| BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO | BỘ QUỐC PHÒNG |
|------------------------|---------------|
| HỌC VIỆN KỸ THUẬ | T QUÂN SỰ |

NGUYỄN THỊ CẨM NHUNG

PHÂN TÍCH ĐỘNG LỰC HỌC HỆ LIÊN HỢP DẦM ĐÔI-DÂY-CỘT-THANH ĐÀN HỒI CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG DI ĐỘNG VÀ LỰC KHÍ ĐỘNG

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

HÀ NỘI – NĂM 2018

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO BỘ QUỐC PHÒNG **HỌC VIỆN KỸ THUẬT QUÂN S**Ự

NGUYỄN THỊ CẦM NHUNG

PHÂN TÍCH ĐỘNG LỰC HỌC HỆ LIÊN HỢP DÀM ĐÔI-DÂY-CỘT-THANH ĐÀN HỒI CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG DI ĐỘNG VÀ LỰC KHÍ ĐỘNG

Chuyên ngành: Cơ kỹ thuật Mã số: 9.52.01.01

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC: GS. TS HOÀNG XUÂN LƯỢNG

HÀ NỘI – NĂM 2018

LỜI CAM ĐOAN

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

Tác giả

Nguyễn Thị Cẩm Nhung

LỜI CẢM ƠN

Tôi xin bày tỏ lòng biết ơn chân thành và sâu sắc đối với GS. TS Hoàng Xuân Lượng, người đã tận tình hướng dẫn, giúp đỡ và cho nhiều chỉ dẫn khoa học có giá trị giúp cho tôi hoàn thành luận án này. Sự động viên, khuyến khích, những kiến thức khoa học cũng như chuyên môn mà Thầy đã chia sẻ trong nhiều năm qua đã giúp tôi nâng cao năng lực khoa học, phương pháp nghiên cứu và lòng yêu nghề.

Tôi xin trân trọng cảm ơn tập thể Bộ môn Cơ học vật rắn, Khoa Cơ khí, Phòng Sau đại học, Phòng thí nghiệm Sức bền vật liệu, Phòng thí nghiệm Cơ học máy và Trung tâm công nghệ - Học viện Kỹ thuật Quân sự đã tạo mọi điều kiện thuận lợi, hợp tác trong quá trình nghiên cứu. Tôi cũng xin chân thành cảm ơn GS.TS Nguyễn Thái Chung - Học viện Kỹ thuật Quân sự đã cung cấp cho tôi nhiều tài liệu quý hiếm, các kiến thức khoa học hiện đại và nhiều lời khuyên bổ ích, chỉ dẫn khoa học có giá trị để tôi hoàn thành luận án này.

Cuối cùng, tôi xin bày tỏ lòng biết ơn gia đình, người thân và bạn bè đã thông cảm, động viên và chia sẻ những khó khăn với tôi trong suốt thời gian nghiên cứu và hoàn thành luận án.

Tác giả luận án

MỤC LỤC

| Tran | g |
|--|-----|
| LỜI CAM ĐOAN | i |
| LỜI CẢM ƠN | ii |
| MỤC LỤC | iii |
| DANH MỤC CÁC KÍ HIỆU VÀ CHỮ VIẾT TẮT | /ii |
| DANH MỤC CÁC BẢNG | ix |
| DANH MỤC CÁC HÌNH VĨ VÀ ĐÔ THỊ | . X |
| MỞ ĐẦU | . 1 |
| CHƯƠNG 1 TỔNG QUAN VỀ TÍNH TOÁN HỆ LIÊN HỢP CHỊU TÁ | C |
| DỤNG CỦA TẢI TRỌNG DI ĐỘNG, LỰC KHÍ ĐỘNG | .4 |
| 1.1. Hệ liên hợp dầm – dây – cột và ứng dụng trong tính toán kỹ thuật | .4 |
| 1.2. Tổng quan về tải trọng di động và lực khí động | .8 |
| 1.2.1. Mô hình tải trọng di động | .8 |
| 1.2.2. Các hiện tượng khí động phát sinh bởi gió và mô hình lực khí động | .9 |
| 1.3. Các nghiên cứu về kết cấu chịu tác dụng của tải trọng di động, lực khí động | 18 |
| 1.3.1. Các nghiên cứu về mô hình kết cấu liên hợp | 18 |
| 1.3.2. Phân tích hệ liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động | 20 |
| 1.3.3. Phân tích hệ liên hợp chịu tác dụng của lực khí động | 22 |
| 1.3.4. Phân tích hệ liên hợp chịu tác dụng đồng thời tải trọng di động và lực k | hí |
| động | 25 |
| 1.3.5. Các kết quả đạt được từ các công trình đã công bố | 28 |

| 1.4. Những nội dung luận án tập trung nghiên cứu | 29 |
|--|----------------|
| 1.5. Kết luận chương 1 | 29 |
| CHƯƠNG 2 NGHIÊN CỨU ĐỘNG LỰC HỌC HỆ LIÊN HỢP DẦM Đ | 9ÔI – |
| DÂY – CỘT – THANH CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG DI ĐỘN | G VÀ |
| LỰC KHÍ ĐỘNG | 31 |
| 2.1. Mở đầu | 31 |
| 2.2. Đặt bài toán và các giả thiết | 31 |
| 2.3. Quan hệ ứng xử cơ học của kết cấu dầm đôi – dây – cột – thanh | 32 |
| 2.3.1. Phần tử thanh không gian | 32 |
| 2.3.2. Phần tử TMD [1] | 38 |
| 2.3.3. Phần tử dây cáp | 39 |
| 2.4. Xây dựng phương trình vi phân dao động của hệ liên hợp chịu tác dụng c | rủa tải |
| trọng di động và lực khí động | 43 |
| 2.4.1. Hệ liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động | 43 |
| 2.4.2. Hệ liên hợp chịu tác dụng của lực khí động | 53 |
| 2.4.3. Hệ liên hợp chịu tác dụng đồng thời của tải trọng di động và lực khí độ | ng 57 |
| 2.4.4. Điều kiện biên | 62 |
| 2.5. Thuật toán PTHH giải phương trình vi phân dao động của hệ hỗn hợp ch | i u tác |
| dụng đồng thời của tải trọng di động và lực khí động | 63 |
| 2.6. Chương trình tính và kiểm tra độ tin cậy của chương trình tính | 66 |
| 2.6.1. Giới thiệu chương trình tính | 66 |
| 2.6.2. Kiểm tra độ tin cậy của chương trình tính | 67 |
| 2.7. Kết luận chương 2 | 71 |

| CHƯƠNG 3 KHẢO SÁT ẢNH HƯỞNG CỦA MỘT SỐ YẾU TỐ ĐẾN | J ÐÁP |
|--|--------------|
| ỨNG ĐỘNG CỦA KẾT CÂU DẦM ĐÔI – DÂY – CỘT – THANH | CHIU |
| TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG DI ĐỘNG VÀ LỰC KHÍ ĐỘNG | 73 |
| 3.1. Đặt vấn đề | 73 |
| 3.2. Bài toán xuất phát | 73 |
| 3.2.1. Nội dung bài toán | 73 |
| 3.2.2. Kết quả | 76 |
| 3.3. Khảo sát ảnh hưởng của một số yếu tố đến đáp ứng động của hệ dầm đô | i – dây |
| – cột – thanh chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động | 84 |
| 3.3.1. Ånh hưởng của cản kết cấu | 84 |
| 3.3.2. Ånh hưởng của khoảng cách giữa dầm trên và dầm dưới | 88 |
| 3.3.3. Ảnh hưởng của vật liệu dầm | 94 |
| 3.3.4. Ảnh hưởng của vật liệu thanh nối | 100 |
| 3.3.5. Ảnh hưởng của thiết bị tiêu tán năng lượng TMD | 101 |
| 3.3.6. Ảnh hưởng của tải trọng di động | 104 |
| 3.3.7. Ånh hưởng của lực khí động | 123 |
| 3.3.8. Ảnh hưởng đồng thời của đoàn tải trọng di động và lực khí động | 126 |
| 3.4. Kết luận chương 3 | 129 |
| CHƯƠNG 4 NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM PHẢN ỨNG ĐỘNG CỦA | A KÉT |
| CÂU DẦM ĐÔI – DÂY – CỘT – THANH CHỊU TÁC DỤNG CỦA | A TẢI |
| TRỌNG DI ĐỘNG | 131 |
| 4.1. Mục đích thí nghiệm | 131 |
| 4.2. Mô hình và các thiết bị thí nghiệm | 132 |

| 4.2.1. Mô hình thí nghiệm | 132 |
|--|-----|
| 4.2.2. Thiết bị thí nghiệm | 133 |
| 4.3. Phương pháp xác định gia tốc, chuyển vị và biến dạng của kết cấu | 137 |
| 4.4. Phân tích và xử lý kết quả thí nghiệm | 138 |
| 4.5. Thí nghiệm và kết quả đạt được | 139 |
| 4.5.1. Mô tả thí nghiệm | 139 |
| 4.5.2. Thí nghiệm trên kết cấu liên hợp chịu một khối lượng di động | 141 |
| 4.5.3. Thí nghiệm hệ liên hợp chịu tác dụng của đoàn tải trọng di động | 143 |
| 4.6. Kết luận chương 4 | 146 |
| KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ | 147 |
| DANH MỤC CÔNG TRÌNH CỦA TÁC GIẢ | 149 |
| TÀI LIỆU THAM KHẢO | 151 |
| PHŲ LŲC | 165 |

DANH MỤC CÁC KÍ HIỆU VÀ CHỮ VIẾT TẮT

1. Các ký hiệu bằng chữ cái La tinh

- B Bề rộng dầm theo phương gió tác dụng
- [B] Ma trận vi phân hàm dạng
- [C] Ma trận cản
- $\left\{ d_{_{0}}\right\} \;$ Véc tơ chuyển vị của điểm thuộc trục phần tử thanh
- g Gia tốc trọng trường
- [K] Ma trận độ cứng
- L_{ae} Lực nâng khí động trên một đơn vị dài
- M_{ae} Momen xoắn khí động trên một đơn vị dài
- [M] Ma trận khối lượng
- [N] Ma trận hàm dạng
- $\{q\}$ Véc tơ chuyển vị nút
- $\{\dot{q}\}$ Véc tơ vận tốc nút
- {ä} Véc tơ gia tốc nút
- U Vận tốc của luồng gió thổi đều
- u Chuyển vị dài theo phương x
- v Chuyển vi dài theo phương y
- w Chuyển vị dài theo phương z

2. Các ký hiệu bằng chữ cái Hy Lạp

- Góc xoay của mặt cắt ngang quanh trục kết cấu so với hướng dòng khí
- $\alpha_r,\,\beta_r\,$ Hằng số cản Rayleigh
- ω
 Tần số dao động của kết cấu
- $\rho_a \qquad Khối \ lượng riêng của không khí$

3. Các chữ viết tắt

COMLAF_2017 Complex-Moving Load- Aerodynamic Force_2017 (Tên chương trình tính)

- DĐR Dao động riêng
- PTHH Phần tử hữu hạn

DANH MỤC CÁC BẢNG

| Bảng 1.1. Một số cầu dây văng hai tầng trên thế giới6 |
|---|
| Bảng 1.2. Phân loại tác dụng của lực khí động [112]10 |
| Bảng 2.1. So sánh tần số dao động riêng của cầu Meiko-Nishi |
| Bảng 3.1. Thông số kết cấu |
| Bảng 3.2. 10 tần số dao động riêng của kết cấu |
| Bảng 3.3. Giá trị lớn nhất của các đại lượng được khảo sát |
| Bảng 3.4. Đáp ứng động lực lớn nhất phụ thuộc hệ số cản kết cấu 84 |
| Bảng 3.5. Các giá trị lớn nhất tại điểm tính theo khoảng cách giữa 2 dầm 88 |
| Bảng 3.6. Các giá trị lớn nhất tại điểm tính theo độ cứng của dầm |
| Bảng 3.7. Giá trị lớn nhất tại điểm tính theo vật liệu thanh101 |
| Bảng 3.8. Giá trị cực trị các đáp ứng tại điểm tính theo TMD 101 |
| Bảng 3.9. Quan hệ giá trị lớn nhất các đại lượng tính và loại tải trọng 107 |
| Bảng 3.10. Sự biến thiên các giá trị lớn nhất theo tốc độ tải trọng di động . 111 |
| Bảng 3.11. Giá trị cực trị các đáp ứng tại điểm tính theo độ lớn tải trọng 115 |
| Bảng 3.12. Giá trị cực trị các đáp ứng tại điểm tính theo khoảng cách giữa các |
| tải trọng di động 115 |
| Bảng 3.13. Các giá trị lớn nhất tại điểm tính theo số lượng 119 |
| Bảng 4.1. Thông số kết cấu thí nghiệm132 |
| Bảng 4.2. Giá trị đáp ứng lớn nhất của kết cấu liên hợp142 |
| Bảng 4.3. Giá trị đáp ứng lớn nhất của kết cấu 145 |

DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ VÀ ĐỒ THỊ

Trang

| Hình 1.1. Một số công trình liên hợp dầm – dây – cột trong thực tế | 5 |
|---|--------|
| Hình 1.2. Hình ảnh một số cầu hệ dây hai tầng | 7 |
| Hình 1.3. Mô hình tải trọng di động [82],[120] | 8 |
| Hình 1.4. Sự sụp đổ của cầu Tacoma Narrows [103] | 11 |
| Hình 1.5. Mô hình lực khí động tựa bình ổn [51] | 15 |
| Hình 2.1. Mô hình tính hệ dầm đôi – dây – cột – thanh | 31 |
| Hình 2.2. Phần tử thanh không gian | 32 |
| Hình 2.3. Mô hình phần tử TMD | 39 |
| Hình 2.4. Phần tử dây cáp trong mặt phẳng Oxy | 40 |
| Hình 2.5. Phần tử thanh chịu tác dụng của khối lượng di động thứ i | 44 |
| Hình 2.6. Phần tử thanh chịu tác dụng của hệ dao động di động thứ i | 48 |
| Hình 2.7. Mô hình kết cấu chịu tác dụng của lực khí động | 53 |
| Hình 2.8. Lực khí động tác dụng lên dầm | 54 |
| Hình 2.9. Sơ đồ khối thuật toán giải bài toán kết cấu chịu tác dụng đồn | g thời |
| của tải trọng di động và lực khí động | 65 |
| Hình 2.10. Sơ đồ khối bộ chương trình tính COMLAF_2017 | 66 |
| Hình 2.11. Mô hình hình học của cầu dây văng Meiko-Nishi [83] | 68 |
| Hình 2.12. Dầm 3 nhịp chịu nhiều khối lượng di động [106] | 68 |
| Hình 2.13. Độ võng tương đối tại chính giữa dầm theo thời gian | 69 |
| Hình 2.14. Mô hình lí tưởng hóa của cầu Hardanger [77] | 70 |
| Hình 2.15. Đáp ứng chuyển vị theo phương đứng tại giữa nhịp cầu Harc | langer |
| (a) tác giả Ole Øiseth [77] (b) chương trình COMLAF_2017 | 71 |
| Hình 3.1. Mô hình của bài toán | 73 |
| Hình 3.2. Các hệ số khí động H_i^* , A_i^* (i=1,2,3,4)[95] | 76 |
| Hình 3.3. Ba dạng dao động riêng đầu tiên của kết cấu | 77 |

| Hình 3.4. Chuyển vị đứng điểm giữa dầm trên và dưới theo thời gian | . 78 |
|---|------|
| Hình 3.5. Vận tốc đứng điểm giữa dầm trên và dưới theo thời gian | . 79 |
| Hình 3.6. Gia tốc đứng điểm giữa dầm trên và dưới theo thời gian | . 79 |
| Hình 3.7. Chuyển vị đỉnh cột trái theo phương ngang | . 80 |
| Hình 3.8. Dao động xoắn quanh trục điểm giữa dầm trên theo thời gian | . 80 |
| Hình 3.9. Chuyển vị dọc trục điểm giữa dầm trên và dưới theo thời gian | . 81 |
| Hình 3.10. Chuyển vị theo phương ngang điểm giữa 2 dầm theo thời gian | . 81 |
| Hình 3.11. Lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa theo thời gian | . 82 |
| Hình 3.12. Momen uốn chân cột trái theo thời gian | . 82 |
| Hình 3.13. Lực căng dây cáp số 9 theo thời gian | . 83 |
| Hình 3.14. Đáp ứng chuyển vị đứng tại C theo thời gian | . 85 |
| Hình 3.15. Quan hệ giữa chuyển vị đứng U_{yCmax} và hệ số cản kết cấu | . 85 |
| Hình 3.16. Đáp ứng góc xoắn quanh trục dầm tại C theo thời gian | . 86 |
| Hình 3.17. Quan hệ giữa góc xoắn φ_{Cmax} và hệ số cản kết cấu | . 86 |
| Hình 3.18. Đáp ứng momen uốn chân cột trái theo thời gian | . 87 |
| Hình 3.19. Quan hệ momen uốn M _{Bmax} và hệ số cản kết cấu | . 87 |
| Hình 3.20. Đáp ứng chuyển vị đứng tại C theo thời gian | . 89 |
| Hình 3.21. Quan hệ giữa U_{yCmax} và khoảng cách giữa 2 dầm | . 89 |
| Hình 3.22. Đáp ứng góc xoắn quanh trục tại C theo thời gian | . 90 |
| Hình 3.23. Quan hệ góc xoắn ϕ_{max}^{C} , ϕ_{max}^{D} và khoảng cách giữa 2 dầm | . 90 |
| Hình 3.24. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi giữa dầm theo thời gian | . 91 |
| Hình 3.25. Quan hệ N _{barMax} và khoảng cách giữa 2 dầm | . 91 |
| Hình 3.26. Đáp ứng momen uốn chân cột trái M_{zB} theo thời gian | . 92 |
| Hình 3.27. Quan hệ M _{zBMax} và khoảng cách giữa 2 dầm | . 92 |
| Hình 3.28. Đáp ứng lực căng dây cáp số 6 theo thời gian | . 93 |
| Hình 3.29. Quan hệ N _{c6Max} và khoảng cách giữa 2 dầm | . 93 |

| Hình 3.30. Đáp ứng chuyển vị dọc trục tại C theo thời gian | 95 |
|--|-----|
| Hình 3.31. Quan hệ giữa chuyển vị U _{xC max} và mô đun đàn hồi E của dầm | 95 |
| Hình 3.32. Đáp ứng chuyển vị đứng tại C theo thời gian | 96 |
| Hình 3.33. Quan hệ giữa chuyển vị U_{yCmax} và mô đun đàn hồi của dầm | 96 |
| Hình 3.34. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi giữa theo thời gian | 97 |
| Hình 3.35. Quan hệ giữa lực dọc N _{barMax} và mô đun đàn hồi của dầm | 97 |
| Hình 3.36. Đáp ứng mô men uốn chân cột trái theo thời gian | 98 |
| Hình 3.37. Quan hệ giữa momen M _{Bmax} và mô đun đàn hồi của dầm | 98 |
| Hình 3.38. Đáp ứng lực căng trong dây cáp số 6 theo thời gian | 99 |
| Hình 3.39. Quan hệ giữa lực căng cáp N _{c6max} và mô đun đàn hồi của dầm | 99 |
| Hình 3.40. Quan hệ giữa chuyển vị đứng U_{ymax}^{C} , U_{ymax}^{D} và vật liệu thanh 1 | .00 |
| Hình 3.41. Đáp ứng chuyển vị đứng tại C theo thời gian 1 | .02 |
| Hình 3.42. Đáp ứng gia tốc đứng tại C theo thời gian 1 | .02 |
| Hình 3.43. Đáp ứng chuyển vị ngang đỉnh cột trái theo thời gian 1 | .03 |
| Hình 3.44. Đáp ứng lực căng dây cáp số 6 theo thời gian 1 | .03 |
| Hình 3.45. Đáp ứng chuyển vị đứng của điểm C theo thời gian 1 | .05 |
| Hình 3.46. Đáp ứng vận tốc phương đứng của điểm C theo thời gian 1 | .05 |
| Hình 3.47. Đáp ứng gia tốc phương đứng của điểm C theo thời gian 1 | .06 |
| Hình 3.48. Đáp ứng chuyển vị ngang của điểm A theo thời gian 1 | .06 |
| Hình 3.49. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa theo thời gian 1 | .07 |
| Hình 3.50. Đáp ứng chuyển vị đứng điểm giữa dầm trên theo thời gian 1 | .08 |
| Hình 3.51. Quan hệ chuyển vị đứng U_{yCmax} với vận tốc tải trọng 1 | .08 |
| Hình 3.52. Biến thiên chuyển vị ngang của đỉnh cột trái theo thời gian 1 | .09 |
| Hình 3.53. Quan hệ giữa chuyển vị U _{xAmax} và vận tốc tải trọng 1 | .09 |
| Hình 3.54. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi giữa theo thời gian 1 | 10 |

| Hình 3.55. Quan hệ giữa lực dọc trong thanh N_{max} và vận tốc tải trọng 110 |
|--|
| Hình 3.56. Đáp ứng chuyển vị đứng điểm giữa dầm trên theo thời gian 112 |
| Hình 3.57. Quan hệ giữa chuyển vị đứng U_{yCmax} và độ lớn các tải trọng 112 |
| Hình 3.58. Đáp ứng chuyển vị ngang đỉnh cột trái theo thời gian 113 |
| Hình 3.59. Quan hệ giữa chuyển vị ngang U_{xAmax} và độ lớn tải trọng 113 |
| Hình 3.60. Đáp ứng lực dọc trong thanh chính giữa theo thời gian114 |
| Hình 3.61. Quan hệ giữa lực dọc trong thanh N_{max} và độ lớn tải trọng 114 |
| Hình 3.62. Đáp ứng chuyển vị đứng điểm giữa dầm trên theo thời gian 116 |
| Hình 3.63. Quan hệ giữa chuyển vị đứng U_{yCmax} và khoảng cách 116 |
| Hình 3.64. Đáp ứng chuyển vị ngang đỉnh cột trái theo thời gian 117 |
| Hình 3.65. Quan hệ giữa chuyển vị ngang đỉnh cột trái $U_{xA max}$ 117 |
| Hình 3.66. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa theo thời gian 118 |
| Hình 3.67. Quan hệ giữa lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa N_{max} 118 |
| Hình 3.68. Đáp ứng chuyển vị đứng điểm giữa dầm theo thời gian 120 |
| Hình 3.69. Quan hệ giữa chuyển vị đứng U_{yCmax} và số lượng tải trọng 120 |
| Hình 3.70. Đáp ứng chuyển vị ngang đỉnh cột trái theo thời gian 121 |
| Hình 3.71. Quan hệ giữa chuyển vị ngang U_{xAmax} và số lượng tải trọng 121 |
| Hình 3.72. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa theo thời gian 122 |
| Hình 3.73. Quan hệ giữa lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa N_{max} 122 |
| Hình 3.74. Đáp ứng chuyển vị đứng điểm chính giữa dầm trên 123 |
| Hình 3.75. Đáp ứng chuyển vị xoắn của mặt cắt giữa dầm trên 124 |
| Hình 3.76. Đáp ứng vận tốc đứng điểm giữa dầm trên theo thời gian 125 |
| Hình 3.77. Đáp ứng gia tốc đứng điểm giữa dầm trên theo thời gian 125 |
| Hình 3.78. Đáp ứng lực dọc trong thanh giữa theo thời gian 125 |
| Hình 3.79. Đáp ứng chuyển vị đứng tại C theo thời gian 127 |

| Hình 3.80. Đáp ứng góc xoắn mặt cắt tại C theo thời gian 127 |
|--|
| Hình 3.81. Đáp ứng chuyển vị ngang tại A theo thời gian 128 |
| Hình 3.82. Đáp ứng mô men uốn chân cột theo thời gian 128 |
| Hình 3.83. Đáp ứng lực căng dây cáp chủ trái theo thời gian 129 |
| Hình 4.1. Mô hình thí nghiệm 132 |
| Hình 4.2. Động cơ không đồng bộ 3 pha rô to ngắn mạch 134 |
| Hình 4.3. Cảm biến gia tốc (a) và tấm điện trở đo biến dạng (b) 135 |
| Hình 4.4. Máy đo động đa năng LMS và màn hình hiển thị kết quả đo 136 |
| Hình 4.5. Gắn đầu đo gia tốc tại một số vị trí trên kết cấu 137 |
| Hình 4.6. Quy trình gắn tấm điện trở đo biến dạng theo phương 138 |
| Hình 4.7. Tiến hành thí nghiệm 140 |
| Hình 4.8. Quan sát kết quả hiển thị trên màn hình (một lần đo) 141 |
| Hình 4.9. Kết quả dữ liệu từ một lần đo141 |
| Hình 4.10. Đáp ứng gia tốc phương ngang tại điểm đo A theo thời gian 142 |
| Hình 4.11. Đáp ứng biến dạng dọc trục tại điểm đo E theo thời gian 143 |
| Hình 4.12. Tiến hành thí nghiệm kết cấu chịu đoàn tải trọng di động 143 |
| Hình 4.13. Đáp ứng gia tốc đứng tại điểm đo C theo thời gian 144 |
| Hình 4.14. Đáp ứng biến dạng dọc trục tại điểm đo B theo thời gian 145 |

MỞ ĐẦU

Hệ liên hợp dâm – dây – cột là dạng công trình sử dụng hệ thống dây cáp để hỗ trợ chịu một phần tải trọng của kết cấu chính. Một trong những ưu điểm nổi bật của hệ liên hợp dạng dầm – dây – cột là chúng cho phép truyền bớt tải trọng từ phần này sang phần khác thuộc công trình. Ngược lại, tải trọng của công trình từ các phần khác nhau có thể được phân bố về cột trụ trung tâm. Nhờ sự linh hoạt trong thiết kế và nhiều ưu điểm khác, hệ liên hợp dầm-dây-cột ngày càng được sử dụng nhiều trong các kết cấu thực tế, chẳng hạn như cầu treo hay cầu dây văng.

Cùng sự phát triển mạnh mẽ của khoa học công nghệ, hệ liên hợp dầm – dây – cột dạng cầu dây văng hiện đại có kết cấu thanh mảnh hơn, trọng lượng nhỏ hơn và khả năng vượt nhịp ngày càng lớn hơn. Cầu dây văng hai tầng còn cho phép lưu lượng phương tiện giao thông lớn và đa dạng. Một số cây cầu hệ dây hai tầng có chiều dài nhịp chính hơn 1000m (Hình 1.2) như cầu Verrezano (1298m, Mỹ, 1969), Tsing Ma (1377m, Hồng Kông, 1997), Minami Bisan-Seto (1100m, Nhật Bản, 1988), 25 de Abrill (1012m, Bồ Đào Nha, 1966)Tuy nhiên các kết cấu liên hợp dạng này hầu hết đều được xây dựng ở những khu vực chịu tác động của gió, với phương và giá trị rất phức tạp, không những phụ thuộc vào vận tốc gió mà còn phụ thuộc vào chuyển vị và vận tốc chuyển động của kết cấu. Mặt khác, theo sự phát triển của kinh tế xã hội, tải trọng và mật độ phương tiện giao thông qua cầu cũng gia tăng, làm ảnh hưởng đáng kể đến đáp ứng động của kết cấu cầu. Do đó cầu dây văng thường xuyên phải chịu tác dụng đồng thời của cả tải trọng di động và lực khí động.

Trong những năm gần đây, vấn đề nghiên cứu kết cấu liên hợp dạng cầu dây văng một tầng, hai tầng chịu tác dụng của các dạng hoạt tải khác nhau như tải trọng di động, tải trọng khí động, động đất... đã thu hút sự quan tâm của nhiều nhà khoa học trên thế giới và đã đạt được một số kết quả nhất định. Với hệ thống sông ngòi dày đặc từ Bắc vào Nam, ở Việt Nam hiện nay một số công trình cầu hệ treo quy mô lớn đã hoàn thành, một số khác đang trong trong giai đoạn chuẩn bị và xây dựng, đòi hỏi sự nghiên cứu chuyên sâu và toàn diện đối với các tác động và cơ chế gây ra dao động cho các kết cấu liên hợp này.

Vì vậy, đề tài "**Phân tích động lực học hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh đàn hồi chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động**" mà luận án giải quyết là cấp thiết, có ý nghĩa khoa học và thực tiễn trong bối cảnh xây dựng cơ sở hạ tầng phát triển mạnh mẽ ở Việt Nam.

Mục tiêu nghiên cứu của luận án

1. Xây dựng mô hình tính, các quan hệ ứng xử cơ học, thuật toán PTHH và chương trình tính để phân tích động lực học kết cấu liên hợp dầm đôi – dây
 – cột – thanh chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động.

2. Khảo sát số trên các bài toán khác nhau, với các thông số hình học, vật liệu, cơ học thay đổi, để nghiên cứu ảnh hưởng của chúng đến phản ứng động của hệ liên hợp, từ đó rút ra các nhận xét, khuyến cáo, lựa chọn các thông số hợp lý của hệ.

