object creation, after setting all
properties.
function edit1_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to edit1 (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
% handles    empty - handles not created until after all
CreateFcns called

% Hint: edit controls usually have a white background on
Windows.
%          See ISPC and COMPUTER.
if ispc && isequal(get(hObject,'BackgroundColor'),
get(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'))
    set(hObject,'BackgroundColor','white');
end

function edit2_Callback(hObject, eventdata, handles)

```



```

    % hObject    handle to edit2 (see GCBO)
    % eventdata  reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
    % handles    structure with handles and user data (see
GUIDATA)

    % Hints: get(hObject,'String') returns contents of edit2 as
text
    %          str2double(get(hObject,'String')) returns contents
of edit2 as a double

    % --- Executes during object creation, after setting all
properties.
    function edit2_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
    % hObject    handle to edit2 (see GCBO)
    % eventdata  reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
    % handles    empty - handles not created until after all
CreateFcns called

    % Hint: edit controls usually have a white background on
Windows.
    %          See ISPC and COMPUTER.
    if ispc && isequal(get(hObject,'BackgroundColor'),
get(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'))
        set(hObject,'BackgroundColor','white');
    end

    function edit3_Callback(hObject, eventdata, handles)
    % hObject    handle to edit3 (see GCBO)
    % eventdata  reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
    % handles    structure with handles and user data (see
GUIDATA)

    % Hints: get(hObject,'String') returns contents of edit3 as
text

```

```

        %         str2double(get(hObject,'String')) returns contents
of edit3 as a double

        % --- Executes during object creation, after setting all
properties.
        function edit3_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
        % hObject    handle to edit3 (see GCBO)
        % eventdata  reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
        % handles    empty - handles not created until after all
CreateFcns called

        % Hint: edit controls usually have a white background on
Windows.
        %         See ISPC and COMPUTER.
        if ispc && isequal(get(hObject,'BackgroundColor'),
get(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'))
            set(hObject,'BackgroundColor','white');
        end

        % --- Executes on button press in pushbutton10.
        function pushbutton10_Callback(hObject, eventdata, handles)
        % hObject    handle to pushbutton10 (see GCBO)
        % eventdata  reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
        % handles    structure with handles and user data (see
GUIDATA)
        h=msgbox({'Chuong trinh chan doan KCN cau MFC - Version 1.0'
'Tac gia:' '    ThS. Nguyen Tien Minh' '    TS. Do Anh Tu'},...
        'Gioi thieu');

        % --- Executes on button press in pushbutton11.
        function pushbutton11_Callback(hObject, eventdata, handles)
        % hObject    handle to pushbutton11 (see GCBO)
        % eventdata  reserved - to be defined in a future version of
MATLAB
        % handles    structure with handles and user data (see
GUIDATA)

```