3. Tiến hành thực nghiệm trên mô hình kết cấu liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh chịu tác dụng của một hoặc đoàn tải trọng di động tại phòng thí nghiệm, xác định phản ứng động của hệ (gia tốc, biến dạng) làm cơ sở kiểm tra độ tin cậy của thuật toán và chương trình tính đã lập theo nghiên cứu lí thuyết.

Đổi tượng và phạm vi nghiên cứu của luận án

Trong khuôn khổ luận án, đối tượng nghiên cứu được xác định như sau:

- Về kết cấu: Kết cấu liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh.

 - Về tải trọng: Tải trọng di động dưới dạng khối lượng di động và hệ dao động di động, tải trọng khí động theo mô hình tuyến tính của Scanlan.

Phạm vi nghiên cứu: Dao động tự do và dao động cưỡng bức của hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động. Giả thiết vật liệu trong giai đoạn đàn hồi tuyến tính.

Phương pháp nghiên cứu

Kết hợp nghiên cứu lý thuyết, khảo sát số và thực nghiệm mô hình.

Về lý thuyết, luận án sử dụng phương pháp PTHH, xác lập mô hình tính, thuật toán và lập trình bằng ngôn ngữ lập trình Matlab, khảo sát số với các tham số khác nhau.

Về thực nghiệm, sử dụng phương pháp thí nghiệm động bằng các thiết bị tạo tải và thiết bị đo đạc hiện đại để xác định đáp ứng động của hệ trên mô hình thực nghiệm.

Cấu trúc của luận án

Luận án gồm phần Mở đầu, 4 chương, phần kết luận và kiến nghị, tài liệu tham khảo và phụ lục.

Mở đầu: Trình bày tính cấp thiết của vấn đề nghiên cứu, mục tiêu, đối tượng, phạm vi và phương pháp nghiên cứu của luận án.

Chương 1: Tổng quan về tính toán hệ liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động.

Chương 2: Phương pháp phần tử hữu hạn phân tích động lực học hệ liên hợp dầm dôi - dây - cột - thanh chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động.

Chương 3: Khảo sát số nghiên cứu ảnh hưởng của một số yếu tố đến đáp ứng động của kết cấu dầm đôi – dây – cột – thanh đàn hồi chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động.

Chương 4: Nghiên cứu thực nghiệm phản ứng động của mô hình kết cấu liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động.

Kết luận và kiến nghị: Trình bày những kết quả chính, những đóng góp mới của luận án và các kiến nghị của tác giả rút ra từ nội dung nghiên cứu.

Danh mục các công trình đã công bố của tác giả. Tài liệu tham khảo.

Phụ lục.

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN VỀ TÍNH TOÁN HỆ LIÊN HỢP CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG DI ĐỘNG, LỰC KHÍ ĐỘNG

1.1. Hệ liên hợp dầm – dây – cột và ứng dụng trong tính toán kỹ thuật

Hệ liên hợp dầm – dây – cột là dạng công trình sử dụng hệ thống dây cáp để nâng đỡ hoặc hỗ trợ phân bố một phần tải trọng của kết cấu chính. Tải trọng từ một bộ phận nào đó của công tình có thể được truyền bớt sang bộ phận khác, mặt khác cũng có thể phân bố tải trọng từ các phần khác nhau về cột trụ trung tâm. Chính vì sự linh hoạt về mặt chịu lực này mà kết cấu dạng dầm – dây – cột thường được sử dụng làm cấu trúc cuối hoặc cấu trúc trung gian trong giai đoạn xây dựng các công trình như sân vận động, tháp truyền dẫn, trạm thu phí... (Hình 1.1).

Kết cấu dạng này tỏ ra đặc biệt hiệu quả với các kết cấu cầu dây võng hoặc cầu dây văng. Những cây cầu này là những công trình kiến trúc dân dụng thuộc loại đẹp nhất ở các đô thị trên thế giới.

Sự quan tâm của các nhà khoa học đến dạng kết cấu dầm – dây – cột ngày càng nhiều không chỉ do giá thành hợp lí, tốc độ thi công nhanh, khả năng vượt nhịp lớn mà còn vì phản ứng cơ học của loại kết cấu này với các dạng tải trọng có nhiều vấn đề cần nghiên cứu. Cấu trúc dầm – dây – cột – thanh thường rất linh hoạt, đối với các cây cầu dây văng một tầng hoặc hai tầng, xu hướng xây dựng hiện nay là chiều dài nhịp ngày càng tăng, kết hợp với hệ thống thanh, dầm cứng và thon hơn. Để đạt được điều này, cần phải phát triển hơn nữa những nghiên cứu lí thuyết phân tích và thực nghiệm để có thể hiểu rõ hơn và dự đoán chính xác hơn phản ứng của kết cấu chịu tác động không chỉ của tải trọng gió hoặc phương tiện giao thông, mà còn là sự chịu tổ hợp đồng thời của các dạng tải trọng thường xuyên và liên tục này.



Hình 1.1. Một số công trình liên hợp dầm – dây – cột trong thực tế
a) Ga tàu điện ngầm Sabaneta (Colombia), b) Cổng chào đảo Ré (Pháp),
c) Sân vận động Essen (Đức), d) Trạm thu phí Van de Loing (Pháp)
e) Khu bảo tồn biển Lisbon (Bồ Đào Nha),

g) Tháp truyền dẫn Ulm-Jungingen (Đức) (https://structurae.net/)

Với kết cấu hiện đại, hình dáng kiến trúc đẹp, lượng phương tiện lưu thông lớn với khả năng vượt nhịp dài, nhiều cây cầu dây văng hai tầng có trình độ công nghệ cao đã hoàn thành, nối liền đôi bờ nhiều dòng sông lớn, các tuyến giao thông liên đảo hay vượt qua các eo biển ở một số châu lục (Bảng 1.1).

| | | | NĂM | NHĮP | |
|-----|---------------|------------|-------|------|-------------------------|
| STT | TÊN CẦU | NƯỚC | HOÀN | DÀI | ĐẶC ĐIỂM |
| | | | THÀNH | NHẤT | |
| 1 | Kap Shui Mun | Hồng Kông | 1997 | 430m | 6 làn đường bộ trên, 2 |
| | | | | | làn đường sắt, 2 làn |
| | | | | | đường bộ dưới |
| 2 | Wuhu | Trung Quốc | 2000 | 312m | 4 làn đường bộ, 2 làn |
| | | | | | đường sắt |
| 3 | Tianxingzhou | Trung Quốc | 2009 | 504m | 6 làn đường bộ, 4 làn |
| | Yangtze river | | | | đường sắt cao tốc |
| 4 | Minpu | Trung Quốc | 2010 | 708m | 8 làn đường trên, 6 làn |
| | | | | | đường dưới |
| 5 | Dongshuimen | Trung Quốc | 2014 | 445m | Tàu, xe mô tô, xe đạp |
| | | | | | và người đi bộ |
| 6 | Oresund | Thụy Điển | 2000 | 490m | Đường sắt, đường bộ |
| 7 | Rokko | Nhật Bản | 1976 | 220m | Cầu dây văng 2 tầng |
| | | | | | đầu tiên, cáp hình quạt |
| 8 | Great Seto | Nhật Bản | 1988 | | |
| | Hitsuishijima | | | 420m | 4 làn đường bộ trên, 2 |
| | Iwakurojima | | | 420m | làn đường sắt dưới |
| 9 | Yokohama | Nhật Bản | 1989 | 460m | 6 làn đường bộ ở tầng |
| | Bay | | | | trên và tầng dưới |
| 10 | Higashi-Kobe | Nhật Bản | 1992 | 485m | 6 làn đường bộ ở tầng |
| | | | | | trên và tầng dưới |

Bảng 1.1. Một số cầu dây văng hai tầng trên thế giới

Hầu hết các cầu dây văng hai tầng hiện đại đều kết hợp giao thông đường bộ ở tầng trên và đường sắt, đường bộ ở tầng dưới (Hình 1.2). Một số cầu dây văng hai tầng tiêu biểu được hoàn thành gần đây như : cầu Oresund (Thụy Điển) có chiều dài nhịp chính 490m xây dựng năm 2000, cầu Kap Shui Mun (Hồng Kông,1997) có nhịp chính dài 430m, là một trong những cây cầu dây văng dài nhất thế giới, tổ hợp cầu treo – cầu dây văng hai tầng Great Seto (Nhật Bản) nối cụm đảo từ Okayama đến Kagawa với chiều dài tổng cộng 13,1km hoàn thành năm 1988, cầu Minpu (Trung Quốc) vừa được đưa vào lưu thông năm 2010 với chiều dài nhịp chính lên đến 708m là cầu dây văng hai tầng dài nhất cho đến thời điểm hiện tại ,... Các kỷ lục về chiều dài nhịp liên tục bị phá vỡ trong những năm gần đây.





(a) Cầu Tsing Ma

(b) Cụm cầu Great Seto





(d) Cầu Oresund

(e) Cầu Yashima



(f) Cầu Yokohama Bay
 (g) Cầu Rokko
 (h) Cầu Higashi – Kob
 Hình 1.2. Hình ảnh một số cầu hệ dây hai tầng

Mô phỏng số đáp ứng động của cầu dây văng chịu tác dụng của nhiều dạng tải trọng không đơn giản, cần có mô hình phần tử hữu hạn phức hợp cho kết cấu với nhiều mô hình tải trọng động như tàu đang chạy, phương tiện đường bộ, gió, và các mô hình tương tác của cầu và gió, cầu và tàu hỏa, cầu và phương tiện đường bộ.

Trong trường hợp phức tạp nhất, hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh mô phỏng cầu dây văng hai tầng nằm trong vùng ảnh hưởng của gió mạnh có cả đường sắt và đường bộ cao tốc, vì thế cầu chịu ảnh hưởng đồng thời của tải trọng di động và lực khí động.

1.2. Tổng quan về tải trọng di động và lực khí động

1.2.1. Mô hình tải trọng di động

Tải trọng di động là loại tải trọng động có vị trí tác dụng trên kết cấu thay đổi theo không gian và thời gian, thông thường, *tải trọng di động* được xét ở ba dạng như sau (Hình 1.3):

Dạng thứ nhất: Lực tập trung có điểm đặt di chuyển trên kết cấu, tại mỗi thời điểm lực được xem là hằng số.

Dạng thứ hai: Vật mang khối lượng cùng với lực tác dụng lên nó di huyển trên kết cấu, có tính đến gia tốc của khối lượng chuyển động cùng kết cấu.

Dạng thứ ba: Hệ dao động di chuyển trên kết cấu, giữa hệ di động và kết cấu có các liên kết đàn hồi và cản nhớt.





Hình 1.3. Mô hình tải trọng di động [82],[120]

Trước đây, tải trọng di động thường được mô hình hóa như các lực di động vì khả năng tính toán của máy tính còn giới hạn hoặc trong nhiều trường hợp có thể tìm được nghiệm giải tích dễ dàng hơn [52, 53, 85, 102, 111]. Mô hình này bỏ qua tương tác giữa kết cấu và vật thể di động, chỉ phù hợp khi trọng lượng của vật di động rất nhỏ so với kết cấu hoặc khi không cần quan tâm đến đáp ứng của vật di động [116]. Trường hợp xét đến quán tính của vật di động, tải trọng thường được mô hình hóa thành khối lượng di động [22, 70].

Sự xuất hiện của máy tính tốc độ cao với những tiến bộ trong công nghệ phần mềm đã cho phép giải bài toán với những mô hình tải trọng di động có các đặc trưng động lực học sát thực hơn [24, 45, 49, 63, 84]. Tuy nhiên, không có mô hình nào tổng quát hết các dạng tải trọng di động với cấu hình phức tạp bất kì. Phương trình chuyển động của tải trọng di động chỉ thiết lập được với những mô hình cụ thể đã xác lập trước. Khi mô hình và số lượng tải trọng thay đổi, phương trình chuyển động tương ứng cũng cần thiết lập lại. Trong luận án, tác giả sử dụng mô hình tải trọng di dộng dưới dạng khối lượng di động và hệ dao động di động (gồm khối lượng tập trung, lò xo đàn hồi và cản nhớt) mà theo quan điểm của Fryba [52] là phù hợp và đủ chính xác với mô hình cầu dây văng nhịp dài.

1.2.2. Các hiện tượng khí động phát sinh bởi gió và mô hình lực khí động

1.2.2.1. Các hiện tượng khí động phát sinh bởi gió

Dự đoán đáp ứng động lực học gây ra do gió được tóm tắt như sau:



Hiện tượng xảy ra do tương tác giữa kết cấu và gió là tổng hợp các hiện tượng khí động học cơ bản được tóm lược ở Bảng 1.2 [118].

| Loại tác dụng | Hiện tượng trạng thái |
|---------------|--|
| Tác dụng tĩnh | Biến dạng và ứng suất tĩnh (Static deflecction and stress) |
| | Mất ổn định tĩnh (Static instability) |
| | Mất ổn định uốn ngang (Lateral buckling) |
| | Mất ổn định xoắn (Divergence) |
| Tác dụng | Dao động có biên độ giới nội (Limited vibration) |
| | Dao động rung lắc (Buffeting vibration) |
| | Dao động do kích động xoáy (Vortex-induced vibration) |
| | Dao động do mưa – gió (Rain-wind-induced vibration) |
| động | Dao động do có cản gió (Wake-induced vibration) |
| | Tự dao động (Self-excited vibration) |
| | Dao động Galloping (Galloping) |
| | Dao động Flutter (Flutter) |

Bảng 1.2. Phân loại tác dụng của lực khí động [118]

Đối với trường hợp tác dụng tĩnh, biến dạng và ứng suất tĩnh được tạo ra bởi các thành phần tĩnh của lực khí động, không phụ thuộc vào thời gian và có thể tính theo vận tốc gió trung bình trong một khoảng thời gian. Trường hợp mất ổn định tĩnh, bao gồm mất ổn định uốn ngang và mất ổn định xoắn, thường xảy ra nhanh chóng dưới tác dụng của lực khí động với vận tốc tới hạn cao [48, 95].

Liên quan tới thành phần tác dụng động của lực khí động, dao động có biên độ giới nội không dẫn tới phá hủy kết cấu cầu trong thời gian ngắn. Tuy nhiên nó ảnh hưởng tới trạng thái sử dụng như gây mỏi cho kết cấu hoặc cảm giác không thoải mái của người tham gia giao thông. Đối với dao động có biên độ giới nội thì dao động rung lắc phụ thuộc vào dòng gió ngẫu nhiên, dao động do kích động xoáy phụ thuộc vào sự cộng hưởng giữa tần số dao động riêng của kết cấu và tần số của gió xoáy ở khu vực khuất gió. Sự sụp đổ cầu Tacoma Narrow là một ví dụ điển hình về công trình bị mất ổn định khí động dưới tác động của gió và sụp đổ (Hình 1.4).



Hình 1.4. Sự sụp đổ của cầu Tacoma Narrows [103]

(a) Dao động xoắn dẫn đến sụp đổ (b) Sự tách dòng xoáy khí

Kết cấu liên hợp cầu dây văng có khối lượng nhỏ hơn, khả năng vượt nhịp lớn hơn so với các loại cầu khác do thành phần chịu lực chính của cầu là dây cáp tận dụng triệt để khả năng chịu lực của vật liệu. Mặt khác, với hiệu quả thẩm mĩ cao, hình dáng kiến trúc độc đáo nên cầu hệ dây thường được ưu tiên lựa chọn để kết nối giao thông [60, 118]. Tuy nhiên, do có dạng kết cấu thanh mảnh và độ cứng nhỏ nên các công trình cầu hệ dây rất nhạy cảm với tác động của gió, chiều dài nhịp càng lớn, chúng càng dễ bị dao động tự kích thích [48], [107]. Giả thiết sơ đồ tính kết cấu có hữu hạn bậc tự do, phương trình chuyển động của kết cấu chịu lực khí động có dạng [35,45]:

$$[M_0]{\dot{q}} + [C_0]{\dot{q}} + [K_0]{\dot{q}} = \{F(q, \dot{q}, \ddot{q}; U; t; \omega)\}$$
(1.1)

Với $[M_0], [C_0], [K_0]$ tương ứng là ma trận khối lượng, ma trận cản, ma trận độ cứng của bản thân kết cấu, $\{q\}, \{\dot{q}\}, \{\ddot{q}\}$ là véc tơ chuyển vị, vận tốc, gia tốc của kết cấu, U là vận tốc gió tới, ω là các tần số dao động riêng của hệ. Bài toán khí động đàn hồi có thể chia thành ba dạng, gồm bài toán đáp ứng động lực học (lực khí động chứa các thành phần phụ thuộc thời gian), bài toán ổn định khí động (sự trao đổi năng lượng giữa kết cấu và các lực khí động gây ra chuyển động tăng dần và mất ổn định khi vận tốc gió đạt giá trị tới hạn), và bài toán kết hợp cả hai dạng trên.

1.2.2.2. Một số mô hình lực khí động tác dụng lên kết cấu cầua) Mô hình lực khí động thực nghiệm

Mô hình lực khí động thực nghiệm tuyến tính thường được áp dụng trong trường hợp nghiên cứu ổn định dạng dao động uốn xoắn kết hợp, mô hình mặt cắt kết cấu được coi là có 2 bậc tự do, lực khí động bao gồm lực nâng theo phương vuông góc dòng khí và mô men xoắn, bỏ qua các tác động phi tuyến. Theo đó có thể kể đến một số mô hình thường gặp như sau:

• Mô hình lực khí động tuyến tính theo hàm Theodorsen [110]:

Theo mô hình này, lực nâng và mô men xoắn phân bố dọc theo chiều dài của kết cấu:

$$\begin{cases} l_{h} = \frac{\pi}{2} \rho_{a} U^{2} B \left[\left(\frac{\dot{h}}{U} + \frac{B\dot{\alpha}}{4U} + \alpha \right) C(K) + \frac{B\ddot{h}}{4U^{2}} + \frac{B\dot{\alpha}}{4U} \right] \\ m_{\alpha} = \frac{\pi}{2} \rho_{a} U^{2} 2 B \left[\left(\frac{\dot{h}}{U} + \frac{B\dot{\alpha}}{4U} + \alpha \right) C(K) \right] - \frac{B^{2}\ddot{\alpha}}{32U^{2}} - \frac{B\dot{\alpha}}{4U} \end{cases},$$
(1.2)

trong đó:

 $K = \frac{B\omega}{U} - t an số thu gọn;$ C(K) = F(K) + jG(K) - ham Theodorsen được xác định từ thực nghiệm; $I_{h} - lực nâng phân bố; m_{\alpha} - mô men xoắn phân bố; h- chuyển vị thẳng$

 I_h - lực năng phản bo; m_a - mô mên xoan phản bo; n- chuyên vị thăng đứng của mặt cắt ngang.

•
$$M\hat{o} \ hinh \ lực \ khí \ dộng \ tuyến \ tính \ Scanlan [91, 92, 95]:$$

$$\begin{cases}
L_{h} = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}B\left[KH_{1}^{*}(K)\frac{\dot{h}}{U} + KH_{2}^{*}(K)\frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^{2}H_{3}^{*}(K)\alpha + K^{2}H_{4}^{*}(K)\frac{h}{U}\right] \\
M_{\alpha} = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}B^{2}\left[KA_{1}^{*}(K)\frac{\dot{h}}{U} + KA_{2}^{*}(K)\frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^{2}A_{3}^{*}(K)\alpha + K^{2}A_{4}^{*}(K)\frac{h}{B}\right]
\end{cases}$$
(1.3)

trong đó H_i^* , A_i^* ($i = 1 \div 4$) là tám hệ số khí động, xác định bằng thực nghiệm trong ống thổi khí động, phụ thuộc vào dạng mặt cắt kết cấu và tỉ số $\frac{U}{B\omega}$.

Dựa trên mô hình này tác giả P.P. Sarkar tiếp tục phát triển thêm thành phần lực đẩy D_p tương ứng với dịch chuyển theo phương gió thổi (phương ngang) [89]:

$$\begin{cases} L_{h} = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}B\left[KH_{1}^{*}\frac{\dot{h}}{U} + KH_{2}^{*}\frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^{2}H_{3}^{*}\alpha + K^{2}H_{4}^{*}\frac{h}{B} + K^{2}H_{5}^{*}\frac{\dot{p}}{U} + K^{2}H_{6}^{*}\frac{p}{U}\right] \\ M_{\alpha} = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}B^{2}\left[KA_{1}^{*}\frac{\dot{h}}{U} + KA_{2}^{*}\frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^{2}A_{3}^{*}\alpha + K^{2}A_{4}^{*}\frac{h}{B} + KA_{5}^{*}\frac{\dot{p}}{B} + K^{2}A_{6}^{*}\frac{p}{B}\right] (1.4) \\ D_{p} = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}B\left[KP_{1}^{*}\frac{\dot{p}}{U} + KP_{2}^{*}\frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^{2}P_{3}^{*}\alpha + K^{2}P_{4}^{*}\frac{p}{B} + K^{2}P_{5}^{*}\frac{\dot{h}}{U} + K^{2}P_{6}^{*}\frac{h}{U}\right] \end{cases}$$

• Mô hình lực khí động thực nghiệm phi tuyến [71]

$$\begin{cases} L_{h} = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}B\left[H_{1}\frac{B}{U^{2}}\frac{\dot{h}\dot{\alpha}}{\alpha} + H_{2}\frac{\dot{h}}{U} + H_{3}\frac{2h}{B}\right] \\ M_{\alpha} = \frac{1}{8}\rho_{a}U^{2}B^{2}\left[A_{1}\frac{B^{2}}{U^{2}}\frac{\dot{\alpha}^{2}}{h} + A_{2}\frac{B\dot{\alpha}}{U} + A_{3}\alpha + A_{4}\frac{\alpha\dot{h}^{2}}{U^{2}}\right], \qquad (1.5)$$

c) Một số mô hình lực khí động khác [36, 39, 43, 48,51]

Lực khí động phụ thuộc vào các bậc tự do của kết cấu và đạo hàm của chúng, trong trường hợp tổng quát có dạng như sau:

$$F^{se}\left(\overline{q}, \frac{\dot{\overline{q}}}{, \overline{q}}, \omega\right) = P(t, \omega).\overline{q} + Q(t, \omega).\overline{q} + R(t, \omega).\overline{q}$$
(1.6)

trong đó $\overline{q}^{T} = \{p \ h \ \alpha\}$ là véc tơ chuyển vị chứa bậc tự do uốn theo phương ngang, phương đứng và xoắn của phần tử, $P(t,\omega), Q(t,\omega), R(t,\omega)$ là các ma trận hệ số, phụ thuộc thời gian và tần số dao động riêng của kết cấu.

• Lực khí động "mức 0" (nonaeroelastic theory)

Trường hợp này không xét đến hiệu ứng khí động trong công thức tính, góc tương đối giữa gió và mặt cắt kết cấu thay đổi theo thời gian chỉ phụ thuộc vào sự hỗn loạn của dòng gió:

$$D_{p} = \frac{1}{2} \rho_{a} U^{2}(t) B.c_{D}(\lambda(t))$$

$$L_{h} = \frac{1}{2} \rho_{a} U^{2}(t) B.K_{L0}\lambda(t)$$

$$M_{\alpha} = \frac{1}{2} \rho_{a} U^{2}(t) B^{2}.K_{M0}\lambda(t)$$
(1.7)

với λ - góc gió tới, c_D- hệ số nâng, K_{L0}, K_{M0} - hệ số góc lực nâng và mô men xoắn.

• Lực khí động bình ổn (Steady theory)

Đây là lực khí động mức một, trong đó góc tương đối giữa gió và mặt cắt kết cấu phụ thuộc vào dòng gió và góc xoắn của mặt cắt kết cấu. Giả thiết mặt cắt xoay quanh vị trí cân bằng $\vartheta = \vartheta_0$, theo lí thuyết chuyển vị nhỏ, các hệ số khí động có dạng:

$$c_{L}(\gamma) = c_{L}(\vartheta_{0}) + K_{L0} \cdot (\gamma - \vartheta_{0})$$

$$c_{M}(\gamma) = c_{M}(\vartheta_{0}) + K_{M0} \cdot (\gamma - \vartheta_{0})$$
(1.8)

với K_{L0}, K_{M0} là các hệ số góc trong trường hợp $\vartheta = \vartheta_0$, giả thiết $\gamma(t) = \alpha(t) - \vartheta(t)$:

$$D_{p} = \frac{1}{2} \rho_{a} U^{2}(t) . B.c_{D}(\gamma(t)); L_{h} = \frac{1}{2} \rho_{a} U^{2}(t) . B.c_{L}(\gamma(t))$$

$$M_{\alpha} = \frac{1}{2} \rho_{a} U^{2}(t) . B^{2} . c_{M}(\gamma(t))$$
(1.9)

Từ (1.6), lực khí động bình ổn có dạng: $\overline{F} = \overline{F}(\overline{q}, t) = R.\overline{q}(t)$ (1.10)



• Lực khí động tựa bình ổn (Quasi steady theory)

Hình 1.5. Mô hình lực khí động tựa bình ổn [51]

Mô hình lực khí động "mức 2" này dựa trên giả thiết: lực khí động tức thời tác dụng lên kết cấu được xem như tương đương với với lực tác dụng khi kết cấu di chuyển và xoay với vận tốc không đổi, tức là coi như kết cấu không chuyển động khi vận tốc và hướng gió bằng vận tốc và hướng gió tương đối tức thời (hình vẽ). Các hệ số của ϑ (b_i ,i = L,M) được xác định từ thí nghiệm trong ống thổi khí động [65] hoặc phương pháp CFD [32].

Theo giả thiết chuyển vị nhỏ quanh vị trí cân bằng tĩnh, thay thế $\alpha(t)$

$$\begin{aligned} \text{trong (1.8) bởi } \beta_{i}\left(t\right) &= \arctan\left(\frac{U_{y}\left(t\right) - \dot{h} + b_{i}.\dot{9}\left(t\right)}{U_{z} - \dot{p}}\right) \text{ với } i = L, M, từ (1.9) có: \\ D_{p} &= \frac{1}{2}\rho_{a}U_{L}^{2}\left(t\right).B.c_{D}\left(\gamma\left(t\right)\right) \\ L_{h} &= \frac{1}{2}\rho_{a}U_{L}^{2}\left(t\right).B.c_{L}\left(\gamma\left(t\right)\right) \\ M_{\alpha} &= \frac{1}{2}\rho_{a}U_{M}^{2}\left(t\right).B^{2}.c_{M}\left(\gamma\left(t\right)\right) \end{aligned}$$
(1.11)

trong đó $\gamma_i(t) = \beta_i(t) - \vartheta(t)$ và $|U_i(t)|^2 = \sqrt{(U_z - \dot{p})^2 + (U_y - \dot{h} + b_i \cdot B \cdot \dot{\vartheta}^2)}$, theo (1.6), lực khí động tựa bình ổn có thể viết dưới dạng sau:

$$\overline{F} = \overline{F}(\overline{q}, \dot{\overline{q}}, t) = R.\overline{q}(t) + Q.\dot{\overline{q}}(t)$$
(1.12)

• Mô hình lực gió tựa bình ổn mở rộng (Modified Quasi-Steady)

Lý thuyết khí động đàn hồi "mức 3" này được phát triển từ mô hình lực gió tựa bình ổn, trong đó các hệ số khí động đối với lực nâng và mô men xoắn là đại lượng động, được đo từ thí nghiệm trong ống thổi khí động. Theo Hình 1.5, lực khí động đàn hồi có thể viết dưới dạng sau:

$$\begin{split} D_{p} &= \frac{1}{2} \rho_{a} U_{L}^{2}(t) . B.c_{D}(\gamma(t)) \\ L_{h} &= \frac{1}{2} \rho_{a} U_{L}^{2}(t) . B.c_{L}^{*}(\gamma(t)) \\ M_{\alpha} &= \frac{1}{2} \rho_{a} U_{M}^{2}(t) . B^{2} . c_{M}^{*}(\gamma(t)) \end{split}$$
(1.13)

trong đó các hệ số khí động c_L^* , c_M^* là các hệ số động, tính theo công thức sau:

$$c_{L}^{*} = c_{L}(\vartheta_{0}) + \int_{\vartheta_{0}}^{\vartheta} K_{L} d\overline{\vartheta}$$

$$c_{M}^{*} = c_{M}(\vartheta_{0}) + \int_{\vartheta_{0}}^{\vartheta} K_{M} d\overline{\vartheta}$$
(1.14)

ở đây $c_L(\vartheta_0)$, $c_M(\vartheta_0)$ là các hệ số khí động tĩnh, được tính tại vị trí cân bằng tĩnh $(\vartheta = \vartheta_0)$; K_L , K_M là các vi phân khí động:

$$\mathbf{K}_{\mathrm{L}} = \mathbf{h}_{3} \cdot \left(\frac{\partial \mathbf{c}_{\mathrm{L}}}{\partial \boldsymbol{\vartheta}} \right)_{\boldsymbol{\vartheta} = \overline{\boldsymbol{\vartheta}}}, \ \mathbf{K}_{\mathrm{M}} = \mathbf{a}_{3} \left(\frac{\partial \mathbf{c}_{\mathrm{M}}}{\partial \boldsymbol{\vartheta}} \right)_{\boldsymbol{\vartheta} = \overline{\boldsymbol{\vartheta}}}$$

với h_3 , a_3 là các hệ số được xác định từ thí nghiệm trong ống thổi khí động. Tương tự như các vi phân khí động trong công thức Scanlan (1.4), các hệ số này phụ thuộc vào góc xoay của mặt cắt và vận tốc thu gọn $U_{red} = U / (\omega.B)$.

Dạng tổng quát:
$$\overline{F} = \overline{F}(\overline{q}, \dot{\overline{q}}, t) = Q(t).\dot{\overline{q}} + R(t).\overline{q}$$
 (1.15)

• Mô hình lực chứa các vi phân khí động trong miền thời gian

Lực khí động "mức 4" này chứa các tích phân chập tính theo công thức [39]:

$$\begin{split} L_{h} &= \frac{1}{2} \rho_{a} U^{2} \int_{-\infty}^{t} \Big[I_{Lh} \left(t - \tau \right) h \left(\tau \right) + I_{Lp} \left(t - \tau \right) p \left(\tau \right) + I_{L\alpha} \left(t - \tau \right) \alpha \left(\tau \right) \Big] d\tau \\ D_{p} &= \frac{1}{2} \rho_{a} U^{2} \int_{-\infty}^{t} \Big[I_{Dh} \left(t - \tau \right) h \left(\tau \right) + I_{Dp} \left(t - \tau \right) p \left(\tau \right) + I_{D\alpha} \left(t - \tau \right) \alpha \left(\tau \right) \Big] d\tau \quad (1.16) \\ M_{\alpha} &= \frac{1}{2} \rho_{a} U^{2} \int_{-\infty}^{t} \Big[I_{Mh} \left(t - \tau \right) h \left(\tau \right) + I_{Mp} \left(t - \tau \right) p \left(\tau \right) + I_{M\alpha} \left(t - \tau \right) \alpha \left(\tau \right) \Big] d\tau \end{split}$$

với I_{ij} (i = D, L, M; j = p, h, α) là các hàm xung của các lực khí động i tương ứng với bậc tự do j, có thể tính theo các vi phân khí động Scanlan thông qua các biến đổi Furier. Sử dụng hàm xấp xỉ Roger [39] và phép biến đổi Laplace, thành phần lực nâng khí động chẳng hạn, có thể viết dưới dạng:

$$L_{\alpha} = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}(t)B\left(a_{1}.h(t) + a_{2}\frac{B}{U}.\dot{h}(t) + a_{3}\frac{B^{2}}{U^{2}}.\ddot{h}(t) + \sum_{l=1}^{m}\phi_{l}(t)\right)$$
(1.17)

với $\phi_i(t)$ là các tích phân trong miền thời gian mà lực gió tác dụng lên kết cấu.

Tương tự như cách sử dụng hàm xung, lực khí động trong miền thời gian còn được biểu diễn thông qua các hàm chỉ số [122]:

$$F_{se}(t) = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}B^{\gamma}\sum_{r=\dot{p}/U,\dot{h}/U,\alpha_{x}}d_{R}\int_{-\infty}^{t}\Phi_{Fr}(t-\tau)\dot{r}(\tau)d\tau \qquad (1.18)$$

 $F_{se} = L, D, M$, $\gamma = 1$ khi $F_{se} = L, D, \gamma = 2$ khi $F_{se} = M$

 Φ_{fx} (f = M, L, D; x = p, h, α) là các hàm chỉ số biểu diễn các đặc trưng biến đổi tức thời của f do chuyển vị x và được biểu diễn dưới dạng:

$$\Phi_{Fx}(s) = 1 - \sum_{i=1}^{N_i} b_i e^{-c_i s}$$
(1.19)

các hằng số b_j , c_j của hàm chỉ số Φ_{Fx} có thể được xác định thông qua các vi phân khí động tương ứng, với lực nâng và mô men xoắn trên một đơn vị độ dài của kết cấu được cho theo công thức của Scanlan ([90, 91]).

Các lực khí động (1.16) hoặc (1.18) có thể biểu diễn dưới dạng tổng quát: $F^{se}(\overline{q}, \dot{\overline{q}}, \ddot{\overline{q}}, \omega) = P(t, \omega). \ddot{\overline{q}} + Q(t, \overline{\omega}). \dot{\overline{q}} + R(t, \omega). \overline{q}$ (1.20) Nhận xét: Mô hình lực khí động thực nghiệm Theodorsen và mô hình lực khí động thực nghiệm Scanlan phù hợp cho tính toán các công trình như: nhà cao tầng, cầu treo, cầu dây văng và một số thiết bị bay có vận tốc dưới âm. Một số mô hình lực khí động lí thuyết khác trong miền thời gian gây một số khó khăn nhất định khi tính toán số. Trong nhiều trường hợp, các hệ số khí động của các mô hình này vẫn cần tính thông qua thực nghiệm theo công thức của Scanlan, với thời gian tính toán dài hơn nhiều lần để thuật toán ổn định.

Trong khuôn khố luận án, tác giả chỉ xét đến lực khí động gây ra bởi tương tác giữa chuyển động kết cấu và gió. Mặc dù mô hình tính kết cấu liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh đàn hồi mô hình hóa cho cầu dây văng 2 tầng là phức tạp với nhiều dạng dao động riêng, hai dạng dao động riêng đầu tiên theo phương đứng và và theo phương xoắn dọc trục dầm thường được coi là quan trọng nhất [31, 39]. Mặt khác, theo phương pháp chồng mode, 2 dạng dao động riêng đầu tiên này có thể đơn giản hóa thành hệ hai bậc tự do. Mô hình lực khí động hai bậc tự do theo Scanlan là phù hợp khi phân tích đáp ứng động của kết cấu chịu tác dụng của lực khí động gây nên hiệu ứng flutter. Chính vì vậy, mô hình lực khí động Scanlan (1.3) được tác giả lựa chọn để thực hiện luận án của mình.

1.3. Các nghiên cứu về kết cấu chịu tác dụng của tải trọng di động, lực khí động1.3.1. Các nghiên cứu về mô hình kết cấu liên hợp

Trong những nghiên cứu ban đầu, khảo sát tương tác cầu – xe sử dụng nhiều mô hình kết cấu đơn giản. Vellozzi [105] đã xác định đáp ứng động lực học của cầu treo một nhịp, chịu tác dụng của một lực di động có giá trị và phương không đổi, được biểu diễn bằng chuỗi Fourier. Morris [72] sử dụng phương pháp tích phân trực tiếp để xác định đáp ứng động của cầu dây văng chịu tải trọng tĩnh. Meisenholder và Weidlinger [18] đã sử dụng mô hình dầm trên nền đàn hồi để phân tích đáp ứng động của cầu dây văng chi chuyển ở tốc độ cao. Henchi và cộng sự [59] đã đưa ra một phân tích liên tục

để xác định dao động uốn – xoắn của cầu treo chịu tác dụng của tải trọng xe di động. Trong các nghiên cứu trên, các nhà khoa học sử dụng mô hình tải trọng di động hoặc mô hình cầu rất đơn giản để phân tích đáp ứng động của cầu hệ dây chịu tác dụng của tải trọng di động.

Gần đây, với sự phát triển của phương pháp PTHH, việc sử dụng phương pháp số để lập mô hình phần tử hữu hạn cho các cầu dây văng trở nên phổ biến hơn. Xu và cộng sự [114] đã sử dụng một mô hình phần tử hữu hạn ba chiều để mô hình hóa cho cầu treo, sử dụng phân tích trị riêng để xác định các tần số riêng và dạng dao động riêng của các dao động ngang, dọc và xoắn của cầu.

Jiao và cộng sự [37] xây dựng hai mô hình cầu hai tầng, mô hình thứ nhất gồm các phần tử thanh và vỏ, mô hình thứ hai gồm các phần tử thanh tương đương bằng phần mềm ABAQUS. Kết quả phân tích tĩnh phi tuyến hình học và phân tích dạng dao động riêng cho thấy hai mô hình gần tương đương nhau. Dựa trên các bản vẽ thiết kế của cầu dây văng hai tầng Minpu, Wei và cộng sự xây dựng một mô hình phần tử hữu hạn không gian [61]. Trong mô hình, các hạn chế chuyển vị dọc và ngang giữa tháp và giàn, cũng như giữa dầm và cột cũng được thiết lập.

Zhou, Chen [120] lại sử dụng mô hình phần tử hữu hạn ba chiều với phần tử dầm phi tuyến theo lí thuyết dầm Timoshenko, trong đó biến dạng dọc trục, uốn, xoắn và biến dạng trượt được xét cùng một thời điểm. Các dây cáp được mô hình hóa thành phần tử cáp hai nút dựa trên nghiệm giải tích hiển của hệ phương trình vi phân và các điều kiện biên của dây cáp đàn hồi.

Mô hình của cầu nhịp dài có thể được thiết lập bằng phương pháp phần tử hữu hạn với nhiều loại phần tử khác nhau như phần tử thanh, phần tử dầm, phần tử tấm, vỏ. Theo phương pháp chồng mode, đáp ứng tương ứng tại điểm bất kì dọc cầu có thể được tính trong miền thời gian [35, 114]. Dao động của cầu theo ba hướng ngang, thẳng đứng và xoắn.

1.3.2. Phân tích hệ liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động

Bài toán phân tích động lực học hệ liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động trước tiên cần xây dựng ma trận độ cứng, ma trận khối lượng, ma trận cản và véc tơ lực nút và hệ liên hợp, bao gồm cả các điểm tiếp xúc. Các phương pháp tìm nghiệm có thể chia thành hai nhóm theo tính lặp tại mỗi bước thời gian.

Nhóm phương pháp đầu tiên giải phương trình chuyển động của hệ cầu xe tại mỗi bước thời gian mà không cần tương tác. Phương pháp này được sử dụng rộng rãi trong phân tích hệ cầu – xe [29,50,59,113,116,114], có độ ổn định tính toán cao, thuận lợi cho bài toán tương tác cầu – xe khi mô hình xe đơn giản. Nhược điểm lớn nhất là phương trình chuyển động của hệ phụ thuộc thời gian, vì vậy các ma trận đặc trưng cần tính lại cho mỗi bước thời gian. Hơn nữa phương trình chuyển động cũng khó xác định hơn khi xét đến tính phi tuyến của mô hình tải trọng di động.

Nhóm phương pháp thứ hai giải phương trình cho cầu và xe một cách độc lập, đòi hỏi một quá trình lặp để chuyển vị tại các điểm tiếp xúc hội tụ. Với điều kiện này, đặc điểm hình học và lực tại vị trí tiếp xúc sẽ phức tạp hơn, cần một phương pháp tích phân ổn định trong khoảng thời gian nhỏ để hệ cầu – xe hội tụ tại các điểm tiếp xúc sau mỗi bước thời gian. Nhiều nghiên cứu đã áp dụng phương pháp này để phân tích tương tác hệ cầu xe [33,44,97,117]. Ưu điểm của phương pháp này là các ma trận đặc trưng động lực học trong hai hệ phương trình là ma trận hằng số, rất thuận lợi cho việc xem xét tương tác phi tuyến hệ cầu – xe và tính phi tuyến của mô hình tải trọng di động [81]. Tuy nhiên, trong kĩ thuật ứng dụng, sự hội tụ của quá trình lặp là vấn đề cơ bản của phương pháp này. Li và cộng sự [81] khảo sát quá trình lặp theo phương pháp Newmark.
Hầu hết các phương pháp trên đều giải phương trình chuyển động của hệ cầu-xe với giả thiết tải trọng di động dọc kết cấu luôn tiếp xúc với mặt kết cấu. Điều này không phải luôn đúng theo đặc điểm vật lí của xe di động trên mặt đường. Lực tương tác giữa xe di động và cầu phụ thuộc vào chuyển động của xe, tính linh hoạt của cầu và các đặc điểm bất thường của đường ray. Li và cộng sự [81] đã sử dụng mô hình có bước nhảy và phương pháp Runge-Kutta không lặp để giải bài toán tương tác cầu – xe.

Tương tác giữa cầu và xe đã được nghiên cứu từ giữa thế kỉ 20 [30, 79]. Các lực tương tác này bị ảnh hưởng đáng kể bởi tốc độ xe và độ nhám mặt đường của các cầu nhịp ngắn [93, 121]. Các nghiên cứu này chủ yếu tập trung vào cầu nhịp ngắn và bỏ qua hiệu ứng của tải trọng khí động. Cầu nhịp dài thường nhạy cảm hơn với tác động của gió, đòi hỏi phải khảo sát toàn diện hơn về ảnh hưởng đồng thời của gió và xe lên cầu [119, 120].

Trong vài thập niên gần đây, các nhà khoa học Việt Nam dành nhiều sự quan tâm nghiên cứu về kết cấu chịu tải trọng di động cũng như lực khí động. GS Nguyễn Văn Khang và cộng sự đã lập và giải các hệ phương trình vi phân mô tả kết cấu dạng dầm liên tục bằng phương pháp giải tích. Phương pháp Galerkin và phương pháp Newmark ẩn được nhóm tác giả Nguyễn Đình Kiên, Lê Thị Hà [73] sử dụng để nghiên cứu đáp ứng của dầm đàn hồi chịu tác dụng của lực nén dọc trục và tải trọng di động. Nhóm tác giả Nguyễn Tiến Khiêm, Phí Thị Hằng [9] nghiên cứu dao động của dầm đàn hồi có nhiều vết nứt sử dụng phương pháp phổ tần số và đề xuất một thuật toán thử nghiệm chẩn đoán vết nứt trong dầm đàn hồi chịu tải trọng di động.

Các tác giả Hoàng Xuân Lượng, Đỗ Anh Cường, Nguyễn Thái Chung, Tạ Hữu Vinh và cộng sự [6,7,18,19,74] đã xây dựng thuật toán PTHH và các chương trình mô phỏng dao động của hệ thanh dầm chịu tác dụng của các dạng tải trọng di động khác nhau, tác dụng đồng thời của tải trọng di động và lực khí động, tải trọng di động và động đất. Bài toán dao động của tấm mỏng chịu tải trọng di động được các tác giả Đỗ Kiến Quốc, Khổng Trọng Toàn, Lê Ngọc Lý [11],[13] nghiên cứu, trong đó các tác giả sử dụng phương pháp PTHH để giải bài toán và xem xét dao động của một số điểm đặc trưng thuộc tấm. Ảnh hưởng của lực hãm phanh đến đáp ứng động của cầu nhiều nhịp Hòa Xuân (Đà Nẵng) được nhóm tác giả Nguyễn Xuân Toản, Trần Văn Đức [76] khảo sát theo phương pháp phần tử hữu hạn, có kiểm chứng bằng thực nghiệm.

1.3.3. Phân tích hệ liên hợp chịu tác dụng của lực khí động

Đối với tương tác động lực học giữa kết cấu và lực khí động, các nghiên cứu về lực khí động tác dụng lên kết cấu liên hợp có thể chia thành ba nhóm: phương pháp thí nghiệm trong ống thổi khí động, phương pháp giải tích và phương pháp Động lực học chất lỏng (CFD-Computational Fluid Dynamics).

Thí nghiệm trong ống thổi khí động đóng vai trò quan trọng trong việc tìm hiểu bản chất của các hiện tượng khí động học tác dụng lên kết cấu dưới tác dụng của gió. Dựa theo phương pháp dao động tự do, Scanlan và Tomko [92] đã đưa ra một phương pháp tìm các hệ số khí động trong thí nghiệm ống thổi khí động theo lí thuyết của Theodorsen, dẫn đến sự phát triển nhanh chóng của việc sử dụng ống thổi khí động trong phân tích khí động học cầu. Mục đích chính của các thử nghiệm với ống thổi khí động là cung cấp cho các nhà nghiên cứu thông tin về các dòng chảy và tải trọng khí động quanh các kết cấu phức tạp để dự đoán đáp ứng của kết cấu. Theo lí thuyết đồng dạng, hình dạng của mô hình, đặc điểm địa hình, vận tốc và phân bố áp lực dòng chảy gió, các lực tác dụng lên kết cấu trong thí nghiệm ống thổi khí động cang sát với kết cấu thực tế thì độ chính xác của thử nghiệm càng cao [69]. Tuy nhiên, việc chuẩn bị mô hình khí động đàn hồi đầy đủ với kích thước hình học hợp lí, vật liệu phù hợp thường mất nhiều thời gian với chi phí lớn. Chính vì lí do này mà mô hình mô phỏng mặt cắt ngang của kết cấu được sử dụng rộng rãi nhất [40].

Phương pháp giải tích được sử dụng để nghiên cứu về khí động học công trình thông qua việc xây dựng mô hình giải tích và khảo sát đáp ứng của kết cấu dựa trên các kiến thức của động lực học công trình và cơ học chất lỏng [91], [54]. Phương pháp này liên quan đến mô hình phần tử hữu hạn của kết cấu, các đặc tính của lực khí động dựa trên các phép đo thực nghiệm trên mô hình mặt cắt, và các phương trình khí động học của kết cấu chịu tác dụng của gió. Các hệ động này có thể giải trong miền thời gian hoặc miền tần số. Ưu điểm của phương pháp giải tích là chi phí thấp, dễ nhân rộng và bao trùm nhiều trường hợp khác nhau. Tuy nhiên, một số hệ số của hiện tượng khí động đàn hồi, chẳng hạn như các hệ số của lực gió tĩnh và các hệ số flutter, vẫn phải xác định từ nghiên cứu thực nghiệm.

Phương pháp động lực học chất lỏng (Computational Fluid Dynamics - CFD) là một công cụ hiệu quả để khảo sát các đặc trưng khí động của công trình. Theo Rocchi và Zasso [88], so với các thử nghiệm ống thổi truyền thống, phương pháp CFD đòi hỏi ít thời gian và tài chính hơn. Phương pháp CFD gặp phải những khó khăn nhất đinh liên quan đến dòng chảy hỗn loan quanh các canh sắc nhon của cầu [31]. Khó khăn trong việc mô phỏng chính xác sư bất ổn phức tạp của dòng chảy có hệ số Reynold cao khi chiều dài của cầu lớn đã cản trở các ứng dụng của CFD trong kĩ thuật cầu – gió. Có hai phương pháp tiếp cận thường được sử dụng để mô hình hóa dòng chảy rối trong CFD: mô hình Navier-Stokes với hệ số Reynolds trung bình và mô hình mô phỏng xoáy lớn. Mô hình Navier-Stokes với hệ số Reynolds trung bình áp dụng được cho hầu hết các bài toán kĩ thuật, tuy nhiên mô hình này chỉ cung cấp được hạn chế các thông tin về các đặc trưng nhiễu loạn của dòng chảy không ổn định. Độ chính xác của phương pháp CFD còn bị hạn chế bởi các điều kiện biên trong mô phỏng số. Bằng phương pháp CFD, tác giả Nguyễn Văn Mỹ [12] đã xây dựng được "ống thổi khí động số" để mô phỏng sự tương tác giữa kết cấu và dòng gió đối với các tiết diện tròn, tấm mỏng phẳng và tiết diện ngang cầu treo Thuận Phước. Từ đó tác giả đã phân tích, đánh giá mức độ ảnh hưởng của từng vi phân khí động đến tổng cản của hệ kết cấu-dòng gió theo lí thuyết độ nhạy và của các vi phân khí động đến vận tốc flutter tới hạn đối với tiết diện ngang cầu dạng thoát gió và không thoát gió.

Sử dụng các phương pháp giải tích, phương pháp Bubnốp – Galerkin và phương pháp PTHH, tác giả Vũ Quốc Trụ [16] đã tiến hành khảo sát bài toán ổn định khí động của dầm chịu uốn xoắn đồng thời nằm trong dòng khí chuyển động. Kết quả cho thấy, điều kiện cần để hệ ổn định là giá trị tổng cản (bao gồm cản kết cấu và cản khí động) phải có giá trị dương; hiện tượng gia tăng biên độ chỉ xảy ra ở các tần số tương ứng với dao động xoắn của hệ.

Tác giả Trấn Ngọc An [2] phát triển ý tưởng phương pháp bước lặp của M. Matsumoto tính vận tốc gió tới hạn của mô hình mặt cắt cầu có lắp bộ điều chỉnh rung 4 bậc tự do, tính toán điều khiển thụ động dao động của dầm chủ cầu treo bằng phương pháp cơ học (lắp bộ TMD) và bằng phương pháp khí động học (lắp hai cánh vẫy).

Tác giả Phan Đức Huynh [78] lại sử dụng phương pháp chồng mode để minh họa điều khiển hiệu ứng dao động uốn xoắn (flutter) và dao động do tính rối của dòng khí (buffeting) của cầu treo nhịp dài với lực khí động theo mô hình tựa bình ổn.

Các phân tích dao động rung lắc của kết cấu liên hợp mô phỏng cầu nhịp dài mảnh theo phương pháp giải tích và phương pháp ống thổi khí động thường không xét đến tải trọng di động [95],[62]. Các phân tích này thường dựa trên quy định cây cầu sẽ cấm lưu thông khi tốc độ gió tương đối cao hoặc giả thiết các kích thích từ tải trọng di động là không đáng kể. Trong thực tế, cầu nhịp dài hiếm khi cấm lưu thông ngay cả khi tốc độ gió vượt quá tiêu chuẩn thường quy định để tạm dừng giao thông, ví dụ trong tiêu chuẩn AASHTO [21] là 55m/s.

1.3.4. Phân tích hệ liên hợp chịu tác dụng đồng thời tải trọng di động và lực khí động

Mãi cho đến năm 2003 hiệu ứng kết nối giữa cầu, gió và xe mới được xem xét bằng cách sử dụng các phân tích theo miền thời gian của phương pháp phần tử hữu hạn [35, 38, 114]. Cầu và tải trọng di động được mô hình hóa thành hệ động gồm hệ các ma trận khối lượng, ma trận độ cứng và ma trận cản. Với giả thiết tải trọng di động không tách khỏi sàn cầu trong quá trình di chuyển, hệ liên hợp cầu – xe – gió tạo thành hệ động, có xét đến tác dụng tĩnh, khí động đàn hồi và hiệu ứng động của gió. Xu và Guo [114] đã ghép nối các phương trình của hệ tải trọng di động và cầu dây văng chịu tác dụng của gió hỗn loạn theo cách tiếp cận tính toán số hoàn toàn, kết quả cũng được kiểm chứng bằng một mô hình cầu dây văng nhịp dài trong thực tế. Cai và Chen [35] sử dụng nguyên lí công ảo để rút ra hệ phương trình chuyển động của hệ cầu – xe chịu tác dụng của gió thổi, có dạng:

$$\begin{bmatrix} M_{v} & 0\\ 0 & M_{b} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\gamma}_{v}\\ \ddot{\gamma}_{b} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{v} & C_{vb}\\ C_{bv} & C_{b}^{s} + C_{b}^{v} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\gamma}_{v}\\ \dot{\gamma}_{b} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{v} & K_{vb}\\ K_{bv} & K_{b}^{s} + K_{b}^{v} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \gamma_{v}\\ \gamma_{b} \end{bmatrix} =$$

$$= \begin{cases} \{F\}_{r}^{v} + \{F\}_{w}^{v}\\ \{F\}_{r}^{b} + \{F\}_{w}^{b} \{F\}_{G}^{b} \end{cases}$$

$$(1.21)$$

với M_b , C_b^s , K_b^s là ma trận khối lượng, ma trận cản, ma trận độ cứng của kết cấu cầu; M_v , C_v , K_v là các ma trận của tải trọng di động; C_b^v , K_b^v là các ma trận của cầu phụ thuộc vào tải trọng di động; C_{bv} , K_{bv} , K_{vb} là các ma trận của hệ cầu – xe; $\{F\}_r^v$, $\{F\}_w^v$, $\{F\}_r^b$, $\{F\}_w^b$, $\{F\}_G^b$ là các véc tơ của độ nhám mặt đường, lực gió và trọng lực tác dụng lên xe và cầu.

Hệ phương trình như trên có thể dùng để phân tích động lực học hệ cầu – xe – gió với nhiều dạng tải trọng di động khác nhau hoặc đoàn tải trọng di

động bằng cách điều chỉnh số lượng khối lượng, lò xo và giảm chấn. Mô hình này có điều kiện là không xét chuyển động tương đối theo phương ngang của tải trọng di động trên cầu. Khi tốc độ gió cao, đáp ứng của xe bị chi phối bởi dao động của cầu. Khi tốc độ gió chậm, đáp ứng của xe bị chi phối bởi các kích thích từ độ nhám mặt cầu [35]. Han và cộng sự [58] đã nghiên cứu ảnh hưởng của các hệ số khí động đến đáp ứng động của cầu và xe chịu tác dụng của gió chéo, trong đó tác dụng tĩnh của gió lên hệ dựa trên các kết quả thử nghiệm trong ống thổi khí động.

Đối với phương tiện đường bộ, Bettel và cộng sự [28] đã khảo sát lực khí động của các xe tải Bắc Mĩ di chuyển trên cầu với nhiều tốc độ khác nhau. Suzuki và các cộng sự [100] đã nghiên cứu các đặc trưng khí động của đoàn tàu chịu tác dụng của gió chéo trong một loạt các thí nghiệm ống thổi khí động, từ đó chỉ ra rằng các lực khí động này phụ thuộc vào hình dạng của tàu cũng như của cây cầu. Li và các cộng sự [66], [67] đã phát triển hệ thống đo các đặc trưng khí động của hệ cầu-tàu hỏa. Dorigatti và các cộng sự đã do tải trọng khí động tác dụng lên ba loại phương tiện đường bộ trên mặt cầu điển hình cũng như mặt cầu đã được mô hình hóa trong ống thổi khí động để cải thiện hiệu suất của cầu nhịp dài chịu tác dụng của gió mạnh. Để kiểm tra các hệ số khí động sự [57] tiến hành thí nghiệm với nhiều loại phương tiện đường bộ, hướng gió và vị trí của xe khác nhau. Mô phỏng số được Wang và các cộng sự [109] thực hiện để xác định các lực khí động trên xe và cầu trong các trạng thái chuyển động khác nhau của xe.

Các nghiên cứu của Xu và cộng sự đã đưa ra một giải pháp để dự đoán đáp ứng động của cầu Tsing Ma chịu tác dụng của đoàn tàu đang chạy và gió mạnh, trong đó tàu chạy trên mặt cầu có mặt cắt ngang khép kín và không bị gió ảnh hưởng trực tiếp. Sau đó một bài báo khác của Xu và Zhang đã phân tích đáp ứng động của cầu dây văng và tàu chịu tác dụng của gió, tuy nhiên nghiên cứu chỉ tập trung so sánh đáp ứng động khi không có hoặc có tải trọng khí động, với vận tốc tải trọng di động không đổi. Sử dụng phương pháp chồng mode, Xia và cộng sự [113] đã thiết lập mô hình động lực học của hệ cầu – xe – gió, mô phỏng phản ứng động của cầu Tianxingzhou bắc qua sông Dương Tử chịu tác dụng của gió, đánh giá được sự an toàn và ổn định của tải trọng di động. Tuy nhiên đó chỉ là những phân tích tuyến tính, bỏ qua tính phi tuyến hình học của cầu nhịp dài.

Bằng phương pháp tích phân số Newmark và phương pháp tương tác trực tiếp, Wang và cộng sự [98] đã giải hệ phương trình vi phân mô tả chuyển động của hệ cầu-xe-gió, trong đó xét đến tính phi tuyến hình học của kết cấu cầu. Kết quả cho thấy tính phi tuyến hình học không ảnh hưởng tới toàn bộ quá trình chuyển vị của cầu, chỉ làm ảnh hưởng đến chuyển vị lớn nhất, dịch chuyển ngang của cầu nhạy cảm với tác dụng của gió nhiều hơn chuyển vị dọc; so với vận tốc gió, tốc độ của tàu ảnh hưởng ít hơn tới đáp ứng dọc lớn nhất [97],[26].

Đối với vận tải đường sắt, Li và cộng sự [66] đã xây dựng mô hình giải tích để phân tích động lực học hệ cầu – tải trọng di động – lực khí động trong miền thời gian. Tương tự như mô hình xe, mô hình tàu hỏa cũng là sự kết hợp của các khối lượng, lò xo và giảm chấn, cầu cũng được mô hình hóa theo phương pháp phần tử hữu hạn. Dựa theo mô hình này, Xia và cộng sự [112] sau đó đã có những cải tiến với lực gió ngoài tác dụng trực tiếp lên xe.

Ngược lại với dao động buffeting tồn tại trong một phạm vi rộng của tốc độ gió, hiện tượng flutter có thể xảy ra ở một vận tốc gió cao nhất định. Cầu dây văng nhịp dài có đáp ứng động lực học phức tạp khi chịu tác dụng đồng thời của lực khí động và tải trọng di động, có thể dẫn đến nguy hiểm cho phương tiện lưu thông qua cầu và giảm tuổi thọ của cầu. Vì vậy cần có các thiết bị giảm dao động bất lợi cho cầu chịu tác dụng của gió và xe. Các nhà khoa học đã có nhiều nỗ lực nghiên cứu để giảm thiểu dao động rung lắc và cải thiện ổn định flutter cho cầu dây văng nhịp dài trong quá trình xây dựng cũng như khi khai thác sử dụng [41], [43].

Với các kết cấu liên hợp như hệ dầm – dây – cột chịu tác dụng đồng thời của tải trọng di động và lực khí động, tác giả Phan Thanh Tuấn [17] đã sử dụng phương pháp giải tích gần đúng và phương pháp PTHH để phân tích dao động và xây dựng miền ổn định với hai biến số: vận tốc xe và vận tốc gió thay đổi. Tuy nhiên mô hình bài toán của tác giả mới chỉ xét trường hợp một tải trọng di động tác dụng lên hệ, chưa xét tác dụng của đoàn tải trọng di động, ảnh hưởng của tải trọng di động đối với hiện tượng flutter hay ảnh hưởng của lực khí động lên tải trọng di động.

1.3.5. Các kết quả đạt được từ các công trình đã công bố

Từ tổng quan tình hình nghiên cứu, có thể thấy rằng các kết quả chính mà các công trình đã công bố đạt được là:

- Xây dựng mô hình, thiết lập phương trình và đề xuất phương án tính toán các kết cấu dầm, thanh, tấm, khung đơn giản chịu tác dụng của tải trọng di động được các tác giả trong và ngoài nước quan tâm nghiên cứu. Các kết quả đạt được khá phong phú, đầy đủ.

- Bài toán kết cấu cầu chịu tác dụng của lực khí động thường sử dụng các giả thiết của lí thuyết tuyến tính để xây dựng dạng nghiệm và giải quyết bài toán. Việc mô tả tác dụng của lực khí động sử dụng công thức lí thuyết vẫn cần xác định hệ số khí động thông qua thực nghiệm hoặc mô phỏng số với thời gian tính toán dài.

 Tính toán đối với hệ liên hợp dầm – dây – cột, tấm – dây – cột dưới tác dụng của tải trọng di động đã được tập trung nghiên cứu và đạt được các kết quả đáng kể. Còn đối với đoàn tải trọng tác dụng lên hệ thì các nghiên cứu còn hạn chế.

 Đối với kết cấu liên hợp chịu tác dụng đồng thời của nhiều dạng tải trọng: di động, khí động, động đất... có rất ít công trình đề cập đến.

1.4. Những nội dung luận án tập trung nghiên cứu

 Xây dựng mô hình bài toán hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh đàn hồi chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động, thiết lập hệ phương trình vi phân dao động của hệ bằng phương pháp PTHH.

Thiết lập thuật toán giải các bài toán động lực học hệ liên hợp dầm đôi –
 dây – cột - thanh chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động.

 Lập chương trình giải các bài toán trên trong môi trường Matlab. Xác định đáp ứng động lực học của kết cấu như chuyển vị, mô men uốn, lực dọc trong thanh đàn hồi, lực căng dây cáp.

- Khảo sát ảnh hưởng của các yếu tố: tốc độ, số lượng tải trọng di động, vận tốc gió trung bình, độ cứng các thanh đàn hồi liên kết dầm trên và dầm dưới, khoảng cách giữa 2 dầm chính, vật liệu kết cấu, thiết bị tiêu tán năng lượng TMD, ... đến khả năng làm việc của hệ liên hợp. Đề xuất các phương án hợp lý trong thiết kế, chế tạo đối với kết cấu dạng dầm đôi – dây – cột – thanh đàn hồi chịu tác dụng đồng thời của tải trọng di động, của lực khí động và tác dụng đồng thời của cả hai dạng tải trọng này.

 Tiến hành nghiên cứu thực nghiệm, xác định phản ứng động của kết cấu dầm đôi liên hợp chịu tác dụng của một tải trọng di động, đoàn tải trọng di động di chuyển với vận tốc khác nhau.

1.5. Kết luận chương 1

Kết cấu liên hợp với nhiều ưu điểm nổi bật, khả năng ứng dụng linh hoạt ngày càng được ứng dụng trong nhiều lĩnh vực quan trọng như giao thông vận tải, xây dựng dân dụng và an ninh quốc phòng, trong đó các kết cấu liên hợp dầm – dây – cột – thanh được sử dụng rất phổ biến. Việc nghiên cứu đáp ứng động lực học đối với các kết cấu liên hợp đã có nhiều công trình nghiên cứu và đạt được nhiều kết quả quan trọng. Tuy nhiên, các nghiên cứu tính toán cho kết cấu liên hợp chịu tác dụng đồng thời của nhiều dạng tải trọng khác nhau như tải trọng di động, lực khí động, tải trọng động đất,...vẫn còn hạn chế. Do đó vấn đề **"Phân tích động lực học hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động"** mà luận án đặt ra là có tính kế thừa, phát triển, có ý nghĩa khoa học và thực tiễn. Phân tích tổng quan trong chương này đã xác định rõ nội dung chính, phương pháp nghiên cứu và các kết quả cần đạt được của luận án. Kết quả nghiên cứu có khả năng định hướng ứng dụng vào một số lĩnh vực kĩ thuật hiện nay.

CHƯƠNG 2 NGHIÊN CỨU ĐỘNG LỰC HỌC HỆ LIÊN HỢP DẦM ĐÔI – DÂY – CỘT – THANH CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG DI ĐỘNG VÀ LỰC KHÍ ĐỘNG

2.1. Mở đầu

Mô phỏng số các đáp ứng động của cơ hệ mô hình hóa cho các kết cấu liên hợp dạng cầu dây văng một tầng hoặc hai tầng chịu tác dụng của nhiều loại tải trọng khác nhau là bài toán khó, cần có những mô hình PTHH cho kết cấu, cũng như mô hình các dạng tải trọng khác nhau như tàu đang chạy, phương tiện đường bộ, gió... Trong chương này, phương pháp PTHH được sử dụng để nghiên cứu thiết lập các phương trình chủ đạo , lập thuật toán, viết chương trình máy tính nhằm phân tích động lực học hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh đàn hồi chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động.

2.2. Đặt bài toán và các giả thiết



Hình 2.1. Mô hình tính hệ dầm đôi – dây – cột – thanh chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động

Xét sơ đồ tính gồm hai dầm bố trí song song, thuộc mặt phẳng đứng, được liên kết với nhau bởi các thanh đàn hồi, cột và hệ thống dây cáp, liên kết bám dính tuyệt đối với dầm (Hình 2.1). Hệ mô hình hóa cho kết cấu cầu dây văng 2 tầng. Do nhu cầu tính toán của luận án, mô hình được đưa về hệ kết cấu trong mặt phẳng thẳng đứng Oxy. Thiết bị tiêu tán năng lượng có dạng khối lượng – lò xo – cản nhớt (Tuned Mass Damper -TMD) được gắn vào chính giữa dầm dưới [1], [83]. Hệ chịu tác dụng nhiều tải trọng di động đồng thời với lực khí động. Tải trọng di động được xét đến trong luận án có dạng khối lượng di động

hoặc hệ dao động di động, di chuyển trên hai dầm chính của kết cấu. Mô hình lực khí động hai bậc tự do của Scanlan [90] được lựa chọn sử dụng.

Mô hình bài toán được xây dựng trên cơ sở các giả thiết sau :

Vật liệu kết cấu đồng nhất, đàn hồi tuyến tính, chuyển vị và biến dạng của hệ là bé. Chỉ xét trường hợp tiết diện ngang của cột và dầm thỏa mãn điều kiện mặt phẳng trung hòa của chúng cũng chính là mặt phẳng trung bình. Tải trọng di động không tách khỏi kết cấu trong quá trình di chuyển. Lực khí động tác dụng vuông góc với mặt phẳng dầm-dây, có ảnh hưởng không đáng kể đối với dây cáp, cột và các tải trọng di động. Kết cấu dầm đôi không ảnh hưởng tới các hệ số khí động.

2.3. Quan hệ ứng xử cơ học của kết cấu dầm đôi – dây – cột – thanh

Các phần tử sử dụng trong bài toán gồm: Phần tử TMD, phần tử dây cáp không gian có khối lượng và phần tử thanh không gian (3D) dùng để mô hình hóa hai dầm chính, cột, các thanh nối. Phương trình tổng thể mô tả đáp ứng động của hệ được thiết lập dựa trên cơ sở quan hệ ứng xử và phương trình mô tả dao động của các phần tử thuộc hệ.

2.3.1. Phần tử thanh không gian



Hình 2.2. Phần tử thanh không gian

Gọi O'XYZ là hệ trục toạ độ tổng thể; Oxyz là hệ trục toạ độ địa phương gắn với phần tử. Hai dầm chính, cột và các thanh đàn hồi được rời rạc hóa thành

hữu hạn các phần tử thanh không gian hai điểm nút, mỗi nút có 6 bậc tự do (Hình 2.2).Véc tơ chuyển vị nút của phần tử:

$$\{q\}_{e} = \{u_{1}, v_{1}, w_{1}, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}, u_{2}, v_{2}, w_{2}, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\}^{T}$$
(2.1)

trong đó: u_i, v_i, w_i lần lượt là chuyển vị theo các phương x, y, x của nút thứ i, và $\theta_{xi}, \theta_{yi}, \theta_{zi}$ lần lượt là các góc xoay quanh các trục x, y, z tại nút thứ i (i = 1, 2).

2.3.1.1. Trường chuyển vị, trường biến dạng, trường ứng suất [27], [35], [99]

Chuyển vị của điểm M(x, y, z, t) thuộc phần tử thanh theo các phương trục Ox, Oy và Oz được xác định theo công thức sau:

$$\begin{cases} u = u(x, y, z, t) = u_0(x, t) + z\theta_y(x, t) - y\theta_z(x, t) \\ v = v(x, y, z, t) = v_0(x, t) - z\theta_x(x, t) \\ w = w(x, y, z, t) = w_0(x, t) + y\theta_x(x, t) \end{cases}$$
(2.2)

trong đó: u_0 , v_0 , w_0 là các thành phần chuyển vị của điểm giao giữa mặt cắt ngang qua điểm tính và trục thanh tương ứng theo phương trục Ox, Oy và Oz; θ_x , θ_y , θ_z tương ứng là góc xoay mặt cắt ngang của thanh quanh trục Ox, trục Oy và trục Oz.

Khi đó trường biến dạng tại một điểm thuộc phần tử được xác định như sau:

$$\begin{cases} \varepsilon_{x} = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial u_{0}}{\partial x} + z \frac{\partial \theta_{y}}{\partial x} - y \frac{\partial \theta_{z}}{\partial x} \\ \gamma_{zx} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial w_{0}}{\partial x} + y \frac{\partial \theta_{x}}{\partial x} + \theta_{y} \\ \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial v_{0}}{\partial x} - z \frac{\partial \theta_{x}}{\partial x} - \theta_{z} \end{cases}$$
(2.3)

Viết (2.2), (2.3) dưới dạng ma trận:

$$\left\{\overline{\mathbf{u}}\right\} = \begin{cases} \mathbf{u} \\ \mathbf{v} \\ \mathbf{w} \end{cases} = \left[\Omega\right] \left\{\mathbf{d}_{0}\right\}; \ \left\{\varepsilon\right\} = \begin{cases} \varepsilon_{x} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{cases} = \left[\partial\right] \left\{\mathbf{d}_{0}\right\}$$
(2.4)

với $[\Omega]$ - ma trận chuyển vị, $[\partial]$ - ma trận đạo hàm, $\{d_0\}$ - véc tơ chuyển vị của điểm thuộc trục phần tử thanh:

$$\left[\Omega\right]^{\mathrm{T}} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -z & y \\ z & 0 & 0 \\ -y & 0 & 0 \end{bmatrix}, \left\{d_{0}\right\} = \begin{cases} u_{0}\left(x,t\right) \\ v_{0}\left(x,t\right) \\ \theta_{v}\left(x,t\right) \\ \theta_{x}\left(x,t\right) \\ \theta_{y}\left(x,t\right) \\ \theta_{z}\left(x,t\right) \end{cases}$$

$$\left[\partial\right] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & 0 & z\frac{\partial}{\partial x} & -y\frac{\partial}{\partial x} \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & y\frac{\partial}{\partial x} & 1 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x} & 0 & -z\frac{\partial}{\partial x} & 0 & -1 \end{bmatrix}$$

$$(2.5)$$

Theo lí thuyết dầm Euler-Bernouli, các góc xoay $\theta_y(x,t)$, $\theta_z(x,t)$ có quan hệ với chuyển vị theo công thức:

$$\theta_z = \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial \mathbf{x}}; \ \theta_y = \frac{\partial \mathbf{w}}{\partial \mathbf{x}}$$
(2.6)

Lúc này $\{d_0\}$ được xác định thông qua ma trận hàm dạng và véc tơ chuyển vị nút $\{q\}_e$ của phần tử như sau:

$$\{\mathbf{d}_{0}\} = \left[\bar{\mathbf{N}}(\mathbf{x})\right]\{\mathbf{q}\}_{e}$$
(2.7)

với ma trận hàm dạng $\left[\overline{N}(x) \right]$ được xác định theo công thức:

$$\begin{bmatrix} \overline{N}(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_x & N_y & N_z & N_\theta & \frac{\partial N_z}{\partial x} & \frac{\partial N_y}{\partial x} \end{bmatrix}^T$$
(2.8)

hay:

$$\begin{bmatrix} \bar{N}_{1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_{2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_{3} & 0 & 0 & 0 & N_{4} & 0 & N_{5} & 0 & 0 & 0 & N_{6} \\ 0 & 0 & N_{3} & 0 & -N_{4} & 0 & 0 & 0 & -N_{5} & 0 & N_{6} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_{1} & 0 & 0 & 0 & 0 & N_{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_{3}}{\partial x} & 0 & -\frac{\partial N_{4}}{\partial x} & 0 & 0 & 0 & -\frac{\partial N_{5}}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_{6}}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_{3}}{\partial x} & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial N_{4}}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_{5}}{\partial x} & 0 & 0 & 0 & \frac{\partial N_{6}}{\partial x} \end{bmatrix}$$

$$(2.9)$$

ở đây N_1 , N_2 là các hàm dạng Lagrange tuyến tính, N_3 , N_4 , N_5 , N_6 là các hàm dạng Hermit bậc ba của phần tử thanh không gian, được tính theo các công thức:

$$N_{1}=N_{1}(x)=1-\frac{x}{\ell}; \qquad N_{2}=N_{2}(x)=\frac{x}{\ell}$$

$$N_{3}=N_{3}(x)=1-3\frac{x^{2}}{\ell^{2}}+2\frac{x^{3}}{\ell^{3}}; \qquad N_{4}=N_{4}(x)=x\left(1-2\frac{x}{\ell}+\frac{x^{2}}{\ell^{2}}\right) \qquad (2.10)$$

$$N_{5}=N_{5}(x)=3\frac{x^{2}}{\ell^{2}}-2\frac{x^{3}}{\ell^{3}}; \qquad N_{6}=N_{6}(x)=x\left(-\frac{x}{\ell}+\frac{x^{2}}{\ell^{2}}\right)$$

Thay (2.5), (2.7) vào (2.4) ta có thể biểu diễn biến dạng theo chuyển vị nút như sau:

$$\{\epsilon\} = [\partial]\{d_0\} = [\partial][N]\{q\}_e = [B]\{q\}_e$$
(2.11)

trong đó $[B] = [\partial][N]$ là ma trận vi phân hàm dạng.

Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng tại một điểm trên thanh được xác định theo công thức:

$$\{\sigma\} = \begin{cases} \sigma_{x} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{cases} = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1-\mu & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1-2\mu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} \end{bmatrix} \begin{cases} \epsilon_{x} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{cases}.$$
 (2.12)

với E là mô đun đàn hồi, μ là hệ số Poisson, $\{\sigma\} = \{\sigma_x \ \tau_{zx} \ \tau_{xy}\}^T$ – véc tơ ứng suất tại điểm tính, kết hợp với (2.11), biểu thức (2.12) được viết lại dưới dạng:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} = [D][B]\{q\}_{e}$$
(2.13)

Chú ý rằng: Trong trường hợp thanh kéo, nén đúng tâm, các giá trị w, θ_x , θ_y và θ_z trong biểu thức (2.2) nhận giá trị 0, lúc này các biểu thức tương ứng (kể cả các ma trận phần tử, véc tơ tải trọng) trở thành các ứng xử cơ học của thanh kéo, nén đúng tâm, do đó ma trận khối lượng, độ cứng của phần tử là ma trận cấp 2 × 2. Do vậy, nghiên cứu của luận án có thể giải quyết được cả trường hợp các thanh liên kết giữa 2 dầm là liên kết khớp.

2.3.1.2. Các ma trận phần tử và phương trình vi phân chuyển động của phần tử trong hệ tọa độ địa phương

Để xây dựng các ma trận phần tử và thiết lập phương trình mô tả dao động không cản của phần tử thanh, tác giả sử dụng nguyên lí di chuyển khả dĩ [3]. Theo đó, điều kiện cần và đủ để cơ hệ cân bằng tại vị trí nào đó là tổng công khả dĩ của nội lực, ngoại lực và lực quán tính (bỏ qua lực cản) từ vị trí đang xét phải bằng không, tức là:

$$\delta W_v + \delta W_{in} + \delta W_E = 0 \tag{2.14}$$

trong đó: δW_v , δW_{in} và δW_E tương ứng là công khả dĩ của nội lực, lực quán tính và ngoại lực do di chuyển khả dĩ gây ra.

Công khả dĩ của nội lực do biến dạng [3]:

$$\delta W_{v} = -\int_{V_{e}} \delta \{\epsilon\}_{e}^{T} \{\sigma\}_{e} dV = -\delta \{q\}_{e}^{T} \left(\int_{V_{e}} [B]^{T} [D] [B] dV \right) \{q\}_{e}$$

$$= -\left(\{\delta q\}_{e}\right)^{T} \left[K_{e}^{0} \right] \{q\}_{e}$$

$$v \acute{o}i: \left[K_{e}^{0} \right] = \int_{V_{e}} [B]^{T} [D] [B] dV = \begin{bmatrix} [K_{11}] & [K_{12}] \\ [K_{21}] & [K_{22}] \end{bmatrix} - ma trận độ cứng phần tử.$$
(2.15)

Công khả dĩ của lực quán tính được xác định như sau:

$$\delta W_{in} = -\int_{V_e} \delta \{\overline{u}\}^T \rho \{\overline{\ddot{u}}\} dV = -\int_{V_e} \rho \{\delta q\}_e^T [N]^T [\Omega]^T [\Omega] [N] \{\ddot{q}\}_e dV$$

$$= -\{\delta q\}_e^T \left(\int_{V_e} \rho [N]^T [\Omega]^T [\Omega] [N] dV\right) \{\ddot{q}\}_e = -\{\delta q\}_e^T [M_e^0] \{\ddot{q}\}_e$$
(2.16)

 $\begin{bmatrix} M_e^0 \end{bmatrix} = \int_{V_e} \rho[N]^T [\Omega]^T [\Omega][N] dV = \begin{bmatrix} [M_{11}] & [M_{12}] \\ [M_{21}] & [M_{22}] \end{bmatrix} - \text{ma trận khối lượng phần tử.}$

Công khả đĩ của ngoại lực có dạng:

$$\delta W_{E} = \int_{V_{e}} \delta \{d_{0}\}^{T} \{p_{v}\} dV = \int_{V_{e}} \delta \{q\}_{e}^{T} [N]^{T} \{p_{v}\} dV = \delta \{q\}_{e}^{T} \{F\}_{e}$$
(2.17)

với $\{F\}_e = \int_{V_e} [N]^T \{p_v\} dV$ - véc tơ lực nút phần tử, $\{p_v\}$ - véc tơ ngoại lực, các

ma trận [K_{ij}], [M_{ij}], với i, j = 1, 2 được thể hiện như trong Phụ lục.

Thay (2.15), (2.16) và (2.17) vào (2.14), ta có phương trình mô tả dao động không cản của phần tử:

$$\left[M_{e}^{0}\right]\left\{\ddot{q}\right\}_{e}+\left[K_{e}^{0}\right]\left\{q\right\}_{e}=\left\{F\right\}_{e}$$
(2.18)

Với giả thiết lực cản tỷ lệ với vận tốc dịch chuyển, phương trình mô tả dao động có cản của phần tử lúc này được xác định bởi:

$$\left[M_{e}^{0}\right]\left\{\ddot{q}\right\}_{e} + \left[C_{e}^{0}\right]\left\{\dot{q}\right\}_{e} + \left[K_{e}^{0}\right]\left\{q\right\}_{e} = \left\{F\right\}_{e}$$
(2.19)

trong đó ma trận cản $\left[C_e^0\right]$ của phần tử thanh.

2.3.1.3. Phương trình mô tả dao động của phần tử trong hệ tọa độ tổng thể

Xét hệ trong hệ tọa độ tổng thể O'XYZ, sử dụng ma trận chuyển hệ tọa độ, theo đó các ma trận, véc tơ phần tử trong (2.19) được biến đổi phù hợp với hệ tọa độ tổng thể, cụ thể [3], [15],[27]:

$$\begin{cases} \begin{bmatrix} \mathbf{K}' \end{bmatrix}_{e} = \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{e}^{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e} \\ \begin{bmatrix} \mathbf{C}' \end{bmatrix}_{e} = \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{e}^{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e} \\ \begin{bmatrix} \mathbf{M}' \end{bmatrix}_{e} = \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{e}^{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e} \\ \begin{bmatrix} \mathbf{M}' \end{bmatrix}_{e} = \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{e}^{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e} \\ \begin{bmatrix} \mathbf{M}' \end{bmatrix}_{e} = \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{e}^{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e} \\ \begin{bmatrix} \mathbf{M}' \end{bmatrix}_{e} = \begin{bmatrix} \mathbf{M} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix}$$

 $[T]_{e}$ - ma trận chuyển hệ trục tọa độ với l_{x}, m_{x}, n_{x} là cosin chỉ phương của trục x, l_{y}, m_{y}, n_{y} là cosin chỉ phương của trục y và l_{z}, m_{z}, n_{z} là cosin chỉ phương của trục z lấy đối với các trục X, Y và Z trong hệ tọa độ OXYZ.

Lúc này phương trình mô tả dao động của phần tử trong hệ tọa độ tổng thể được viết lại như sau:

$$[M']_{e} \{ \ddot{q}' \}_{e} + [C']_{e} \{ \dot{q}' \}_{e} + [K']_{e} \{ q' \}_{e} = \{ F' \}_{e}$$
(2.22)

2.3.2. Phần tử TMD [1]

Thiết bị TMD là một thiết bị lắp ngoài, dùng để giảm dao động cho kết cấu chính bằng cách tiêu tán năng lượng qua chuyển động tương đối giữa kết cấu với một khối lượng phụ. Phần tử TMD được mô tả bởi tổ hợp gồm phần tử đàn hồi và cản nhớt mắc song song với nhau (Hình 2.3). Luận án không nghiên cứu tìm các thông số tối ưu cho TMD mà chỉ xem xét ảnh hưởng của TMD đến dao động của hệ liên hợp. TMD được giả thiết chỉ thay đổi dao động theo phương thẳng đứng, bỏ qua ảnh hưởng của TMD đến dao động xoắn của kết cấu.

Phần tử TMD gồm 2 nút I, J có tọa độ $(x_1, y_1, z_1), (x_2, y_2, z_2)$ dùng để mô tả các phần tử lò xo đàn hồi tuyến tính với hệ số cứng k_{tmd} , và cản nhớt tuyến tính với hệ số cản c_{tmd} , có phương dọc theo phần tử. Phương của các lực đàn hồi và lực cản nhớt được xác định theo toạ độ 2 nút trong không gian.



Hình 2.3. Mô hình phần tử TMD

Khi 2 nút I, J gắn vào 2 điểm thuộc kết cấu, phần tử này trở thành liên kết trong. Khi một trong 2 nút (chẳng hạn nút I) gắn vào kết cấu, nút còn lại (nút J) tự do, và tại nút J có gắn khối lượng tập trung m, thì trở thành phần tử giảm chấn TMD thường dùng trong thực tế, thông thường phương của phần tử này chính là phương cần giảm dao động.

Ma trận độ cứng, ma trận cản phần tử trong hệ tọa độ tổng thể được tính như sau:

$$[K']_{e}^{tmd} = [T]^{T} [K]_{e}^{tmd} [T]; [C']_{e}^{tmd} = [T]^{T} [C]_{e}^{TMD} [T]$$
(2.23)

trong đó:
$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{e}^{tmd} = k_{tmd} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}; \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{e}^{tmd} = c_{tmd} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$
 (2.24)

$$[T] = \begin{bmatrix} [n] & [z3] & [z3] & [z3] \\ [z3] & [z3] & [n] & [z3] \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} n] = [1_x & m_x & n_x]; \\ [z3] = [0 & 0 & 0] \end{bmatrix}$$
(2.25)

$$\begin{cases} l_{x} = \frac{x_{2} - x_{1}}{L}; & m_{x} = \frac{y_{2} - y_{1}}{L}; & n_{x} = \frac{z_{2} - z_{1}}{L} \\ L = \sqrt{(x_{2} - x_{1})^{2} + (y_{2} - y_{1})^{2} + (z_{2} - z_{1})^{2}} \end{cases}$$
(2.26)

2.3.3. Phần tử dây cáp

Phần tử dây cáp đàn hồi không gian bị kéo trong mặt phẳng thẳng đứng Oxy được biểu thị như trên Hình 2.4, với chiều dài trước khi bị kéo L_c , mô đun đàn hồi vật liệu E_c , diện tích mặt cắt A_c , trọng lượng trên một đơn vị chiều dài trước khi bị kéo là ρ_c . Giả thiết luôn tồn tại lực kéo trong phần tử dây cáp.



Hình 2.4. Phần tử dây cáp trong mặt phẳng Oxy

Đối với dây đàn hồi, quan hệ giữa các hình chiếu của dây và các thành phần lực tại các đầu mút phần tử là [20], [83]:

$$L_{xz} = -P_1 \left(\frac{L_c}{E_c A_c} + \frac{1}{\rho_c} ln \frac{P_4 + T_j}{T_i - P_2} \right)$$
(2.27)

$$L_{y} = \frac{1}{2E_{c}A_{c}\rho_{c}} \left(T_{j}^{2} - T_{i}^{2}\right) + \frac{T_{j} - T_{i}}{\rho_{c}}$$
(2.28)

trong đó T_i, T_j là các lực kéo tại 2 nút phần tử.

Trong các biểu thức trên giả thiết vật liệu dây cáp tuân theo định luật Hooke, với các quan hệ:

$$P_4 = \rho_c L_c - P_2; P_3 = -P_1; T_i = \sqrt{P_1^2 + P_2^2}; T_j = \sqrt{P_3^2 + P_4^2}$$
(2.29)

Vi phân biểu thức L_{xz}, L_y :

$$dL_{xz} = \frac{\partial L_{xz}}{\partial P_1} dP_1 + \frac{\partial L_{xz}}{\partial P_2} dP_2$$

$$dL_y = \frac{\partial L_y}{\partial P_1} dP_1 + \frac{\partial L_y}{\partial P_2} dP_2$$
(2.30)

với:
$$\frac{\partial L_{xz}}{\partial P_1} = -\frac{L_c}{E_c A_c} - \frac{1}{\rho_c} \ln \left(\frac{P_4 + T_J}{T_I - P_2} \right) - \frac{P_1^2}{\rho_c} \left(\frac{1}{T_J (T_J + P_4)} - \frac{1}{T_I (T_I - P_2)} \right)$$
(2.31)

$$\frac{\partial L_{xz}}{\partial P_2} = \frac{\partial L_y}{\partial P_1} = \frac{P_1}{\rho_c} \left(\frac{1}{T_J} - \frac{1}{T_I} \right)$$
(2.32)

$$\frac{\partial L_{y}}{\partial P_{2}} = -\frac{L_{c}}{E_{c}A_{c}} - \frac{1}{\rho_{c}} \left(\frac{P_{4}}{T_{J}} + \frac{P_{2}}{T_{I}}\right)$$
(2.33)

Viết dưới dạng ma trận:
$$\begin{cases} dL_{xz} \\ dL_{y} \end{cases} = \begin{bmatrix} \frac{\partial L_{xz}}{\partial P_{1}} & \frac{\partial L_{xz}}{\partial P_{2}} \\ \frac{\partial L_{y}}{\partial P_{1}} & \frac{\partial L_{y}}{\partial P_{2}} \end{bmatrix} \begin{cases} dP_{1} \\ dP_{2} \end{cases} = \begin{bmatrix} F \end{bmatrix}_{c} \begin{cases} dP_{1} \\ dP_{2} \end{cases}$$
(2.34)

trong đó $\left[F\right]_{c}$ gọi là ma trận độ mềm của phần tử dây cáp.

Ma trận độ cứng:
$$[K]_{c} = ([F]_{c})^{-1} = \begin{bmatrix} k_{1} & k_{2} \\ k_{3} & k_{4} \end{bmatrix}$$
 (2.35)

trong đó:
$$\mathbf{k}_{1} = -\frac{1}{\det[\mathbf{F}]_{c}} \left(\frac{\mathbf{L}_{c}}{\mathbf{E}_{c}\mathbf{A}_{c}} + \frac{1}{\rho_{c}} \left(\frac{\mathbf{P}_{4}}{\mathbf{T}_{j}} + \frac{\mathbf{P}_{2}}{\mathbf{T}_{i}} \right) \right)$$
(2.36)

$$k_{2} = k_{3} = -\frac{1}{\det[F]_{c}} \left(\frac{P_{1}}{\rho_{c}} \left(\frac{1}{T_{j}} - \frac{1}{T_{i}} \right) \right)$$
(2.37)

$$k_{4} = -\frac{1}{\det[F]_{c}} \left(\frac{L_{xz}}{P_{1}} + \frac{1}{\rho_{c}} \left(\frac{P_{4}}{T_{j}} + \frac{P_{2}}{T_{i}} \right) \right)$$
(2.38)

$$\det[F]_{c} = \left(-\frac{L_{c}}{E_{c}A_{c}} - \frac{1}{\rho_{c}}\left(\frac{P_{4}}{T_{j}} + \frac{P_{2}}{T_{i}}\right)\right) \left(\frac{L_{xz}}{P_{1}} + \frac{1}{\rho_{c}}\left(\frac{P_{4}}{T_{j}} + \frac{P_{2}}{T_{i}}\right)\right) - \left(\frac{P_{1}}{\rho_{c}}\left(\frac{1}{T_{j}} - \frac{1}{T_{i}}\right)\right)^{2} (2.39)$$

Ma trận độ cứng $[K]_c$ của phần tử dây cáp có kích thước 2×2 , trong khi ma trận độ cứng của phần tử thanh lại có kích thước 12×12 , do đó để ghép nối được các thành phần trong ma trận độ cứng của phần tử dây cáp vào ma trận tổng thể, ta cần tiến hành giãn ma trận phần tử dây cáp kích thước 2×2 thành ma trận kích thước 12×12 như sau:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K} \end{bmatrix}_{\mathbf{c}}^{\mathbf{t}} = \begin{bmatrix} -\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{0$$

 $[K]_{c}^{t}$ là ma trận độ cứng tiếp tuyến của phần tử dây cáp với:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{1} & 0 & \mathbf{k}_{2} \\ 0 & 0 & 0 \\ \mathbf{k}_{3} & 0 & \mathbf{k}_{4} \end{bmatrix}; \begin{bmatrix} 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$
(2.41)

Ma trận $[K]_c^t$ là hệ thức liên hệ giữa véctơ số gia lực nút và véctơ số gia chuyển vị nút của phần tử dây cáp với:

Vécto số gia lực nút: $\{\Delta P_1 \ 0 \ \Delta P_2 \ 0 \ 0 \ 0 \ \Delta P_3 \ 0 \ \Delta P_4 \ 0 \ 0 \ 0\}^T$

Vécto số gia chuyển vị nút: $\{\Delta u_1 \ 0 \ \Delta u_2 \ 0 \ 0 \ \Delta u_3 \ 0 \ \Delta u_4 \ 0 \ 0 \ 0\}^T$

Để tính ma trận $[K]_c^t$, các lực nút P₁, P₂ cần được tính đầu tiên. Các lực này xem như đã biết tuỳ theo vị trí ban đầu của các nút phần tử dây cáp, được sử dụng cho quá trình lặp độ cứng. Quá trình này đòi hỏi phải biết các giá trị ban đầu của các lực. Dựa trên quan hệ của phần tử dây xích, biểu thức dưới đây được sử dụng làm giá trị xuất phát [20]:

$$P_{1} = -\frac{\rho_{c}L_{xz}}{2\lambda}; P_{2} = \frac{\rho_{c}}{2} \left(-L_{y}\frac{\cosh\lambda}{\sinh\lambda} + L_{c} \right)$$
(2.42)

trong đó:

$$\lambda = \sqrt{3 \left(\frac{L_{c}^{2} - L_{y}^{2}}{L_{xz}^{2}} - 1 \right)}$$
(2.43)

Trong trường hợp biểu thức (2.43) không thể tính được do chiều dài dây cáp trước khi biến dạng là nhỏ so với chiều dài cung, khiến cho biểu thức trong căn có giá trị âm, thì sử dụng giá trị $\lambda = 0,2$. Trường hợp dây cáp thẳng đứng thì sử dụng giá trị tương đối lớn là $\lambda = 10^6$. Sử dụng phương trình (2.29), hình

chiếu mới của dây cáp tương ứng với các lực nút P_1 , P_2 được xác định theo (2.42) và vécto $\{\Delta L_{xz} \ \Delta L_y\}^T$ là giá trị mô tả vị trí ban đầu của các nút. Các lực nút được hiệu chỉnh theo các công thức sau:

$$\begin{cases} \Delta P_1 \\ \Delta P_2 \end{cases} = \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_c \begin{cases} \Delta L_{xz} \\ \Delta L_y \end{cases}$$
 (2.44)

$$\begin{cases} P_1 \\ P_2 \end{cases}^{(i+1)} = \begin{cases} P_1 \\ P_2 \end{cases}^{(i)} + \begin{cases} \Delta P_1 \\ \Delta P_2 \end{cases}$$
(2.45)

trong đó $[K]_c$ là ma trận độ cứng (nghịch đảo của ma trận $[F]_c$ trong (2.34)), còn i là số hiệu bước lặp. Hiện tại, quá trình lặp này kết thúc khi ΔL_{xz} , ΔL_y có giá trị nhỏ hơn 10⁻⁶ giá trị ban đầu, thực tế chứng minh quá trình này hội tụ khá nhanh.

Ma trận khối lượng phần tử:

$$\begin{bmatrix} M \end{bmatrix}_{c}^{t} = \frac{\rho_{c}A_{c}L_{c}}{2} \begin{bmatrix} m_{1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 & [0] & [0] \\ [0] & [m_{1}] & [0] & [0] \\ [0] & [0] & [m_{1}] & [0] \\ [0] & [0] & [0] & [m_{1}] \end{bmatrix} v \acute{o}i \begin{bmatrix} m_{1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$
(2.46)

Tính ma trận độ cứng và ma trận khối lượng của phần tử dây cáp trong hệ tọa độ tổng thể theo công thức:

$$\begin{cases} \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{c} \end{bmatrix}_{e} = \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e}^{T} \begin{bmatrix} \mathbf{K} \end{bmatrix}_{c}^{t} \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e} \\ \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{c} \end{bmatrix}_{e} = \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e}^{T} \begin{bmatrix} \mathbf{M} \end{bmatrix}_{c}^{t} \begin{bmatrix} \mathbf{T} \end{bmatrix}_{e} \end{cases}$$
(2.47)

2.4. Xây dựng phương trình vi phân dao động của hệ liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động

2.4.1. Hệ liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động

Tải trọng di động thường được mô phỏng theo các mô hình khác nhau tùy thuộc vào mục đích nghiên cứu. Để nghiên cứu sự tương tác của kết cấu chịu tải trọng di động, mô hình tải trọng thường được đơn giản hóa tối đa nhưng vẫn giữ được các thông tin quan trọng phù hợp với bài toán. Với mô hình bài toán đặt ra, phần tử thanh sẽ nhận trực tiếp lực tác dụng do tải trọng di động di chuyển trên hai dầm chính. Do đó phần này sẽ trình bày lực tác dụng lên phần tử thanh và các ma trận bổ sung do các tải trọng di động di chuyển trên hai dầm chính của kết cấu, trong đó tập trung vào 2 dạng tải trọng thường gặp là khối lượng di động có mang theo lực P(t), và hệ dao động di động được mô hình hóa gồm khối lượng mang theo lực Q(t) tiếp xúc với dầm thông qua lò xo đàn hồi có độ cứng k và phần tử giảm chấn có hệ số cản c.

Giả sử thời điểm t bất kì, có N tải trọng di động trên dầm chính theo hướng từ trái sang phải. Tải trọng di động thứ i (i=1, N) di chuyển với vận tốc v_i , gia tốc a_i , tiếp xúc với hệ liên hợp tại phần tử s_i thuộc dầm trên hoặc dưới. 2.4.1.1. Phần tử thanh chịu tác dụng của khối lượng di động

Gọi khoảng cách từ đầu trái dầm tới khối lượng di động thứ i (i = 1, N) là x_{mi} , chuyển vị của điểm tiếp xúc giữa dầm và khối lượng m_i (i = 1, N) theo phương dọc trục dầm (Ox) và phương đứng (Oy) lần lượt là u_{xi} , v_{yi} .



Hình 2.5. Phần tử thanh chịu tác dụng của khối lượng di động thứ i Vậy dịch chuyển tuyệt đối của m_i theo 2 phương này là:

$$\begin{cases} x_i = x_{mi} + u_{xi} \\ y_i = v_{yi} \end{cases}$$
(2.48)

Lực tác dụng của khối lượng di động thứ i lên dầm tại toạ độ x_i gồm hai thành phần theo phương dọc trục dầm và phương vuông góc với trục dầm, được xác định theo công thức [52]:

$$\begin{cases} P_{xi}(t) = -m_i(\ddot{x}_{mi} + \ddot{u}_{xi}) \\ P_{yi}(t) = -m_i \ddot{v}_{yi} - m_i g \end{cases}$$
(2.49)

trong đó $-m_i \ddot{x}_{mi}$ là lực quán tính tương đối của khối lượng di động m_i khi nó dịch chuyển quãng đường x_{mi} so với vị trí đầu trái của dầm trên hoặc dầm dưới.

Chuyển vị của điểm tiếp xúc giữa khối lượng di động thứ i và phần tử thanh được biểu diễn qua véc tơ chuyển vị nút của phần tử $\{q\}_e$ dưới dạng:

$$u_{xi}(x_i) = [N_{xi}] \{q\}_e$$
 (2.50)

$$\mathbf{v}_{yi}(\mathbf{x}_{i}) = \left[\mathbf{N}_{yi} \right] \left\{ \mathbf{q} \right\}_{e}$$
(2.51)

trong đó $[N_{xi}], [N_{yi}]$ là các ma trận hàm dạng của phần tử thanh chịu uốn và kéo (nén), được xác định như sau:

Đạo hàm biểu thức (2.50) theo thời gian :

$$\frac{du_{xi}}{dt} = \frac{d[N_{xi}]}{dt} \{q\}_{e} + [N_{xi}] \frac{d\{q\}_{e}}{dt}$$
hay
$$\frac{du_{xi}}{dt} = \frac{\partial[N_{xi}]}{\partial x_{i}} \frac{dx_{i}}{dt} \{q\}_{e} + [N_{xi}] \frac{d\{q\}_{e}}{dt} = [N'_{xi}] v_{i} \{q\}_{e} + [N_{xi}] \{\dot{q}\}_{e}$$
(2.53)

$$\begin{aligned} \frac{d^2 u_{xi}}{dt^2} &= \frac{d}{dt} \left(\left[N'_{xi} \right] v_i \left\{ q \right\}_e \right) + \frac{d}{dt} \left(\left[N_{xi} \right] \left\{ \dot{q} \right\}_e \right) = \\ &= \frac{\partial \left[N'_{xi} \right]}{\partial x_i} \frac{d x_i}{dt} v_i \left\{ q \right\}_e + \left[N'_{xi} \right] \frac{d \dot{x}_i}{dt} \left\{ q \right\}_e + \left[N'_{xi} \right] \frac{d \left\{ \dot{q} \right\}_e}{dt} + \frac{\partial \left[N_{xi} \right]}{\partial x} \frac{d x_i}{dt} \left\{ \dot{q} \right\}_e}{dt} \\ &+ \left[N_{xi} \right] \frac{d \left\{ \dot{q} \right\}_e}{dt} \end{aligned}$$

hay $\frac{d^2 u_{xi}}{dt^2} = [N_{xi}''] v_i^2 \{q\}_e + [N_{xi}'] a_i \{q\}_e + 2[N_{xi}'] v_i \{\dot{q}\}_e + [N_{xi}] \{\ddot{q}\}_e$ (2.54)

Tương tự, từ (2.51) ta có:

$$\frac{d^{2}v_{xi}}{dt^{2}} = \left[N_{yi}''\right]v_{i}^{2}\left\{q\right\}_{e} + \left[N_{yi}'\right]a_{i}\left\{q\right\}_{e} + 2\left[N_{yi}'\right]v_{i}\left\{\dot{q}\right\}_{e} + \left[N_{yi}\right]\left\{\ddot{q}\right\}_{e}$$
(2.55)

trong đó: $\mathbf{v}_i = \dot{\mathbf{x}}_i = \frac{d\mathbf{x}_i}{dt}$, $\mathbf{a}_i = \ddot{\mathbf{x}}_i = \frac{d^2 \mathbf{x}_i}{dt^2}$ tương ứng là vận tốc và gia tốc tải trọng

di động m_i theo phương dọc trục dầm (phương x). Thay các biểu thức (2.54), (2.55) vào (2.49) ta có biểu thức lực tác dụng của tải trọng di động m_i lên dầm:

$$P_{xi}(t) = -m_{i}\ddot{x}_{i} - m_{i}\left(\left[N''_{xi}\right]\dot{x}_{i}^{2}\left\{q\right\}_{e} + \left[N'_{xi}\right]\ddot{x}_{i}\left\{q\right\}_{e} + 2\left[N'_{xi}\right]\dot{x}_{i}\left\{\dot{q}\right\}_{e} + \left[N_{xi}\right]\left\{\ddot{q}\right\}_{e}\right)$$

$$P_{yi}(t) = -m_{i}g - m_{i}\left(\left[N''_{yi}\right]\dot{x}_{i}^{2}\left\{q\right\}_{e} + \left[N'_{yi}\right]\ddot{x}_{i}\left\{q\right\}_{e} + 2\left[N'_{yi}\right]\dot{x}_{i}\left\{\dot{q}\right\}_{e} + \left[N_{yi}\right]\left\{\ddot{q}\right\}_{e}\right)$$
(2.56)

Hai thành phần lực tác dụng $P_{xi}(t)$, $P_{yi}(t)$ trong (2.56) có thể mô tả bởi lực phân bố $p_{xi}(x,t)$, $p_{yi}(x,t)$ dưới dạng [52]:

$$\begin{cases} p_{xi}(x,t) = P_{xi}(t) \cdot \delta(x - \eta_i) \\ p_{yi}(x,t) = P_{yi}(t) \cdot \delta(x - \eta_i) \end{cases}$$
(2.57)

trong đó, η_i là tọa độ trong hệ tọa độ địa phương của tải trọng, $\delta(x - \eta_i)$ là hàm Delta-Dirac [52], với các tính chất sau:

$$\int_{-\infty}^{\infty} \delta(x) dx = 1$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} \delta(x - \eta_i) f(x) dx = f(\eta_i) \qquad (2.58)$$

$$\int_{0}^{\ell} \delta(x - \eta_i) f(x) dx = \begin{cases} 0 & \text{khi } \eta_i < 0 < \ell \\ f(\eta_i) & \text{khi } 0 < \eta_i < \ell \\ 0 & \text{khi } 0 < \ell < \eta_i \end{cases}$$

Theo phương pháp phần tử hữu hạn, véc tơ lực nút của phần tử gây ra bởi tải trọng m_i được xác định từ lực phân bố $p_x(x_i,t)$, $p_y(x_i,t)$ tác dụng lên phần tử như sau:

$$\left\{ F^{e}(t) \right\} = \int_{0}^{\ell} \left[N_{xi} \right]^{T} p_{x}(x_{i}, t) dx + \int_{0}^{\ell} \left[N_{yi} \right]^{T} p_{y}(x_{i}, t) dx$$
(2.59)

Hay:
$$\left\{F^{e}(t)\right\} = \int_{0}^{\ell} \left[N_{xi}\right]^{T} P_{xi}(t) \cdot \delta(x-\eta_{i}) dx + \int_{0}^{\ell} \left[N_{yi}\right]^{T} P_{yi}(t) \cdot \delta(x_{i}-\eta_{i}) dx$$
 (2.60)

Thay (2.56) vào (2.60), vì $N''_{xi} = 0$, ta có véc tơ tải trọng nút của phần tử do khối lượng di động m_i gây nên:

$$\left\{F_{ei}\left(t\right)\right\} = -\left\{P_{ei}\left(t\right)\right\} - \left[M_{e}^{Pi}\right]\left\{\ddot{q}\right\}_{e} - \left[C_{e}^{Pi}\right]\left\{\dot{q}\right\}_{e} - \left[K_{e}^{Pi}\right]\left\{q\right\}_{e}$$
(2.61)

trong đó:
$$\{P_{ei}(t)\} = m_i \int_0^\ell (\ddot{x}_i [N_{xi}]^T + g [N_{yi}]^T) \delta(x - \eta_i) dx$$
 (2.62)

$$\left[M_{e}^{P_{i}}\right] = m_{i} \int_{0}^{\ell} \left(\left[N_{xi}\right]^{T} \left[N_{xi}\right] + \left[N_{yi}\right]^{T} \left[N_{yi}\right]\right) \delta(x - \eta_{i}) dx$$
(2.63)

$$\left[C_{e}^{Pi}\right] = 2m_{i} \int_{0}^{\ell} \dot{x}_{i} \left(\left[N_{xi}\right]^{T} \left[N_{xi}'\right] + \left[N_{yi}\right]^{T} \left[N_{yi}'\right]\right) \delta(x - \eta_{i}) dx$$
(2.64)

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{e}^{Pi} \end{bmatrix} = \mathbf{m}_{i} \int_{0}^{\ell} \left(\begin{bmatrix} \mathbf{N}_{xi} \end{bmatrix}^{T} \begin{bmatrix} \mathbf{N}'_{xi} \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_{i} + \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{yi} \end{bmatrix}^{T} \begin{bmatrix} \mathbf{N}'_{yi} \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_{i} + \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{yi} \end{bmatrix}^{T} \begin{bmatrix} \mathbf{N}''_{yi} \end{bmatrix} \dot{\mathbf{x}}_{i}^{2} \right) \delta(\mathbf{x} - \eta_{i}) d\mathbf{x}$$

$$(2.65)$$

chú ý đến tính chất của hàm Delta-Dirac, ta có:

$$\left\{ P_{ei}\left(t\right) \right\} = m_{i} \ddot{x}_{i} \left[N_{xi} \right]^{T} + m_{i} g \left[N_{y_{i}} \right]^{T}$$
(2.66)

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{e}^{\mathrm{Pi}} \end{bmatrix} = \mathbf{m}_{i} \left(\begin{bmatrix} \mathbf{N}_{\mathrm{x}i} \end{bmatrix}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{\mathrm{x}i} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{\mathrm{y}i} \end{bmatrix}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{\mathrm{y}i} \end{bmatrix}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{\mathrm{y}i} \end{bmatrix} \right)$$
(2.67)

$$\left[C_{e}^{Pi}\right] = 2\dot{x}_{i}m_{i}\left(\left[N_{xi}\right]^{T}\left[N_{xi}'\right] + \left[N_{yi}\right]^{T}\left[N_{yi}'\right]\right)$$
(2.68)

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{e}^{\mathbf{P}i} \end{bmatrix} = \mathbf{m}_{i} \left(\begin{bmatrix} \mathbf{N}_{xi} \end{bmatrix}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{xi}' \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_{i} + \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{yi} \end{bmatrix}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{yi}' \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_{i} + \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{yi} \end{bmatrix}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} \mathbf{N}_{yi}'' \end{bmatrix} \dot{\mathbf{x}}_{i}^{2} \right) \quad (2.69)$$

Các ma trận $\left[M_{e}^{Pi}\right], \left[C_{e}^{Pi}\right], \left[K_{e}^{Pi}\right]$ và véc tơ $\left\{P_{ei}(t)\right\}$ chính là các đại lượng bổ sung do khối lượng di động thứ i gây ra.

Thay (2.61) vào (2.19), ta có phương trình vi phân mô tả dao động của phần tử thanh và khối lượng di động thứ i là:

$$\begin{bmatrix} M_{e}^{0} \end{bmatrix} \{ \ddot{q} \}_{e}^{} + \begin{bmatrix} C_{e}^{0} \end{bmatrix} \{ \dot{q} \}_{e}^{} + \begin{bmatrix} K_{e}^{0} \end{bmatrix} \{ q \}_{e}^{} = \{ P_{ei}(t) \} - \begin{bmatrix} M_{e}^{Pi} \end{bmatrix} \{ \ddot{q} \}_{e}^{} - \begin{bmatrix} C_{e}^{Pi} \end{bmatrix} \{ \dot{q} \}_{e}^{} - \begin{bmatrix} C_{e}^{Pi} \end{bmatrix} \{ \dot{q} \}_{e}^{} - \begin{bmatrix} K_{e}^{Pi} \end{bmatrix} \{ q \}_{e}^{}$$

$$(2.70)$$

Hay:

$$\left(\left[M_{e}^{0}\right]+\left[M_{e}^{Pi}\right]\right)\left\{\ddot{q}\right\}_{e}+\left(\left[C_{e}^{0}\right]+\left[C_{e}^{Pi}\right]\right)\left\{\dot{q}\right\}_{e}+\left(\left[K_{e}^{0}\right]+\left[K_{e}^{Pi}\right]\right)\left\{q\right\}_{e}=\left\{P_{ei}\left(t\right)\right\}\left(2.71\right)$$

Trường hợp kết cấu chịu tác dụng của N khối lượng di động, tại thời điểm t, phần tử bất kì trên dầm chính sẽ có n khối lượng di động $(0 \le n \le N)$ di chuyển qua. Khi đó, phương trình vi phân mô tả dao động của phần tử thanh – n khối lượng di động $(0 \le n \le N)$ được viết dưới dạng:

$$\left(\left[\mathbf{M}_{e}^{0} \right] + \left[\mathbf{M}_{e}^{P} \right] \right) \left\{ \ddot{\mathbf{q}} \right\}_{e} + \left(\left[\mathbf{C}_{e}^{0} \right] + \left[\mathbf{C}_{e}^{P} \right] \right) \left\{ \dot{\mathbf{q}} \right\}_{e} + \left(\left[\mathbf{K}_{e}^{0} \right] + \left[\mathbf{K}_{e}^{P} \right] \right) \left\{ \mathbf{q} \right\}_{e} = \left\{ \mathbf{P}_{e}\left(t \right) \right\}$$

$$v \acute{\sigma}i: \left[\mathbf{M}_{e}^{P} \right] = \sum_{i=1}^{n} \left[\mathbf{M}_{e}^{Pi} \right], \left[\mathbf{C}_{e}^{P} \right] = \sum_{i=1}^{n} \left[\mathbf{C}_{e}^{Pi} \right], \left[\mathbf{K}_{e}^{P} \right] = \sum_{i=1}^{n} \left[\mathbf{K}_{e}^{Pi} \right], \left\{ \mathbf{P}_{e}\left(t \right) \right\} = \sum_{i=1}^{n} \left\{ \mathbf{P}_{ei}\left(t \right) \right\}$$

2.4.1.2. Phần tử thanh chịu tác dụng của hệ dao động di động [68],[87]

Trường hợp hệ chịu tác dụng của các hệ dao động di động, xét phần tử thanh chịu tác dụng của hệ dao động di động thứ i, bao gồm khối lượng m_i mang theo lực $Q_i(t)$, liên kết với dầm thông qua lò xo đàn hồi có độ cứng k_i và phần tử giảm chấn có hệ số cản c_i như hình 2.7.



Hình 2.6. Phần tử thanh chịu tác dụng của hệ dao động di động thứ i

Gọi $y_{mi} = y_{mi}(t)$ là dịch chuyển tuyệt đối theo phương thẳng đứng của khối lượng m_i so với vị trí cân bằng tĩnh của nó. Áp dụng nguyên lí Đalămbe, ta có phương trình vi phân dao động của hệ dao động di động thứ i là:

$$m_{i}\ddot{y}_{mi} + c_{i}(\dot{y}_{mi} - \dot{v}_{yi}) + k_{i}(y_{mi} - v_{yi} - y_{0i}) + m_{i}g - Q_{i} = 0$$
(2.73)

trong đó: v_{yi} là dịch chuyển thẳng đứng của dầm tại vị trí tiếp xúc với tải trọng thứ i, y_{0i} là biến dạng tĩnh của lò xo đàn hồi i.

Theo phương pháp PTHH, chuyển vị và vận tốc theo phương thẳng đứng của dầm tại vị trí x_{mi} có thể biểu diễn qua véctơ chuyển vị nút và hàm dạng phần tử dưới dạng:

$$\begin{cases} \mathbf{v}_{yi} = \left[\mathbf{N}_{y} \right] \{ \mathbf{q} \}_{e} \\ \dot{\mathbf{v}}_{yi} = \dot{\mathbf{x}}_{i} \left[\mathbf{N}_{y}^{\prime} \right] \{ \mathbf{q} \}_{e} + \left[\mathbf{N}_{y} \right] \{ \dot{\mathbf{q}} \}_{e} \end{cases}$$
(2.74)

Thay (2.74) vào (2.73), phương trình vi phân dao động của khối lượng m_i là: $m_i \ddot{y}_{mi} + c_i \dot{y}_{mi} + k_i y_{mi} - c_i \left[N_{yi} \right] \left\{ \dot{q} \right\}_e - \left(c_i \left[N'_{yi} \right] v_i + k_i \left[N_{yi} \right] \right) \left\{ q \right\}_e = Q_i$ (2.75)

Gọi lực tác dụng của hệ dao động di động lên dầm tại vị trí $x_{mi} = v_i t$ là $P_{xi}(t)$, $P_{yi}(t)$, được xác định theo công thức:

$$\begin{cases} P_{xi}(t) = -m_{i}(\ddot{x}_{mi} + \ddot{u}_{xi}) \\ P_{yi}(t) = c_{i}(\dot{y}_{mi} - \dot{v}_{yi}) + k_{i}(y_{mi} - v_{yi} - y_{0i}) \end{cases}$$
(2.76)

Kết hợp (2.73) và (2.76), lực tác dụng $P_{xi}(t)$, $P_{yi}(t)$ của hệ dao động di động thứ i lên dầm được xác định:

$$\begin{cases} P_{xi}(t) = -m_{i}(\ddot{x}_{mi} + \ddot{v}_{yi}) \\ P_{yi}(t) = -m_{i}\ddot{y}_{mi} - m_{i}g + Q_{i} \end{cases}$$
(2.77)

Lực tập trung (2.77) có thể được mô tả bởi lực phân bố thông qua hàm Delta-Dirac $\delta(x - \eta)$ như sau:

$$\begin{cases} p_{x}(x_{i},t) = P_{xi}(t) \cdot \delta(x - \eta_{i}) \\ p_{y}(x_{i},t) = P_{yi}(t) \cdot \delta(x - \eta_{i}) \end{cases}$$
(2.78)

Tương tự như đã trình bày ở mục 2.4.1.1, với tính chất của hàm Delta-Dirac, véc tơ lực nút của phần tử lúc này được xác định từ lực phân bố $p_x(x_i,t)$ $p_y(x_i,t)$ theo công thức:

$$\left\{F_{ei}(t)\right\} = \int_{0}^{L_{e}} \left[N_{xi}\right]^{T} P_{xi}(t) \cdot \delta(x - \eta_{i}) dx + \int_{0}^{L_{e}} \left[N_{yi}\right]^{T} P_{yi}(t) \cdot \delta(x - \eta_{i}) dx \quad (2.79)$$

Thay (2.50), (2.51) và (2.77) vào (2.79):

$$\{F_{ei}(t)\} = \int_{0}^{L_{e}} [N_{xi}]^{T} (-m_{i} \ddot{x}_{mi} - m_{i} \ddot{u}_{xi}) \delta(x - \eta_{i}) dx + + \int_{0}^{L_{e}} [N_{yi}]^{T} (-m_{i} \ddot{y}_{mi} - m_{i} g + Q_{i}) \delta(x - \eta_{i}) dx$$
(2.80)

Hay:

$$\{F_{ei}(t)\} = -m_{i}[N_{xi}]^{T}(a_{i} + [N'_{xi}]a_{i}\{q\}_{e} + 2[N'_{xi}]v_{i}\{\dot{q}\}_{e} + [N_{xi}]\{\ddot{q}\}_{e}) - [N_{yi}]^{T}(m_{i}\ddot{y}_{mi} + m_{i}g - Q_{i})$$

$$(2.81)$$

Kí hiệu:

$$\{P_{ei}(t)\} = m_{i}a_{i}[N_{xi}]^{T} - (m_{i}\ddot{y}_{mi} + m_{i}g - Q_{i})[N_{yi}]^{T}$$
(2.82)

$$\left[\mathbf{M}_{e}^{\mathrm{Pi}}\right] = \mathbf{m}_{i} \left[\mathbf{N}_{\mathrm{xi}}\right]^{\mathrm{T}} \left[\mathbf{N}_{\mathrm{xi}}\right]$$
(2.83)

$$\left[C_{e}^{Pi}\right] = 2a_{i}m_{i}\left[N_{xi}\right]^{T}\left[N_{xi}'\right]$$
(2.84)

$$\begin{bmatrix} K_{e}^{Pi} \end{bmatrix} = m_{i}a_{i} \begin{bmatrix} N_{xi} \end{bmatrix}^{T} \begin{bmatrix} N'_{xi} \end{bmatrix}$$
(2.85)

Véc tơ $\{P_{ei}(t)\}$ và các ma trận $[M_e^{Pi}], [C_e^{Pi}], [K_e^{Pi}]$ là các thành phần bổ sung do hệ dao động di động thứ i (i=1,N) gây ra cho kết cấu. Khi đó véc tơ tải trọng nút của phần tử trong công thức (2.81) có thể viết gọn lại dưới dạng:

$$\left\{F_{ei}\left(t\right)\right\} = -\left\{P_{ei}\left(t\right)\right\} - \left[M_{e}^{Pi}\right]\left\{\ddot{q}\right\}_{e} - \left[C_{e}^{Pi}\right]\left\{\dot{q}\right\}_{e} - \left[K_{e}^{Pi}\right]\left\{q\right\}_{e}$$
(2.86)

Trong trường hợp tổng quát, kết cấu liên hợp chịu tác dụng của N tải trọng di động. Khi đó, tại thời điểm t, phần tử bất kì trên dầm chính sẽ chịu tác dụng của n hệ dao động di động $(0 \le n \le N)$. Thay (2.86) vào (2.19) với $i = \overline{1,n}$, ta có phương trình vi phân mô tả dao động của phần tử thanh chịu tác dụng của n hệ dao động di động $(0 \le n \le N)$ được viết dưới dạng:

$$[M]_{e} \{ \ddot{q} \}_{e} + [C]_{e} \{ \dot{q} \}_{e} + [K]_{e} \{ q \}_{e} = \sum_{i=1}^{n} \{ F_{ei} (t) \}$$
(2.87)

$$Hay: \frac{\left(\left[M_{e}^{0}\right] + \sum_{i=1}^{n} \left[M_{e}^{Pi}\right]\right) \left\{\ddot{q}\right\}_{e} + \sum_{i=1}^{n} m_{i} \left[N_{yi}\right]^{T} \ddot{y}_{mi} + \left(\left[C_{e}^{0}\right] + \sum_{i=1}^{n} \left[C_{e}^{Pi}\right]\right) \left\{\dot{q}^{e}\right\} + \left(\left[K_{e}^{0}\right] + \sum_{i=1}^{n} \left[K_{e}^{Pi}\right]\right) \left\{q\right\}_{e} = \sum_{i=1}^{n} \left\{P_{ei}\left(t\right)\right\}$$
(2.88)

Từ (2.88) và (2.75) ta có hệ phương trình vi phân mô tả dao động của phần tử thanh và n – hệ dao động di động như sau:

$$\begin{cases} \left(\left[M_{e}^{0} \right] + \sum_{i=1}^{n} \left[M_{e}^{Pi} \right] \right) \left\{ \ddot{q} \right\}_{e} + \sum_{i=1}^{n} m_{i} \left[N_{yi} \right]^{T} \ddot{y}_{mi} + \left(\left[C_{e}^{0} \right] + \sum_{i=1}^{n} \left[C_{e}^{Pi} \right] \right) \left\{ \dot{q}^{e} \right\} + \\ \left(\left[K_{e}^{0} \right] + \sum_{i=1}^{n} \left[K_{e}^{Pi} \right] \right) \left\{ q \right\}_{e} = \sum_{i=1}^{n} \left\{ P_{ei} \left(t \right) \right\} \\ m_{1} \ddot{y}_{m1} + c_{1} \dot{y}_{m1} + k_{1} y_{m1} - c_{1} \left[N_{y1} \right] \left\{ \dot{q} \right\}_{e} - \left(c_{1} \left[N'_{y1} \right] \dot{x}_{1} + k_{1} \left[N_{y1} \right] \right) \left\{ q \right\}_{e} = Q_{1} \\ \vdots \\ m_{n} \ddot{y}_{mn} + c_{n} \dot{y}_{mn} + k_{n} y_{mn} - c_{n} \left[N_{yn} \right] \left\{ \dot{q} \right\}_{e} - \left(c_{n} \left[N'_{yn} \right] \dot{x}_{n} + k_{n} \left[N_{yn} \right] \right) \left\{ q \right\}_{e} = Q_{n} \\ (2.89) \end{cases}$$

Kí hiệu:
$$\begin{bmatrix} M_e^P \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n \begin{bmatrix} M_e^{Pi} \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} C_e^P \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n \begin{bmatrix} C_e^{Pi} \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} K_e^P \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n \begin{bmatrix} K_e^{Pi} \end{bmatrix}$$

 $M_i = m_i \begin{bmatrix} N_{yi} \end{bmatrix}^T; K_i = k_i \begin{bmatrix} N_{yi} \end{bmatrix} + c_i \begin{bmatrix} N'_{yi} \end{bmatrix} v_i; \quad C_i = -c_i \begin{bmatrix} N_{yi} \end{bmatrix} \quad (i = \overline{1, n})$

Khi đó, công thức (2.89) có thể viết lại dưới dạng ma trận như sau:

$$\begin{bmatrix} M_{e}^{0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} M_{e}^{P} \end{bmatrix} M_{1} & \dots & M_{n} \\ 0 & m_{1} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_{n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\ddot{q}\}_{e} \\ \begin{bmatrix} \ddot{y}_{m1} \\ \vdots \\ \ddot{y}_{mn} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{e}^{0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{e}^{P} \end{bmatrix} 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ C_{n} & 0 & \dots & c_{n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\dot{q}\}_{e} \\ \begin{bmatrix} \dot{y}_{m1} \\ \vdots \\ \dot{y}_{mn} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{e}^{0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{e}^{P} \end{bmatrix} 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n} & 0 & \dots & K_{n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\ddot{q}\}_{e} \\ \{y_{m1} \\ \vdots \\ y_{mn} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \{P_{e}\} \\ Q_{1} \\ \vdots \\ Q_{n} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} R_{e}^{0} \end{bmatrix} K_{1} K$$

(2.90)

Hay:

$$\left(\left[\overline{\mathbf{M}}_{e}^{0} \right] + \left[\overline{\mathbf{M}}_{e}^{P} \right] \right) \left\{ \begin{cases} \dot{\mathbf{q}} \\ \dot{\mathbf{y}}_{m} \end{cases} \right\} + \left(\left[\overline{\mathbf{C}}_{e}^{0} \right] + \left[\overline{\mathbf{C}}_{e}^{P} \right] \right) \left\{ \begin{cases} \dot{\mathbf{q}} \\ \dot{\mathbf{y}}_{m} \end{cases} \right\} + \left(\left[\overline{\mathbf{K}}_{e}^{0} \right] + \left[\overline{\mathbf{K}}_{e}^{P} \right] \right) \left\{ \begin{cases} \mathbf{q} \\ \mathbf{y}_{m} \end{cases} \right\} = \left\{ \begin{cases} \mathbf{P}_{e} \\ \mathbf{q} \end{cases} \right\}$$

$$(2.91)$$

trong đó:

$$\begin{bmatrix} \overline{\mathbf{M}}_{e}^{0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{e}^{0} & [\mathbf{0}] \\ \mathbf{1}^{2\times12} & \mathbf{1}^{2\times\mathbf{n}} \\ [\mathbf{0}] & [\mathbf{0}] \\ \mathbf{n}^{\times12} & \mathbf{n}^{\times\mathbf{n}} \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} \overline{\mathbf{K}}_{e}^{0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{e}^{0} & [\mathbf{0}] \\ \mathbf{1}^{2\times12} & \mathbf{1}^{2\times\mathbf{n}} \\ [\mathbf{0}] & \mathbf{0} \\ \mathbf{n}^{\times12} & \mathbf{n}^{\times\mathbf{n}} \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} \overline{\mathbf{C}}_{e}^{0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{e}^{0} & [\mathbf{0}] \\ \mathbf{1}^{2\times12} & \mathbf{1}^{2\times\mathbf{n}} \\ [\mathbf{0}] & \mathbf{0} \\ \mathbf{n}^{\times12} & \mathbf{n}^{\times\mathbf{n}} \end{bmatrix}, (\mathbf{C}_{e}^{0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{e}^{0} & [\mathbf{0}] \\ \mathbf{1}^{2\times12} & \mathbf{1}^{2\times\mathbf{n}} \\ [\mathbf{0}] & \mathbf{0} \\ \mathbf{n}^{\times12} & \mathbf{n}^{\times\mathbf{n}} \end{bmatrix}$$
 (2.92)

là các ma trận không liên quan đến tải trọng di động.

$$\begin{bmatrix} \overline{\mathbf{M}}_{e}^{P} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{e}^{P} \end{bmatrix} \mathbf{M}_{1} & \dots & \mathbf{M}_{n} \\ 0 & m_{1} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_{n} \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} \overline{\mathbf{K}}_{e}^{P} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{e}^{P} \end{bmatrix} & 0 & \dots & 0 \\ \mathbf{K}_{1} & \mathbf{k}_{1} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{K}_{n} & 0 & \dots & \mathbf{k}_{n} \end{bmatrix},$$

$$\begin{bmatrix} \overline{C}_{e}^{P} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} C_{e}^{P} \end{bmatrix} & 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ C_{n} & 0 & \dots & c_{n} \end{bmatrix}$$
(2.93)

là các ma trận phụ thuộc vào tải trọng di động – gọi là các ma trận bổ sung. Các ma trận này được tính lại theo mỗi bước thời gian.

Véc tơ tải trọng nút tác dụng lên phần tử thanh gây ra do n - hệ dao động di động:

$$\{P_{e}\} = \sum_{i=1}^{n} \{P_{ei}(t)\} = \sum_{i=1}^{n} \left(m_{i}a_{i}\left[N_{xi}\right]^{T} - \left(m_{i}\ddot{y}_{mi} + m_{i}g - Q_{i}\right)\left[N_{yi}\right]^{T}\right)$$
(2.94)

Nhận xét: Ta thấy rằng, phương trình vi phân dao động của phần tử dầm (2.90) và vécto tải trọng nút (2.94) chứa thành phần \ddot{y}_{mi} ($i = \overline{l,n}$), mặt khác, phương trình vi phân dao động của các hệ dao động di động trong (2.90) lại chứa { q_e },{ \dot{q}_e }. Điều đó thể hiện tính chất tương tác của phần tử thanh – các hệ dao động di động. Đây là hệ phương trình vi phân tuyến tính có hệ số phụ thuộc thời gian.

2.4.2. Hệ liên hợp chịu tác dụng của lực khí động

Xét hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh đàn hồi nằm trong dòng khí chuyển động với vận tốc trung bình U (Hình 2.7), theo phương nằm ngang và vuông góc với mặt phẳng dầm dây.



Hình 2.7. Mô hình kết cấu chịu tác dụng của lực khí động

Vận tốc gió U được giả thiết không đổi dọc chiều dài của dầm cầu. Chuyển động của mặt cắt dầm cầu gồm hai thành phần: di chuyển uốn theo phương đứng, và di chuyển xoắn kí hiệu bởi h và α như Hình 2.8.



Hình 2.8. Lực khí động tác dụng lên mặt cắt dầm

Lực khí động tác dụng lên dầm gồm hai thành phần: Lực nâng khí động L_h tác dụng theo phương thẳng đứng và mômen xoắn khí động M_{α} phân bố dọc theo chiều dài dầm (Hình 2.8) [90], [91], [95]:

$$\begin{cases} L_{h} = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}B\left(\frac{KH_{1}^{*}}{U}\dot{h}(x,t) + \frac{KH_{2}^{*}}{U}\dot{\alpha}(x,t) + K^{2}H_{3}^{*}\alpha(x,t) + K^{2}H_{4}^{*}h(x,t)\right) \\ M_{\alpha} = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}B^{2}\left(\frac{KA_{1}^{*}}{U}\dot{h}(x,t) + \frac{KA_{2}^{*}}{U}\dot{\alpha}(x,t) + K^{2}A_{3}^{*}\alpha(x,t) + K^{2}A_{4}^{*}h(x,t)\right) \end{cases}$$
(2.95)

Phương trình vi phân dao động của phần tử thanh chịu tác dụng của lực khí động có dạng:

$$\left[M_{e}^{0}\right]\left\{\ddot{q}\right\}_{e}+\left[C_{e}^{0}\right]\left\{\dot{q}\right\}_{e}+\left[K_{e}^{0}\right]\left\{q\right\}_{e}=\left\{F_{e}^{ae}\right\}$$
(2.96)

Để ý rằng lực dao động tự kích $\{F_e^{ae}\}$ là hàm của cả thời gian t và tần số thu gọn K=B ω /U,với ω là tần số dao động chưa xác định. Đối với bài toán flutter, tần số ω được xác định theo các tần số dao động riêng của kết cấu đối với mỗi dạng dao động riêng [34]. Khi đó phương trình dao động (2.96) phụ thuộc vào cả t và ω được thu gọn về phương trình thuần túy trong miền thời gian [34].

Áp dụng nguyên lí di chuyển khả dĩ, véctơ lực nút phần tử được xác định qua các ma trận hàm dạng của phần tử thanh chịu uốn - xoắn và véc tơ lực khí động theo công thức:

$$\left\{ F_{e}^{ae} \right\} = \int_{0}^{\ell} \left(\left[N_{y} \right]^{T} \left[N_{\theta} \right]^{T} \right) \left\{ \begin{matrix} L_{h} \\ M_{\alpha} \end{matrix} \right\} dx$$
(2.97)

trong đó:

$$\begin{cases} \begin{bmatrix} N_{y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & N_{3}(x) & 0 & 0 & 0 & N_{4}(x) & 0 & N_{5}(x) & 0 & 0 & 0 & N_{6}(x) \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} N_{\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & N_{1}(x) & 0 & 0 & 0 & 0 & N_{2}(x) & 0 & 0 \end{bmatrix}$$
(2.98)

với $N_i(x)$ i = 1,...,6 là các hàm dạng của phần tử thanh, được xác định theo công thức (2.10).

Mặt khác dịch chuyển h(x,t) và góc xoay $\alpha(x,t)$ có thể biểu diễn qua các hàm dạng và véc tơ chuyển vị nút của phần tử dưới dạng:

$$\begin{cases} h(x,t) = [N_y] \{q\}_e & \{\dot{h} = [N_y] \{\dot{q}\}_e \\ \alpha(x,t) = [N_\theta] \{q\}_e & \{\dot{\alpha} = [N_\theta] \{\dot{q}\}_e \end{cases}$$
(2.99)

Thay (2.95), (2.99) vào (2.97), sau khi biến đổi ta có :

$$\left\{ F_{e}^{ae} \right\} = \left[K_{e}^{ae} \right] \left\{ q \right\}_{e} + \left[C_{e}^{ae} \right] \left\{ \dot{q} \right\}_{e}$$

$$\left[K_{e}^{ae} \right] = \left[K_{1}^{ae} \right] + \left[K_{2}^{ae} \right] + \left[K_{3}^{ae} \right] + \left[K_{4}^{ae} \right]$$

$$(2.101)$$

(2.101)

trong đó:

$$\begin{bmatrix} C_{e}^{ae} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{1}^{ae} \end{bmatrix}_{e}^{ae} + \begin{bmatrix} C_{2}^{ae} \end{bmatrix}_{e}^{ae} + \begin{bmatrix} C_{3}^{ae} \end{bmatrix}_{e}^{ae} + \begin{bmatrix} C_{4}^{ae} \end{bmatrix}_{e}^{ae}$$
(2.102)

với các ma trận độ cứng khí động $\begin{bmatrix} K_1^{ae} \end{bmatrix}_e, \begin{bmatrix} K_2^{ae} \end{bmatrix}_e, \begin{bmatrix} K_3^{ae} \end{bmatrix}_e, \begin{bmatrix} K_4^{ae} \end{bmatrix}_e$ các ma trận cản khí động $\left[C_1^{ae}\right]_e$, $\left[C_2^{ae}\right]_e$, $\left[C_3^{ae}\right]_e$, $\left[C_4^{ae}\right]_e$ được tính như sau:

• Các ma trận độ cứng khí động:

- Ma trận độ cứng khí động $\left[K_1^{ae}\right]_e$ thể hiện sự tương tác giữa góc xoắn và lực nâng:

$$\left[K_1^{ae}\right]_e = \frac{1}{2}\rho_a U^2 B K^2 H_3^* \int_0^{Le} \left[N_y\right]^T \left[N_\theta\right] dx \qquad (2.103)$$

- Ma trận độ cứng $\left[K_2^{ae}\right]_e$ thể hiện sự tương tác giữa góc xoắn và mômen xoắn khí động:

$$\left[K_{2}^{ae}\right]_{e} = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}B^{2}K^{2}A_{3}^{*}\int_{0}^{L_{e}}\left[N_{\theta}\right]^{T}\left[N_{\theta}\right]dx$$
(2.104)

- Ma trận độ cứng $\left[K_3^{ae}\right]_e$ thể hiện sự tương tác của chuyển vị theo phương đứng và lực nâng:

$$\left[K_{3}^{ae}\right]_{e} = \frac{1}{2}\rho_{a}U^{2}BK^{2}H_{4}^{*}\int_{0}^{Le}\left[N_{y}\right]^{T}\left[N_{y}\right]dx$$
(2.105)

- Ma trận độ cứng $\left[K_4^{ae}\right]$ thể hiện sự tương tác của chuyển vị theo phương đứng và mô men xoắn khí động:

$$\left[K_4^{ae}\right]_e = \frac{1}{2}\rho_a B^2 U^2 K^2 A_4^* \int_0^{L_e} \left[N_\theta\right]^T \left[N_y\right] dx \qquad (2.106)$$

• Các ma trận cản khí động:

-Ma trận cản $\left[C_1^{ae}\right]_e$ thể hiện tương tác giữa vận tốc nâng \dot{h} với lực nâng:

$$\left[C_{1}^{ae}\right]_{e} = \frac{1}{2}\rho_{a}UBKH_{1}^{*}\int_{0}^{Le}\left[N_{y}\right]^{T}\left[N_{y}\right]dx$$
(2.107)

-Ma trận cản $\left[C_2^{ae}\right]_e$ thể hiện tương tác giữa vận tốc xoắn $\dot{\theta}$ với lực nâng:

$$\left[C_{2}^{ae}\right]_{e} = \frac{1}{2}\rho_{a}UB^{2}KH_{2}^{*}\int_{0}^{Le}\left[N_{y}\right]^{T}\left[N_{\theta}\right]dx$$
(2.108)

- Ma trận cản $\left[C_3^{ae}\right]_e$ thể hiện sự tương tác giữa vận tốc nâng h với mômen xoắn khí động, được xác định:

$$\left[C_{3}^{ae}\right]_{e} = \frac{1}{2}\rho_{a}UB^{2}KA_{1}^{*}\int_{0}^{Le}\left[N_{\theta}\right]^{T}\left[N_{y}\right]dx$$
(2.109)

- Ma trận cản $\left[C_4^{ae}\right]_e$ thể hiện sự tương tác giữa vận tốc xoắn $\dot{\theta}$ với mômen xoắn khí động, biểu diễn qua biểu thức

$$\left[C_{4}^{ae}\right]_{e} = \frac{1}{2}\rho_{a}UB^{2}KA_{2}^{*}\int_{0}^{Le}\left[N_{\theta}\right]^{T}\left[N_{\theta}\right]dx$$
(2.110)
Biểu thức cụ thể của các ma trận khí động được trình bày trong phụ lục 2. Thay (2.100) vào (2.96), vậy phương trình vi phân chuyển động của phần tử thanh chịu tác dụng của lực khí động Scanlan có dạng như sau:

$$\left[M_{e}^{0}\right]\left\{\ddot{q}\right\}_{e} + \left(\left[C_{e}^{0}\right] - \left[C_{e}^{ae}\right]\right)\left\{\dot{q}\right\}_{e} + \left(\left[K_{e}^{0}\right] - \left[K_{e}^{ae}\right]\right)\left\{q\right\}_{e} = \left\{0\right\} \quad (2.111)$$

Nhận xét:

Các đáp ứng của phương trình dao động tự kích thích (2.111) có thể chỉ ra trạng thái ổn định, trạng thái tới hạn và trạng thái mất ổn định khí động của kết cấu. Theo đó, kết quả giải phương trình dao động (2.111) ứng với các vận tốc gió khác nhau cho ta các đáp ứng động theo thời gian là khác nhau. Trong một điều kiện nào đó, *đáp ứng của chuyển vị tăng liên tục không dừng theo thời gian* thì kết cấu được xem là mất ổn định, hệ chuyển sang giai đoạn dao động ở trạng thái cân bằng khác.

2.4.3. Hệ liên hợp chịu tác dụng đồng thời của tải trọng di động và lực khí động2.4.3.1. Phương trình vi phân dao động của phần tử

Từ (2.72) và (2.111), phương trình dao động của phần tử thanh chịu tác dụng đồng thời của lực khí động và n khối lượng di động $(0 \le n \le N)$ có dạng:

$$\left(\left[M_{e}^{0} \right] + \left[M_{e}^{P} \right] \right) \left\{ \ddot{q} \right\}_{e} + \left(\left[C_{e}^{0} \right] + \left[C_{e}^{P} \right] - \left[C_{e}^{ae} \right] \right) \left\{ \dot{q} \right\}_{e} + \left(\left[K_{e}^{0} \right] + \left[K_{e}^{P} \right] - \left[K_{e}^{ae} \right] \right) \left\{ q \right\}_{e} = \left\{ P_{e}(t) \right\}$$

$$(2.112)$$

với:
$$\begin{bmatrix} M_e^P \end{bmatrix} = \sum_i \begin{bmatrix} M_e^{Pi} \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} C_e^P \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n \begin{bmatrix} C_e^{Pi} \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} K_e^P \end{bmatrix} = \sum_i \begin{bmatrix} K_e^{Pi} \end{bmatrix}, \{P_e(t)\} = \sum_i \{P_{ei}(t)\}$$

Từ (2.91) và (2.111), phương trình dao động của phần tử thanh chịu tác dụng đồng thời của lực khí động và n hệ dao động di động $(0 \le n \le N)$ có dạng:

$$\begin{bmatrix} M_{e}^{0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} M_{e}^{P} \end{bmatrix} M_{11} & \dots & M_{1n} \\ 0 & m_{1} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_{n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\ddot{q}\}_{e} \\ \ddot{y}_{m1} \\ \vdots \\ \ddot{y}_{mn} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} C_{e}^{0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{e}^{e} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{e}^{ae} \end{bmatrix} & 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ C_{n1} & 0 & \dots & c_{n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\dot{q}\}_{e} \\ \dot{y}_{m1} \\ \vdots \\ \dot{y}_{mn} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{e}^{0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{e}^{P} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{e}^{ae} \end{bmatrix} & 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & 0 & \dots & K_{n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{q\}_{e} \\ y_{m1} \\ \vdots \\ y_{mn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{P\}_{e} + \{F\}_{e}^{ae} \\ Q_{1} \\ \vdots \\ Q_{n} \end{bmatrix}$$
(2.113)

trong đó: $[M_e^0], [C_e^0], [K_e^0]$ tương ứng là các ma trận khối lượng, ma trận cản và ma trận độ cứng của bản thân phần tử thanh, đã được xác định trong các tài liệu về phương pháp PTHH,

 $\left[M_{e}^{P}\right]\left[C_{e}^{P}\right],\left[K_{e}^{P}\right]$ tương ứng là các ma trận bổ sung cho ma trận khối lượng, ma trận cản và ma trận độ cứng liên quan đến tải trọng di động, trong đó $\left[M_{e}^{P}\right]$ liên quan tới lực quán tính của các hệ dao động di động tại điểm tiếp xúc với phần tử thanh.

 $\left[C_{e}^{ae}\right],\left[K_{e}^{ae}\right]$ tương ứng là các ma trận bổ sung cho ma trận cản và ma trận độ cứng liên quan đến lực khí động,

 $\{F_e^{ae}\}, \{P_e\}$ tương ứng là véctơ tải trọng khí động và véc tơ tải trọng di động tác dụng lên phần tử thanh.

2.4.3.2. Lắp ghép các ma trận phần tử vào ma trận chung của toàn hệ

Trong trường hợp tổng quát, các ma trận và véc tơ phần tử được xây dựng trong hệ tọa độ địa phương của phần tử. Do vậy, để ghép nối chúng vào ma trận và véc tơ tổng thể thì phải chuyển sang hệ tọa độ tổng thể. Giả sử kết cấu được chia thành n phần tử liên kết với nhau thông qua m nút. Việc lấp ghép các ma trận phần tử (các phần tử thanh và phần tử dây, TMD) để tạo thành ma trận tổng thể của kết cấu được thực hiện bằng phương pháp độ cứng trực tiếp.

Đối với bài toán đặt ra trong chương này, do tính đặc thù của kết cấu, việc ghép nối các ma trận phần tử thành ma trận tổng thể (ma trận khối lượng và ma trận độ cứng) có bước ghép nối giữa ma trận phần tử cáp kích thước 2x2, phần tử TMD kích thước 2x2 với ma trận phần tử thanh kích thước 12x12. Điều này được thực hiện khá thuận lợi khi ghép nối, đối với các nút chung giữa phần tử cáp, TMD và phần tử thanh thì số hạng trong ma trận độ cứng (cản, khối lượng) của chúng được cộng vào số hạng có cùng tác dụng theo phương chuyển vị (ví dụ chuyển vị đứng, chuyển vị dọc trục dầm, góc xoay, xoắn) của phần dầm chung nút.

Theo đó, cách thức ghép nối được minh họa cụ thể với ma trận độ cứng và véc tơ tải trọng nút tổng thể như sau:

• Tập hợp ma trận tổng thể

Ma trận tổng thể được tập hợp từ các ma trận theo sơ đồ như sau:

$$\underbrace{\begin{bmatrix} i & j \\ k_{ii}^{e} & k_{ij}^{e} \\ k_{ji}^{e} & k_{jj}^{e} \end{bmatrix}}_{\left[K\right]_{e}}^{i} j}_{\left[K\right]}^{i} j \rightarrow \underbrace{\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \vdots & \vdots \\ k_{21} & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & k_{ii} + k_{ii}^{e} & k_{ij} + k_{ij}^{e} & \ldots \\ \vdots & \vdots & k_{ij} + k_{ji}^{e} & k_{ij} + k_{jj}^{e} & \ldots \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ & \vdots & \vdots & k_{nn} \end{bmatrix}}_{i}^{i}$$
(2.114)

Để cụ thể hóa việc ghép nối theo (2.114), tác giả luận án sử dụng hàm assem () trong chương trình Matlab. Cấu trúc của hàm: K=assem(edof,K,K_e), với ma trận bậc tự do phần tử có cấu trúc như sau:

$$edof = \left[el \ dof_1 \ dof_2 \ \dots \ dof_{ned} \right]$$
(2.115)

trong đó: cột đầu tiên chứa số thứ tự của phần tử, từ cột thứ 2 đến cột thứ (ned + 1) chứa bậc tự do của phần tử tương ứng (ned là số bậc tự do).

• Véc tơ tải trọng tổng thể:

Véc tơ tải trọng tổng thể của kết cấu được xác định theo sơ đồ (2.116).

$$\begin{bmatrix} f_i^e \\ f_j^e \end{bmatrix} \rightarrow \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \cdots \\ f_i + f_i^e \\ f_i + f_i^e \\ f_j + f_j^e \\ \cdots \\ f_n \end{bmatrix}$$
(2.116)

Để thực hiện được điều này, tác giả thiết lập hàm insert () trong chương trình Matlab, có tên force_vecto.m nhằm thực hiện chức năng xây dựng véc tơ tải $\{F\}$ của toàn hệ (lưu trong ma trận f) từ véc tơ tải $\{\overline{F}^e\}$ của các phần tử (lưu trong ma trận ef).

2.4.3.3. Phương trình vi phân dao động toàn hệ

Xuất phát từ phương trình vi phân dao động của phần tử chịu tác dụng đồng thời của lực khí động và các tải trọng di động (2.113), phương trình vi phân dao động của phần tử gắn trực tiếp với TMD, sau khi ghép nối các ma trận tổng thể, véc tơ tải trọng tổng thể và thực hiện điều kiện biên, phương trình vi phân dao động của toàn hệ có dạng sau:

$$\left[\overline{\mathbf{M}}\right]\left\{\overline{\mathbf{q}}\right\} + \left[\overline{\mathbf{C}}\right]\left\{\overline{\mathbf{q}}\right\} + \left[\overline{\mathbf{K}}\right]\left\{\overline{\mathbf{q}}\right\} = \left\{\overline{\mathbf{R}}\right\}$$
(2.117)

trong đó: $\{\overline{q}\} = \begin{cases} \{q\} \\ \{y_m\} \end{cases}$ là vécto chuyển vị nút toàn hệ, $\{q\}$ là vécto chuyển vị

nút của bản thân kết cấu, $\{y_m\}$ là véctơ chuyển vị của các tải trọng di động,

$$\begin{bmatrix} \overline{\mathbf{M}} \end{bmatrix} = \sum_{e} \left(\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{e}^{0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{e}^{P} \end{bmatrix} \right) \text{ là ma trận khối lượng tổng thể,}$$
$$\begin{bmatrix} \overline{\mathbf{C}} \end{bmatrix} = \left(\alpha_{r} \sum_{e} \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{e}^{0} \end{bmatrix} + \beta_{r} \sum_{e} \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{e}^{0} \end{bmatrix} \right) + \left(\sum_{e_{m}} \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{e}^{P} \end{bmatrix} - \sum_{e} \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{e}^{ae} \end{bmatrix} \right) \text{ là ma trận cản}$$

tổng thể, e - chỉ số phần tử, e_m - chỉ số phần tử do tải di động tác dụng.

$$\begin{bmatrix} \overline{\mathbf{K}} \end{bmatrix} = \sum_{e} \left(\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{e}^{0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{e}^{P} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{e}^{ae} \end{bmatrix} \right) \text{ là ma trận độ cứng tổng thể,}$$
$$\{ \overline{\mathbf{R}} \} = \sum_{e} \begin{cases} \left\{ F_{e}^{P} \right\} + \left\{ F_{e}^{ae} \right\} \\ \left\{ Q \right\} \end{cases} \text{ là véc tơ tải trọng nút tổng thể do lực khí động}$$

và các tải trọng di động tác dụng lên hệ.

Các hằng số cản Rayleigh α_r và β_r được xác định theo tỷ số cản và tần số dao động riêng kết cấu [86]:

$$\begin{cases} \alpha_{\rm r} \\ \beta_{\rm r} \end{cases} = \begin{cases} \frac{2\left(\xi_{\rm i}\omega_{\rm i} - \xi_{\rm j}\omega_{\rm j}\right)\omega_{\rm i}\omega_{\rm j}}{\omega_{\rm j}^{2} - \omega_{\rm i}^{2}} \\ \frac{2\left(\xi_{\rm i}\omega_{\rm i} - \xi_{\rm j}\omega_{\rm j}\right)}{\omega_{\rm j}^{2} - \omega_{\rm i}^{2}} \end{cases}$$
(2.118)

với ω_i , ω_j là các tần số dao động riêng của hệ, ξ_i , ξ_j là tỷ số cản tương ứng.

Thông thường, ảnh hưởng của các tần số cao đến giá trị của hằng số cản là không đáng kể, nên để đơn giản trong tính toán, người ta thường xem xét tới 2 tần số dao động riêng đầu tiên ω_1 , ω_2 và xem rằng tỷ số cản là hằng số $\xi_1 = \xi_2 = \xi$. Và do đó, các hằng số cản được xác định theo các biểu thức sau:

$$\beta_{\rm r} = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2}; \, \alpha_{\rm r} = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \omega_1 \omega_2 = \beta_{\rm r} \omega_1 \omega_2 \tag{2.119}$$

Nhận xét:

- Các ma trận:
$$[M^0] = \sum_{e} ([M^0_e] + [M^{tmd}_e]), [C^0] = \sum_{e} ([C^0_e] + [C^{tmd}_e]),$$

 $\begin{bmatrix} K^0 \end{bmatrix} = \sum_{e} \left(\begin{bmatrix} K_e^0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_e^{\text{tmd}} \end{bmatrix} \right) \text{ của bản thân hệ liên hợp và TMD, không phụ thuộc vào lực khí động và tải trọng di động, chỉ cần tính một lần.$

- Ma trận
$$\sum_{e} \left(\left[M_{e}^{P} \right] \right), \sum_{e} \left(\left[C_{e}^{P} \right] - \left[C_{e}^{ae} \right] \right), \sum_{e} \left(\left[K_{e}^{P} \right] - \left[K_{e}^{ae} \right] \right)$$
 và vécto tải

trọng nút $\{\overline{R}\}$ là các đại lượng phụ thuộc thời gian, cần được xác định trong từng bước thời gian.

Do đó, (2.117) là phương trình vi phân tuyến tính cấp hai, có các hệ số phụ thuộc vào thời gian.

2.4.4. Điều kiện biên

- Liên kết gối cố định tại biên trái của 2 dầm chính:

Tại
$$\begin{cases} (x, y, z) = (0, 0, 0) \\ (x, y, z) = (0, d, 0) \end{cases}$$
: $u_0 = 0, v_0 = 0, w_0 = 0, \theta_x = 0, \theta_y = 0$

- Liên kết gối di động tại biên phải của 2 dầm chính:

Tai
$$\begin{cases} (x, y, z) = (L, 0, 0) \\ (x, y, z) = (L, d, 0) \end{cases}$$
: $v_0 = 0, w_0 = 0, \theta_x = 0, \theta_y = 0$

- Liên kết ngàm tại 2 chân cột:

$$T_{ai} \begin{cases} (x, y, z) = (L_1, -L_y, 0) \\ (x, y, z) = (L_2, -L_y, 0) \end{cases} : u_0 = 0, v_0 = 0, w_0 = 0, \theta_x = 0, \theta_y = 0, \theta_z = 0 \end{cases}$$

với L là chiều dài 2 dầm chính, L_1 , L_2 là khoảng cách từ đầu trái dầm tới hai cột, L_y là khoảng cách từ chân cột tới dầm dưới, d là khoảng cách giữa hai dầm.

Việc xử lý điều kiện biên được thực hiện trên cơ sở tín hiệu bậc tự do trên biên, tùy theo các loại liên kết sẽ biết được tính chất của các bậc tự do tại đó và theo đó thứ tự các hàng, cột trong hệ phương trình (2.117) được xử lý thích hợp, việc làm này được gọi là khử biên. Số phương trình và số ẩn số trong

hệ phương trình (2.117) sau khi khử biên là bé hơn khi chưa khử biên. Giả sử hệ phương trình (2.117) trước khi khử biên có n phương trình, n ẩn số, hệ kết cấu có biên ngàm chứa tất cả m nút, mỗi nút có n_d bậc tự do, dẫn đến có m×n_d bậc tự do bằng 0 (đã biết), vì vậy hệ (2.117) sau khi khử biên còn (n - m×n_d) phương trình và (n - m×n_d) ẩn số [27].

2.5. Thuật toán PTHH giải phương trình vi phân dao động của hệ hỗn hợp chịu tác dụng đồng thời của tải trọng di động và lực khí động

Giả sử biết trước chuyển vị và vận tốc của (2.117) tại thời điểm t = 0tương ứng là \overline{q}_0 và $\dot{\overline{q}}_0$, cần xác định nghiệm của bài toán từ thời điểm t = 0 đến t = T. Chia khoảng thời gian T thành n phần bằng nhau: $\Delta t = T / n$, ta sẽ tìm nghiệm tại $t_i = i \Delta t$ theo nghiệm đã biết tại $t_{i-1} = (i-1)\Delta t$.

Nghiệm của hệ (2.117) trong miền thời gian được xác định bằng phương pháp tích phân trực tiếp Newmark, trong đó các ma trận cản khí động, ma trận độ cứng khí động được bổ sung vào ma trận tổng thể trong quá trình tính. Khi đó, biểu thức của véc tơ chuyển vị và véc tơ vận tốc được tìm dưới dạng [96]:

$$\dot{\overline{q}}_{i+1} = \dot{\overline{q}}_i + \left[\left(1 - \beta \right) \ddot{\overline{q}}_i + \beta \ddot{\overline{q}}_{i+1} \right] \Delta t$$

$$\overline{q}_{i+1} = \overline{q}_i + \Delta t \dot{\overline{q}}_i + \left[\left(\frac{1}{2} - \gamma \right) \ddot{\overline{q}}_i + \gamma \ddot{\overline{q}}_{i+1} \right] \left(\Delta t \right)^2$$

$$(2.120)$$

trong đó γ và β là các tham số được xác định trước. Để đảm bảo tính chính xác và hội tụ của lời giải, γ và β được chọn thỏa mãn điều kiện sau [96]:

$$\gamma \ge 0.25(\beta + 0.5)^2; \beta \ge 0.5$$
 (2.121)

Để tính giá trị $\ddot{\overline{q}}_{i+1}$, phương trình vi phân (2.117) của hệ lập tại thời điểm $t = t_{i+1}$ có dạng:

$$\left[\overline{\mathbf{M}}\right] \ddot{\overline{\mathbf{q}}}_{i+1} + \left[\overline{\mathbf{C}}\right] \dot{\overline{\mathbf{q}}}_{i+1} + \left[\overline{\mathbf{K}}\right] \overline{\mathbf{q}}_{i+1} = \left\{\overline{\mathbf{R}}\right\}_{i+1}$$
(2.122)

Từ (2.120) có thể biểu diễn $\ddot{\overline{q}}_{i+1}$ và $\dot{\overline{q}}_{i+1}$ là hàm của \overline{q}_{i+1} :

$$\begin{split} \ddot{\overline{q}}_{i+1} &= \frac{1}{\gamma \left(\Delta t\right)^2} \left(\overline{q}_{i+1} - \overline{q}_i\right) - \frac{1}{\gamma \Delta t} \dot{\overline{q}}_i - \left(\frac{1}{2\gamma} - 1\right) \ddot{\overline{q}}_i \\ \dot{\overline{q}}_{i+1} &= \dot{\overline{q}}_i + (1 - \beta) \Delta t . \ddot{\overline{q}}_i + \beta \Delta t . \ddot{\overline{q}}_{i+1} \end{split}$$
(2.123)

Thay (2.123) vào (2.122) ta có biểu thức xác định $\ddot{\overline{q}}_{i+1}$ như sau:

$$\begin{split} \overline{\mathbf{q}}_{i+1} &= \left[\frac{1}{\gamma \left(\Delta t\right)^2} \left[\overline{\mathbf{M}} \right] + \frac{\beta}{\gamma \Delta t} \left[\overline{\mathbf{C}} \right] + \left[\overline{\mathbf{K}} \right] \right]^{-1} \times \\ &\times \left\{ \left\{ \overline{\mathbf{R}} \right\}_{i+1} + \left[\overline{\mathbf{M}} \right] \left[\frac{1}{\gamma \left(\Delta t\right)^2} \overline{\mathbf{q}}_i + \frac{1}{\gamma \Delta t} \dot{\overline{\mathbf{q}}}_i + \left(\frac{1}{2\gamma} - 1 \right) \ddot{\overline{\mathbf{q}}}_i \right] + \\ &+ \left[\overline{\mathbf{C}} \right] \left[\frac{\beta}{\gamma \Delta t} \overline{\mathbf{q}}_i + \left(\frac{\beta}{\gamma} - 1 \right) \dot{\overline{\mathbf{q}}}_i + \left(\frac{\beta}{\gamma} - 2 \right) \frac{\Delta t}{2} \ddot{\overline{\mathbf{q}}}_i \right] \right\} \end{split}$$
(2.124)

Thuật toán gồm các bước chính sau:

- 1. Lập các ma trận $[\overline{M}], [\overline{C}], [\overline{K}]$.
- 2. Cho tổng thời gian T, xác định bước thời gian Δt , các tham số γ,β . Từ giá trị đầu \overline{q}_0 , $\dot{\overline{q}}_0$ tại $t_0 = 0$, tìm $\ddot{\overline{q}}_0$ theo công thức:

$$\ddot{\overline{\mathbf{q}}}_{0} = \left[\overline{\mathbf{M}}\right]^{-1} \left(\left\{\overline{\mathbf{R}}\right\}_{0} - \left[\overline{\mathbf{C}}\right] \dot{\overline{\mathbf{q}}}_{0} - \left[\overline{\mathbf{K}}\right] \overline{\mathbf{q}}_{0}\right)$$
(2.125)

- 3. Thực hiện vòng lặp theo thời gian, tính toán véc tơ chuyển vị \overline{q}_{i+1} từ giá trị i = 0 theo công thức (2.124).
- 4. Tìm véc tơ gia tốc và véc tơ vận tốc tại thời điểm t_{i+1} theo (2.123).

Chương trình do tác giả xây dựng nhằm mô hình hoá hệ kết cấu theo phương pháp phần tử hữu hạn và thực hiện thuật toán nêu trên, được viết bằng ngôn ngữ lập trình MATLAB.

Sơ đồ khối của thuật toán được thể hiện như Hình 2.9.



Hình 2.9. Sơ đồ khối thuật toán giải bài toán kết cấu chịu tác dụng đồng thời của tải trọng di động và lực khí động

2.6. Chương trình tính và kiểm tra độ tin cậy của chương trình tính

2.6.1. Giới thiệu chương trình tính



Hình 2.10. Sơ đồ khối bộ chương trình tính COMLAF_2017

Bộ chương trình tính của luận án được tác giả xây dựng trong môi trường Matlab có tên COMLAF_2017 (COMPLEX - MOVING LOAD AERODYNAMIC FORCE), gồm các modul chính sau:

- Modul nhập số liệu, chia phần tử;
- Modul giải bài toán dao động riêng;
- Modul giải bài toán dao động kết cấu chịu lực khí động và tải trọng di động;
- Modul xuất kết quả.

Bộ chương trình tính COMLAF_2017 có khả năng giải được các bài toán dao động của kết cấu liên hợp chịu tác dụng đồng thời của tải trọng di động và lực khí động. Bộ chương trình này cho phép xác định được tần số dao động riêng, tính toán đáp ứng chuyển vị, ứng suất, tần số dao động của kết cấu chịu tác dụng của lực khí động và tải trọng di động; đồng thời nó cũng cho phép khảo sát được ảnh hưởng của một số yếu tố đến khả năng làm việc của kết cấu.

2.6.2. Kiểm tra độ tin cậy của chương trình tính

Tác giả đã sử dụng chương trình COMLAF_2017 để tính toán và so sánh tần số dao động riêng của hệ liên hợp dầm dây mô phỏng cầu dây văng Meiko-Nishi (Nhật Bản) trong công trình của Abdel-Ghaffar AM [20] và Raid Karoumi [83], kiểm tra đáp ứng chuyển vị đứng tại mặt cắt chính giữa dầm 3 nhịp chịu tác dụng nhiều tải trọng di động trong công trình của Vera de Salvo [106] và kiểm tra đáp ứng của kết cấu cầu Hardanger (Na Uy) chịu tác dụng của tải trọng gió U với kết quả được công bố của tác giả Ole Øiseth [77].

2.6.2.1. Kiểm tra tần số dao động riêng của kết cấu mô phỏng cầu Meiko-Nishi

Xét hệ liên hợp dầm – dây mô phỏng cho kết cấu cầu Meiko-Nishi với mô hình như Hình 2.11 và các đặc trưng hình học được trình bày trong [83].

Giả thiết dầm chủ cố định hai đầu, chỉ cho phép chuyển động quay. Hai cột được giả thiết là các vật rắn tuyệt đối, các dây cáp được gắn lên cột và dầm

tại hai đầu dây. Kết quả tính các tần số dao động ứng với các dạng dao động uốn theo phương đứng riêng đầu tiên được so sánh với kết quả của Abdel-Ghaffar AM [20] và Raid Karoumi [83] như trong Bảng 2.1.



Hình 2.11. Mô hình hình học của cầu dây văng Meiko-Nishi [83]Bảng 2.1. So sánh tần số dao động uốn riêng của cầu Meiko-Nishi

| Tần số dao động (Hz) | [20] | [83] | Luận án | Sai số (%) |
|----------------------|-------|-------|---------|-------------|
| 1 | 0,311 | 0,334 | 0,339 | 8,04 - 1,05 |
| 2 | 0,411 | 0,437 | 0,440 | 7,06 - 0,69 |
| 3 | 0,650 | 0,702 | 0,706 | 8,62 - 0,57 |

Nhận xét: Từ bảng so sánh ta thấy 3 tần số dao động riêng ứng với ba dạng dao động uốn đầu tiên của hệ dầm – dây mô phỏng cầu dây văng Meiko - Nishi tính theo chương trình COMLAF_2017 rất sát với kết quả trong [83]. So với kết quả trong [20] sai số có lớn hơn là do phần tử dây cáp sử dụng trong chương trình tính có độ cứng lớn hơn khi so sánh với phần tử thanh với mô đun đàn hồi tương được tác giả Abdel-Ghaffar AM sử dụng [83].

2.6.2.2. Kiểm tra đáp ứng dầm 3 nhịp chịu tác dụng của đoàn tải trọng di động



Hình 2.12. Dầm 3 nhịp chịu nhiều khối lượng di động [106] Xét dầm liên tục 3 nhịp có chiều dày thay đổi như Hình 2.12. Dầm có

khối lượng riêng $\rho = 2400 \text{kg} / \text{m}^3$, mô đun đàn hồi E = 30 GPa, mặt cắt ngang hình chữ nhật với chiều rộng b = 0,5 m, chiều dày thay đổi tuyến tính từ 1,00m đến 1,60m, theo đó, độ cứng chống uốn $\kappa(z)$ biến thiên từ $\kappa_{\text{min}} = 1250 \text{MNm}^2$ đến $\kappa_{\text{max}} = 5120 \text{MNm}^2$; chiều dài 2 nhịp bên là $\ell_1 = \ell_2 = 18 \text{ m}$, chiều dài nhịp giữa $\ell_3 = 24 \text{ m}$ giả thiết hệ số cản $\xi = 0,01$. Dầm chịu tác dụng của 3 khối lượng di động, di chuyển với vận tốc 85m/s, khoảng cách tương đối giữa các tải trọng là 6m. Bài toán xét ba trường hợp với tải trọng của mỗi khối lượng lần lượt là 331,2kg, 1656kg và 3312kg, tương đương với tỉ số giữa một tải trọng và khối lượng nhịp giữa dầm lần lượt là $r_M = 1\%$, $r_M = 5\%$ và $r_M = 10\%$ [106].



Hình 2.13. Độ võng tương đối tại chính giữa dầm theo thời gian (a) tác giả Vera de Salvo [106], (b) chương trình COMLAF 2017

Sử dụng chương trình tính COMLAF_2017 để xác định độ võng tương đối d^{*} = $48 d\kappa_{min} / (M_1 g \ell_3^3)$ tại mặt cắt giữa dầm theo thời gian bằng phương pháp phần tử hữu hạn. Kết quả khảo sát được so sánh với nghiệm xác định theo phương pháp chồng mode (the component mode synthesis method) của tác giả Vera de Salvo và cộng sự [106] như trên Hình 2.13.

Nhận xét: Từ Hình 2.13, có thể thấy kết quả tính độ võng tương đối tại điểm chính giữa dầm khi dầm chịu 3 khối lượng di động theo chương trình COMLAF_2017 rất sát với kết quả đã công bố của tác giả Vera de Salvo. 2.6.2.3. Kiểm tra đáp ứng của kết cấu cầu Hardanger chịu tác dụng của tải trọng gió



Hình 2.14. Mô hình lí tưởng hóa của cầu Hardanger [77]

Một dầm dài 1310m như trên Hình 2.14 được sử dụng để mô hình hóa cho kết cấu cầu Hardanger. Các tính chất của dầm được giả thiết để đảm bảo tính đại diện cho cầu Hardanger: bề rộng dầm B=18,3m, khối lượng riêng trên đơn vị chiều dài m=12,820 kg/m, mô men quán tính dọc chiều dài dầm I_P=426 kgm²/m, EA=10¹¹N, EI_y=3,9.10¹⁴Nm², EI_z =6,2.10¹³Nm² và GI_x=3,6.10¹¹Nm². Ma trận độ cứng và ma trận khối lượng phần tử sử dụng lý thuyết dầm Euler – Bernoulli. Các hàm dạng phần tử sử dụng đa thức Hermittian bậc ba [77].

Tác giả tính toán đáp ứng chuyển vị đứng tại giữa nhịp cầu Hardanger theo thời gian với vận tốc gió tới hạn tính theo chương trình COMLAF là U=76,7 m/s. So sánh với kết quả đã công bố của tác giả Ole Øiseth [77] thể hiện như trên Hình 2.15, có thể kết luận thuật toán và chương trình COMLAF đảm bảo độ tin cậy.





Kết luận: Từ các kết quả so sánh trên, có thể kết luận chương trình tính COMLAF của luận án có đủ độ tin cậy để thực hiện các tính toán cho đề tài luận án trong các chương tiếp theo.

2.7. Kết luận chương 2

Chương này đã đạt được một số kết quả chính như sau:

Dựa trên thuật toán PTHH, tác giả xây dựng hệ phương trình vi phân dao động cưỡng bức của kết cấu dầm đôi – dây – cột – thanh chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động, trong đó có kể đến tương tác của kết cấu với thiết bị tiêu tán năng lượng TMD.

- Dựa trên phần tử dây đàn hồi, tác giả xây dựng phần tử dây cáp không gian đơn giản hơn về mặt toán học, nhưng lại phù hợp hơn để mô hình hóa các kết cấu dây văng so với phần tử thanh thẳng. Mặt khác, việc tính toán các dầm chính, thanh nối và cột là độc lập so với các dây cáp, tuy nhiên vẫn đảm bảo được sự tương thích về chuyển vị giữa dầm – cột và dây cáp tại vị trí các nút chung, do đó có thể bố trí số lượng dây cáp tùy ý trên kết cấu mà

không làm giảm độ chính xác của thuật toán. Theo tác giả, đây là một ưu điểm lớn của luận án.

- Xây dựng chương trình COMLAF_2017 trong môi trường Matlab để giải phương trình dao động, phân tích động lực học kết cấu hệ dầm đôi – dây – cột – thanh chịu tác dụng của lực khí động và các tải trọng di động. Chương trình tính đã lập được so sánh với các kết quả được công bố bởi các tác giả khác trên các tạp chí uy tín, cho thấy đảm bảo độ tin cậy.

 Thuật toán và chương trình tính đã lập trong chương 2 là cơ sở cho việc nghiên cứu, khảo sát số trong chương 3 để lựa chọn các thông số hợp lý cho hệ.
 Đồng thời đây cũng là cơ sở lí thuyết để so sánh với các thí nghiệm kiểm chứng trong chương 4 của luận án.

- Thuật toán PTHH tính toán cho hệ liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động được tác giả thể hiện trong các bài báo 1, 3, 4, 5, 6, 7, 9 (Danh mục công trình của tác giả).

CHƯƠNG 3

KHẢO SÁT ẢNH HƯỞNG CỦA MỘT SỐ YẾU TỐ ĐẾN ĐÁP ỨNG ĐỘNG CỦA KẾT CẤU DẦM ĐÔI – DÂY – CỘT – THANH CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG DI ĐỘNG VÀ LỰC KHÍ ĐỘNG 3.1. Đặt vấn đề

Trên cơ sở thuật toán và bộ chương trình tính đã lập ở chương 2, trong chương này tác giả tiến hành tính toán, khảo sát số xác định đáp ứng động của kết cấu dầm đôi – dây – cột – thanh đàn hồi chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động. Ảnh hưởng của một số yếu tố như: đặc trưng vật liệu của kết cấu, số lượng tải trọng, loại tải trọng, vận tốc tải trọng, vận tốc gió, ảnh hưởng của TMD... đến đáp ứng động của hệ được tác giả thực hiện trên cơ sở giải nhiều lớp bài toán khác nhau với sự thay đổi của các thông số trên. Kết quả nghiên cứu đáp ứng động của kết cấu chịu tác dụng của tải trọng di động, của lực khí động, của TMD và tổng hợp các yếu tố trên cho phép tác giả đưa ra các nhận xét, đánh giá về mức độ ảnh hưởng và khuyến cáo cụ thể đối với từng trường hợp.

3.2. Bài toán xuất phát

3.2.1. Nội dung bài toán



Hình 3.1. Mô hình của bài toán

Xét hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh có kích thước hình học như Hình 3.1, với các thông số cho bởi Bảng 3.1. Kết cấu chịu tác dụng của N tải trọng di động dọc theo chiều dài dầm trên và lực khí động với vận tốc dòng khí U theo phương vuông góc với dầm chính

| , , | Е | G | А | Iv | Iz | I _x | W |
|-----------------------------------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------|
| Kêt câu | (N/m ²) | (N/m^2) | (m ²) | (m ⁴) | (m ⁴) | (m ⁴) | (kg/m) |
| Dầm chủ (2 bên) | 2,0.10 ¹¹ | 7,7.10 ¹⁰ | 0,93 | 43,33 | 0,26 | 0,17 | 19640 |
| Dầm chủ (giữa) | 2,0.10 ¹¹ | 7,7.10 ¹⁰ | 1,11 | 43,33 | 1,29 | 0,17 | 19640 |
| Thanh nối | 2,0.1011 | 7,7.10 ¹⁰ | 0,15 | 5,26 | 1,26 | 0,17 | 19640 |
| Cột (phía dưới) | 2,8.10 ¹⁰ | 1,1.10 ¹⁰ | 18,58 | 120 | 86,31 | 120 | 43780 |
| Cột (phía trên) | 2,8.10 ¹⁰ | 1,1.10 ¹⁰ | 13,01 | 69,33 | 34,52 | 69,33 | 30650 |
| | | | | | | | |
| Dây cáp | $E_{c}(N$ | $/m^{2}$) | $A_c(m^2)$ | | $L_{c}(m)$ | ρ_{c} | (kg / m) |
| 1,2, 24,25,26, 27,47, 48 | 2,0. | 10 ¹¹ | 0,0362 | 134 | ,16; 124, | 35 | 0,398 |
| 3, 4, 21, 22, 27, 28, 45,46 | 2,0. | 10 ¹¹ | 0,0232 | 114 | ,61; 104, | 95 | 0,255 |
| 5, 6, 19, 20, 29, 30, 43, 44 | 2,0. | 10 ¹¹ | 0,0204 | 95 | ,41; 86,0 | 2 | 0,225 |
| 7, 8, 17, 18, 31, 32, 41, 42 | 2,0. | 10 ¹¹ | 0,0176 | 76 | 6,84; 67,9 | 4 | 0,194 |
| 9, 10, 15, 16, 33, 34, 39, 40 | 2,0. | 10 ¹¹ | 0,0139 | 59 | 9,46; 51,6 | 1 | 0,153 |
| 11, 12, 13, 14, 35, 36, 37, 38 | , 2,0. | 10 ¹¹ | 0,0113 | 44 | ,72; 39,2 | 9 | 0,125 |

Bảng 3.1. Thông số kết cấu

Thông số kết cấu : Kết cấu gồm hai dầm chính song song với nhau, có chiều dài L=600m với bề rộng tương đương $B_d = 20m$, chiều cao tương đương h=0.8m, liên kết gối cố định ở biên trái và biên phải, được nối với nhau bởi 59

thanh đàn hồi dọc, 60 thanh đàn hồi chéo, hai cột trụ và hệ thống 48 dây cáp. Các cột trụ được ngàm chặt ở phần chân cột, liên kết hàn với hai dầm chính và các thanh chéo. Hệ thống dây cáp được nối với đỉnh cột và dầm trên tại các đầu dây. Kích thước hình học của kết cấu như hình 3.1 với các đặc trưng cơ tính cho bởi bảng 3.1. Kết cấu được rời rạc hóa thành 335 phần tử, tương ứng với 168 nút, bao gồm 120 phần tử thanh, 48 phần tử dây dây cáp, 59 phần tử thanh dọc, 60 phần tử thanh chéo, 48 phần tử cột.

Điểm xuất kết quả chuyển vị: Mặt cắt chính giữa dầm trên (điểm C) và dầm dưới (điểm D), đỉnh cột trái (điểm A).

Điểm xuất kết quả lực: Mô men uốn tại chân cột trái (điểm B), lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa và lực căng một số dây cáp (các dây cáp có thứ tự từ trái sang phải).

Thông số tải trọng:

Tải trọng di động: Gồm khối lượng di động hoặc hệ dao động di động. Các khối lượng di động có m = 44000kg, các hệ dao động di động gồm khối lượng m = 44000kg, lò xo đàn hồi có độ cứng $k_s = 9,12.10^6$ N/m và phần tử cản với hệ số cản $c_s = 8,6.10^4$ Ns/m mắc song song.

Năm tải trọng di động di chuyển dọc chiều dài dầm trên từ phía trái kết cấu với vận tốc $v_0 = 20$ m/s, tăng tốc với gia tốc $a_1 = 2$ m/s² đến khi đạt được vận tốc chuyển động ổn định $v_{max} = 25$ m/s thì chạy đều, sau đó giảm tốc với $a_2 = -2$ m/s², và đạt vận tốc $v_0 = 20$ m/s ngay trước khi rời khỏi kết cấu. Sau khoảng 5s thì tải trọng kế tiếp di chuyển vào kết cấu.

Lực khí động: Lực gió với vận tốc trung bình U = 15 m/s tác dụng lên dầm theo phương Oz. Các hệ số khí động H_i^* , A_i^* (i=1,2,3,4) được nội suy tương ứng với vận tốc U bất kì, theo số liệu trong hầm thổi gió của Scanlan [95].

Sử dụng chương trình COMLAF_2017 đã lập ở chương 2, tiến hành giải

bài toán dao động riêng và bài toán dao động cưỡng bức khi kết cấu chịu tác dụng đồng thời của tải trọng di động và lực khí động.



Hình 3.2. Các hệ số khí động H_i^* , A_i^* (i=1,2,3,4)[95]

3.2.2. Kết quả

3.2.2.1. Bài toán dao động riêng

Giải bài toán dao động riêng, tác giả nhận được các tần số riêng và các dạng dao động riêng của hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột - thanh, trong đó 10 tần số riêng đầu tiên cho bởi bảng 3.2.

Ba dạng dao động riêng đầu tiên của kết cấu tương ứng với ba tần số $f_1 = 0,1691$ Hz, $f_2 = 0,2585$ Hz, $f_3 = 0.4479$ Hz thể hiện như trên Hình 3.3. Các dạng dao động riêng khác thể hiện trong Phụ lục 1.

| Dạng DĐR | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Tần số (Hz) | 0,1691 | 0,2585 | 0,4479 | 0,5134 | 0,5665 |
| | (| - | 0 | • | 10 |
| Dạng DĐR | 0 | 7 | 8 | 9 | 10 |

Bảng 3.2. 10 tần số dao động riêng của kết cấu



Hình 3.3. Ba dạng dao động riêng đầu tiên của kết cấu $(f_1 = 0,1691$ Hz, $f_2 = 0,2585$ Hz, $f_3 = 0,4479$ Hz)

3.2.2.2. Bài toán dao động cưỡng bức

Giải bài toán kết cấu liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh với mô hình và các thông số đã cho, chịu tác dụng của 5 hệ dao động di động chuyển động dọc theo chiều dài dầm trên từ phía trái, lực khí động với vận tốc dòng khí U=15 m/s thổi theo phương vuông góc với các dầm chính (phương Oz).

Ban đầu, chỉ có lực khí động tác dụng lên kết cấu, với giả thiết dịch chuyển theo phương đứng và góc xoắn tại t=0 là 0,01m và 0,01°.

Đường gạch sọc thẳng đứng trên các đồ thị thể hiện thời điểm tải trọng đầu tiên bắt đầu di chuyển trên kết cấu và thời điểm tải trọng cuối cùng ra khỏi kết cấu.



Hình 3.4. Chuyển vị đứng điểm giữa dầm trên và dưới theo thời gian



Hình 3.5. Vận tốc đứng điểm giữa dầm trên và dưới theo thời gian



Hình 3.6. Gia tốc đứng điểm giữa dầm trên và dưới theo thời gian



Hình 3.8. Dao động xoắn quanh trục điểm giữa dầm trên theo thời gian



Hình 3.9. Chuyển vị dọc trục điểm giữa dầm trên và dưới theo thời gian



Hình 3.10. Chuyển vị theo phương ngang điểm giữa 2 dầm theo thời gian



Hình 3.11. Lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa theo thời gian



Hình 3.12. Momen uốn chân cột trái theo thời gian



Hình 3.13. Lực căng dây cáp số 9 theo thời gian

Kết quả, từ Hình 3.4 đến Hình 3.13 tương ứng là đáp ứng chuyển vị, vận tốc, gia tốc tại điểm giữa dầm, đỉnh cột trái, lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa, mô men uốn chân cột trái và lực căng một số dây cáp trên hệ liên hợp theo thời gian. Giá trị lớn nhất của các đại lượng này được cho trong Bảng 3.3.

Bảng 3.3. Giá trị lớn nhất của các đại lượng được khảo sát

| Tham | U _{Cy} ^{max} | φ _C ^{max} | U _{xC} ^{max} | U _{zC} ^{max} | U _{xA} ^{max} | U _{zA} ^{max} | N ^{max} | M ^{max} |
|------------|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|------------------|------------------|
| số | [cm] | [rad] | [cm] | | [cm] | [cm] | [N] | [MNm] |
| Giá trị | 4,617 | 3,5.10 ⁻⁴ | 3,3.10 ⁻² | 4,6.10 ⁻³ | 0,471 | 0,031 | 47777 | 5,8164 |

Nhận xét: Với các thông số của tải trọng di động và lực khí động như đã xét, trong khoảng thời gian các tải trọng di động di chuyển trên kết cấu, đáp ứng chuyển vị, vận tốc, gia tốc và lực tại các điểm khảo sát đều có thay đổi đáng kể. Khi các tải trọng di động chưa di chuyển trên kết cấu hoặc đã đi qua điểm tính, đáp ứng động có dạng dao động tuần hoàn tắt dần do tác động của

gió. Sở dĩ có hiện tượng này là do với giá trị vận tốc gió U và vận tốc tải trọng di động được khảo sát, tải trọng tác động lên kết cấu chưa đủ lớn để dẫn tới sự thay đổi biên độ dao động của kết cấu tăng theo thời gian.

Chuyển vị đứng lớn nhất tại điểm thuộc dầm trên và dưới chênh lệch không đáng kể (2,07%). Lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa xuất hiện trong thời gian khá ngắn, tương ứng với thời điểm các tải trọng di chuyển qua vị trí của thanh.

3.3. Khảo sát ảnh hưởng của một số yếu tố đến đáp ứng động của hệ dầm đôi – dây – cột – thanh chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động
3.3.1. Ảnh hưởng của cản kết cấu

Để xem xét ảnh hưởng của cản kết cấu đến đáp ứng động của hệ liên hợp, tác giả tiến hành tính toán khi cho ξ biến đổi từ 0 đến 0.03, thu được chuyển vị theo phương đứng tại điểm C, chuyển vị theo phương ngang tại điểm A, mô men uốn chân cột trái và quan hệ giữa các giá trị lớn nhất của các đại lượng này với hệ số cản của kết cấu thể hiện từ Hình 3.14 đến Hình 3.19và Bảng 3.4.

| Cản kết cấu | U_{yC}^{max} | ϕ_{Cx}^{max} | M_{cot}^{max} | |
|-------------|----------------|------------------------|-----------------|--|
| | (cm) | (10 ⁻³ Rad) | (MNm) | |
| 0 | 5,5728 | 2,1210 | 53,6876 | |
| 0,005 | 4,6169 | 0,3500 | 5,8164 | |
| 0,010 | 4,4477 | 0,1250 | 3,6795 | |
| 0,015 | 4,3324 | 0,0770 | 2,5067 | |
| 0,020 | 4,2475 | 0,0580 | 1,8127 | |
| 0,025 | 4,2475 | 0,0580 | 1,8127 | |
| 0,030 | 4,2475 | 0,0580 | 1,8127 | |

Bảng 3.4. Đáp ứng động lực lớn nhất phụ thuộc hệ số cản kết cấu



Hình 3.14. Đáp ứng chuyển vị đứng tại C theo thời gian



Hình 3.15. Quan hệ giữa chuyển vị đứng $U_{yC\,\text{max}}$ và hệ số cản kết cấu



Hình 3.16. Đáp ứng góc xoắn quanh trục dầm tại C theo thời gian



Hình 3.17. Quan hệ giữa góc xoắn φ_{Cmax} và hệ số cản kết cấu



Hình 3.18. Đáp ứng momen uốn chân cột trái theo thời gian



Hình 3.19. Quan hệ momen uốn M_{Bmax} và hệ số cản kết cấu

Nhận xét: Có thể thấy ảnh hưởng của cản kết cấu tới đáp ứng động của hệ là khá đáng kể. Khi xét đến cản kết cấu, hệ số cản kết cấu càng cao, độ lớn các đại lượng được khảo sát càng giảm xuống. Tại các phần tử và các nút được khảo sát, khi cản kết cấu tăng từ 0 đến 0,03 chuyển vị dọc trục tại C giảm 87 lần, mô men uốn chân cột trái giảm 29 lần, và góc xoắn mặt cắt dầm qua C giảm 36 lần. Điều này là hợp với quy luật cơ học, cho thấy khả năng giảm năng lượng dao động và khả năng dập tắt dao động của chính bản thân cản kết cấu trong hệ đóng vai trò quan trọng.

3.3.2. Ảnh hưởng của khoảng cách giữa dầm trên và dầm dưới

Khoảng cách giữa 2 dầm chủ cũng chính là chiều dài D của các thanh liên kết thẳng nối hai dầm. Tiến hành khảo sát bài toán với D thay đổi từ 5 mét đến 11 mét (đây là khoảng cách thông tầng trung bình giữa 2 tầng của cầu dây văng). Kết quả đáp ứng chuyển vị, lực dọc, lực căng cáp và mômen uốn tại các điểm tính và giá trị lớn nhất của chúng thể hiện từ Hình 3.20 đến Hình 3.29 và Bảng 3.5.

| Dthanh | U_{yC}^{max} | U_{yD}^{max} | ϕ_C^{max} | $N_{\text{bar}}^{\text{max}}$ | M_{zB}^{max} | $N_{\text{cap6}}^{\text{max}}$ |
|--------|----------------|----------------|------------------------|-------------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| (m) | (cm) | (cm) | (10 ⁻³ rad) | (N) | (MNm) | (N) |
| 5 | 5,5059 | 5,1108 | 0,2980 | 42865 | 5,2322 | 13890 |
| 6 | 4,6170 | 4,4272 | 0,3500 | 47777 | 5,8164 | 14080 |
| 7 | 3,4266 | 3,2346 | 0,4360 | 52479 | 6,0702 | 14387 |
| 8 | 3,3576 | 3,1652 | 0,4530 | 57167 | 5,8763 | 14496 |
| 9 | 2,9758 | 2,8300 | 0,4940 | 61643 | 6,2215 | 14558 |
| 10 | 2,8407 | 2,7468 | 0,5230 | 66380 | 6,5397 | 14680 |
| 11 | 2,7121 | 2,6170 | 0,5850 | 70856 | 6,6628 | 14725 |

Bảng 3.5. Các giá trị lớn nhất tại điểm tính theo khoảng cách giữa 2 dầm



Hình 3.20. Đáp ứng chuyển vị đứng tại C theo thời gian



Hình 3.21. Quan hệ giữa U_{yCmax} và khoảng cách giữa 2 dầm



Hình 3.22. Đáp ứng góc xoắn quanh trục tại C theo thời gian



Hình 3.23. Quan hệ góc xoắn ϕ_{max}^{C} , ϕ_{max}^{D} và khoảng cách giữa 2 dầm



Hình 3.24. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi giữa dầm theo thời gian



Hình 3.25. Quan hệ $N_{\rm barMax}$ và khoảng cách giữa 2 dầm



Hình 3.26. Đáp ứng momen uốn chân cột trái M_{zB} theo thời gian



Hình 3.27. Quan hệ M_{zBMax} và khoảng cách giữa 2 dầm






Hình 3.29. Quan hệ $_{\rm N_{c6Max}}$ và khoảng cách giữa 2 dầm

Nhận xét: Khoảng cách L_d giữa hai dầm chính có ảnh hưởng đáng kể đến đáp ứng động của hệ tại các điểm được khảo sát. Khi thay đổi L_d từ 5m đến 11m, chuyển vị theo phương đứng tại C giảm 2,05 lần, trong khi đó góc xoắn mặt cắt dầm tại C tăng 1,65 lần, chuyển vị ngang đỉnh cột trái tăng 7 lần, lực dọc trong thanh đàn hồi giữa dầm tăng 1,61 lần và mô men uốn chân cột trái tăng 1.2 lần. Đây là cơ sở quan trọng trong tính toán thiết kế, lựa chọn khoảng cách thích hợp giữa 2 dầm của kết cấu dạng cầu hai tầng nhằm đảm bảo an toàn cho các phương tiện lưu thông trên cầu, cũng như an toàn của chính bản thân kết cấu.

3.3.3. Ảnh hưởng của vật liệu dầm

Khảo sát bài toán với mô đun đàn hồi của vật liệu dầm biến thiên từ 1×10^{11} (N/m²) đến 7×10^{11} (N/m²). Kết quả đáp ứng và giá trị lớn nhất tại các điểm tính ứng với mỗi giá trị mô đun đàn hồi khác nhau như sau:

| $E(N/m^2)$ | U_{xC}^{max} | U_{yC}^{max} | $N_{\text{bar}}^{\text{max}}$ | $M_{\rm B}^{\rm max}$ | N_{cap6}^{max} |
|--------------------|----------------|----------------|-------------------------------|-----------------------|------------------|
| | (cm) | (cm) | (N) | (MNm) | (N) |
| 1×10^{11} | 0,0459 | 7,4303 | 60037 | 47850 | 15270 |
| 2×10^{11} | 0,0265 | 4,6169 | 47777 | 58164 | 14080 |
| 3×10^{11} | 0,0162 | 3,0099 | 42564 | 61856 | 13925 |
| 4×10^{11} | 0,0118 | 2,8528 | 39552 | 64525 | 13010 |
| 5×10^{11} | 0,0113 | 2,6213 | 37367 | 64955 | 12820 |
| 6×10^{11} | 0,0089 | 2,2783 | 35718 | 67584 | 12514 |
| 7×10^{12} | 0,0083 | 2,0349 | 34410 | 68482 | 12031 |

Bảng 3.6. Các giá trị lớn nhất tại điểm tính theo độ cứng của dầm



Hình 3.30. Đáp ứng chuyển vị dọc trục tại C theo thời gian



Hình 3.31. Quan hệ giữa chuyển vị U_{xCmax} và mô đun đàn hồi E của dầm



Hình 3.32. Đáp ứng chuyển vị đứng tại C theo thời gian



Hình 3.33. Quan hệ giữa chuyển vị U_{yCmax} và mô đun đàn hồi của dầm



Hình 3.34. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi giữa theo thời gian



Hình 3.35. Quan hệ giữa lực dọc N_{barMax} và mô đun đàn hồi của dầm



Hình 3.36. Đáp ứng mô men uốn chân cột trái theo thời gian



Hình 3.37. Quan hệ giữa momen M_{Bmax} và mô đun đàn hồi của dầm



Hình 3.38. Đáp ứng lực căng trong dây cáp số 6 theo thời gian



Hình 3.39. Quan hệ giữa lực căng cáp N_{c6max} và mô đun đàn hồi của dầm

Nhận xét: Với bài toán đang xét, khi mô đun đàn hồi của vật liệu dầm chính tăng từ 1.10¹¹N/m² đến 7.10¹¹N/m², chuyển vị đứng tại C giảm 2,8 lần, chuyển vị ngang tại A giảm 4 lần, mô men uốn tại chân cột trái tăng 1,3 lần, nội lực trong dây cáp chủ trái cũng giảm khá lớn. Điều này cho thấy tác dụng quan trọng của hệ thống dầm chính trong các kết cấu cầu dây văng cũng như tính chất quan trọng của việc kiểm soát chất lượng vật liệu khi thi công công trình.

3.3.4. Ảnh hưởng của vật liệu thanh nối

Khảo sát bài toán với mô đun đàn hồi của vật liệu thanh biến thiên từ 1×10^{10} (N/m²) đến 6×10^{11} (N/m²). Kết quả giá trị lớn nhất của chuyển vị theo phương đứng tại điểm chính giữa dầm trên và dầm dưới ứng với các giá trị mô đun đàn hồi của vật liệu thanh tăng dần được thể hiện như Hình 3.40 và Bảng 3.7.



Hình 3.40. Quan hệ giữa chuyển vị đứng U_{ymax}^{C} , U_{ymax}^{D} và vật liệu thanh

| Ethanh | 1 10 ¹⁰ | 1 10 ¹¹ | 2 10 ¹¹ | 2 10 ¹¹ | 4 10 ¹¹ | 5 10 ¹¹ | < 10 ¹¹ |
|-------------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| (N/m ²) | 1.10 | 1.10 2.10 | 2.10 | 3.10 | 4.10 | 5.10 | 0.10 |
| U_{yC}^{max} (cm) | 8,65 | 6,62 | 4,62 | 3,36 | 2,98 | 2,54 | 1,71 |
| U _{yC} ^{max} (cm) | 5,71 | 4,72 | 3,83 | 2,57 | 2,28 | 1,94 | 1,31 |

Bảng 3.7. Giá trị lớn nhất tại điểm tính theo vật liệu thanh

Nhận xét: Với bài toán đang xét, khi mô đun đàn hồi của vật liệu thanh nối tăng từ 1.10¹⁰N/m² đến 6.10¹¹N/m², chuyển vị đứng tại điểm chính giữa hai dầm đều giảm. Cụ thể, chuyển vị đứng tại C giảm 5,1 lần, chuyển vị đứng tại D giảm 4,4 lần. Mặt khác sự chênh lệch giá trị chuyển vị đứng tại 2 điểm này cũng giảm dần khi tăng mô đun đàn hồi, tức là tăng độ cứng của các thanh nối. Điều này phản ánh đúng bản chất cơ học của hệ, đồng thời thêm khẳng định độ tin cậy của chương trình tính đã lập ở chương trước.

3.3.5. Ảnh hưởng của thiết bị tiêu tán năng lượng TMD

Thiết bị TMD có khối lượng 10 tấn (xấp xỉ 0,3% khối lượng toàn bộ kết cấu), được treo ở chính giữa dầm dưới (nút 61). So sánh đáp ứng động của kết cấu trong trường hợp không có TMD và có TMD được cho trong Bảng 3.8 và các đồ thị từ Hình 3.41 đến Hình 3.44.

| ТН | U_{yC}^{max} | V_{yC}^{max} | a_{yC}^{max} | U _{xA} ^{max} | N_{cap9}^{max} |
|-----------|----------------|----------------|----------------------|--------------------------------|------------------|
| | (cm) | (cm/s) | (cm/s ²) | (cm) | (N) |
| Không TMD | 2.9600 | 0,4506 | 0,4812 | 0,2980 | 13412 |
| Có TMD | 2.8824 | 0,3870 | 0,3184 | 0,2608 | 13356 |

Bảng 3.8. Giá trị cực trị các đáp ứng tại điểm tính theo TMD



Hình 3.42. Đáp ứng gia tốc đứng tại C theo thời gian



Hình 3.43. Đáp ứng chuyển vị ngang đỉnh cột trái theo thời gian



Hình 3.44. Đáp ứng lực căng dây cáp số 6 theo thời gian

Nhận xét: Có thể thấy TMD rất hiệu quả trong việc giảm dao động theo phương đứng tại điểm giữa dầm, phương ngang của đỉnh cột cũng như mô men uốn tại chân cột khi kết cấu chiu tác dụng đồng thời của tải trọng di động và lực khí động. Giá trị lớn nhất của đáp ứng động trên kết cấu tại những điểm này không thay đổi nhiều, tuy nhiên biên độ dao động lại giảm đi đáng kể. Điều này là vì lấp thêm TMD làm tăng thêm hệ số cản của kết cấu. Đối với hệ thống dây cáp, TMD tỏ ra hiệu quả trong việc giảm lực căng dây số 1, 24, 25 và 48 (tính từ trái sang phải). Trong thực tế, do sự tương tác giữa kết cấu, TMD và các tải trọng tác dụng, lực căng trong một vài dây cáp như dây số 23, 26, 46 tăng nhẹ khi xét đến TMD, tuy nhiên xét về tổng thể việc lấp thêm TMD có tác dụng giảm dao động khá rõ rệt, từ đó tăng độ bền cho kết cấu cũng như cảm giác thoải mái khi các phương tiện lưu thông trên cầu.

Để xem xét ảnh hưởng của các dạng tải trọng khác nhau đến đáp ứng động của hệ liên hợp, tác giả luận án khảo sát kết cấu chiụ tác dụng của tải trọng di động với vận tốc gió bằng không, trường hợp chỉ xét đến lực khí động và trường hợp tổng quát khi kết cấu chịu tác dụng đồng thời của cả hai dạng tải trọng này.

3.3.6. Ảnh hưởng của tải trọng di động

3.3.6.1. Ånh hưởng của loại tải trọng di động

Để xem xét ảnh hưởng của loại tải trọng tác dụng đến phản ứng động của hệ, tác giả tiến hành giải bài toán với 2 loại tải trọng tác dụng: Tải trọng tác dụng là hệ dao động di động như bài toán xuất phát đã xét (mô hình xe bánh lốp di chuyển trên cầu) và tải trọng tác dụng là khối lượng di động (mô hình xe bánh xích di chuyển trên cầu), với tốc độ đều của 2 loại tải trọng là 30m/s. Kết quả sự biến thiên chuyển vị đứng tại mặt cắt giữa dầm trên, dầm dưới, đỉnh cột trái và lực dọc trong thanh đàn hồi cho hai trường hợp được thể hiện như trên đồ thị Hình 3.45 đến Hình 3.49 và Bảng 3.9.



Hình 3.45. Đáp ứng chuyển vị đứng của điểm C theo thời gian



Hình 3.46. Đáp ứng vận tốc phương đứng của điểm C theo thời gian



Hình 3.47. Đáp ứng gia tốc phương đứng của điểm C theo thời gian



Hình 3.48. Đáp ứng chuyển vị ngang của điểm A theo thời gian



Hình 3.49. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa theo thời gianBảng 3.9. Quan hệ giá trị lớn nhất các đại lượng tính và loại tải trọng

| Loại tải | U _{yCmax} | V _{yCmax} | a _{yCmax} | U _{xAmax} | ${ m N}_{ m ThanhMax}$ |
|----------|--------------------|--------------------|----------------------|--------------------|------------------------|
| trọng | (cm) | (cm/s) | (cm/s ²) | (cm) | (N) |
| Hệ DĐDĐ | 2.4500 | 0.3870 | 0.3184 | 0.2608 | 38186 |
| KLDÐ | 2.8824 | 0.4506 | 0.4812 | 0.2980 | 42505 |

Nhận xét: Quy luật của đáp ứng động tại các mặt cắt và chi tiết thuộc kết cấu như đã xét khá tương đồng khi hệ chịu tác dụng của hai dạng tải trọng khác nhau: khối lượng di động và hệ dao động di động (có tổng khối lượng như nhau). Về giá trị: khi hệ chịu tác dụng của khối lượng di động thì cả chuyển vị và nội lực lớn hơn so với khi hệ chịu tác dụng của hệ dao động di động (1,2 lần – đối với chuyển vị đứng tại C, 26% - đối với nội lực). Sở dĩ có điều này, theo tác giả là có hiện tượng lệch pha giữa dao động của dầm và của khối lượng m của hệ dao động di động.



3.3.6.2. Ảnh hưởng của vận tốc tải trọng di động

Hình 3.50. Đáp ứng chuyển vị đứng điểm giữa dầm trên theo thời gian



Hình 3.51. Quan hệ chuyển vị đứng U_{yCmax} với vận tốc tải trọng







Hình 3.53. Quan hệ giữa chuyển vị U_{xAmax} và vận tốc tải trọng



Hình 3.54. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi giữa theo thời gian



Hình 3.55. Quan hệ giữa lực dọc trong thanh N_{max} và vận tốc tải trọng

Thay đổi vận tốc tải trọng di động biến thiên từ 30km/h (8.33m/s) đến 120km/h (30.55m/s) (khoảng cách giữa các xe không đổi D=50m), tiến hành khảo sát đối với chuyển vị đứng điểm C, chuyển vị ngang điểm A, lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa. Kết quả khảo sát được thể hiện trong các đồ thị từ Hình 3.50 đến Hình 3.55 và Bảng 3.10.

| Vận tốc (Km/h) | 30 | 50 | 70 | 90 | 100 | 110 | 120 |
|---------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| U_{yC}^{max} (cm) | 3,4850 | 3,5217 | 3,5732 | 3,7064 | 3,7187 | 3,7356 | 3,7484 |
| $U_{xA}^{max}(cm)$ | 0.3438 | 0.3458 | 0.3547 | 0.3590 | 0.3610 | 0.3744 | 0.3975 |
| $N_{bar}^{max}(N)$ | 49565 | 496515 | 49695 | 49819 | 49878 | 49885 | 49988 |

Bảng 3.10. Sự biến thiên các giá trị lớn nhất theo tốc độ tải trọng di động

Nhận xét: Với các thông số tải trọng được khảo sát, khi vận tốc tải trọng tăng lên, độ võng lớn nhất tại mặt cắt giữa nhịp dầm trên và dầm dưới tăng nhẹ (7,6%), dịch chuyển ngang đỉnh cột trái tăng 15,6%. Lực dọc trong thanh đàn hồi tăng giảm không đáng kể khi vận tốc tải trọng tăng từ 30km/h đến 120km/h. Như vậy có thể thấy giá trị lớn nhất của các đại lượng được khảo sát không chỉ phụ thuộc vào tốc độ di chuyển của tải trọng mà còn phụ thuộc vào khoảng cách giữa các xe và trọng lượng của xe và có độ lớn khác nhau với mỗi vận tốc. Tuy nhiên các giá trị lớn nhất này xuất hiện tại thời điểm các tải trọng di chuyển qua vị trí giữa dầm.

3.3.6.3. Ảnh hưởng của khối lượng tải trọng di động

Để khảo sát ảnh hưởng của khối lượng tải trọng với phản ứng của kết cấu, hệ được tính với dải khối lượng thay đổi từ 10000kg đến 40000kg với cùng vận tốc 80km/h. Kết quả:



Hình 3.56. Đáp ứng chuyển vị đứng điểm giữa dầm trên theo thời gian



Hình 3.57. Quan hệ giữa chuyển vị đứng U_{yCmax} và độ lớn các tải trọng



Hình 3.58. Đáp ứng chuyển vị ngang đỉnh cột trái theo thời gian



Hình 3.59. Quan hệ giữa chuyển vị ngang $U_{xA max}$ và độ lớn tải trọng



Hình 3.60. Đáp ứng lực dọc trong thanh chính giữa theo thời gian



Hình 3.61. Quan hệ giữa lực dọc trong thanh N_{max} và độ lớn tải trọng

| Độ lớn tải trọng (tấn) | 5 | 15 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 |
|---------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $U_{yC}^{max}(cm)$ | 0,4621 | 1,3864 | 2,3107 | 3,2350 | 3,6972 | 4,1594 | 4,6216 |
| U_{xA}^{max} (cm) | 0,0517 | 0,1551 | 0,2586 | 0,3620 | 0,4138 | 0,4655 | 0,5173 |
| $N_{bar}^{max}(N)$ | 5297 | 15091 | 26485 | 36080 | 42377 | 45675 | 52972 |

Bảng 3.11. Giá trị cực trị các đáp ứng tại điểm tính theo độ lớn tải trọng

Nhận xét: Khi độ lớn tải trọng di động tăng, các giá trị đáp ứng động của kết cấu như chuyển vị đứng giữa dầm, chuyển vị ngang của đỉnh cột và lực dọc trong thanh đàn hồi giữa đều tăng lên theo quy luật gần tuyến tính. Điều này là phù hợp với quy luật cơ học, thêm khẳng định độ tin cậy của chương trình tính tác giả lập ở chương trước.

3.3.6.4. Ånh hưởng của khoảng cách giữa các tải trọng di động

Tính toán với trường hợp khoảng cách giữa các tải trọng di động khác nhau: L/100 đến 20L/100. Kết quả biến thiên của giá trị lớn nhất của độ võng giữa nhịp dầm, dịch chuyển theo phương ngang của đỉnh cột và lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa được thể hiện như trong Bảng 3.12 và các đồ thị từ Hình 3.62 đến Hình 3.67.

Bảng 3.12. Giá trị cực trị các đáp ứng tại điểm tính theo khoảng cách giữa các tải trọng di động

| Khoảng cách (m) | 24 | 48 | 72 | 84 | 96 | 108 | 120 |
|-------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| U_{yC}^{max} (cm) | 6,5520 | 5,2206 | 3,6825 | 3,1782 | 2,9202 | 2,7228 | 2,3474 |
| U_{xA}^{max} (cm) | 0,6329 | 0,5080 | 0,3611 | 0,3204 | 0,2872 | 0,2749 | 0,2466 |
| N ^{max} _{bar} (N) | 36711 | 35641 | 34526 | 34548 | 33492 | 32805 | 32459 |



Hình 3.62. Đáp ứng chuyển vị đứng điểm giữa dầm trên theo thời gian



Hình 3.63. Quan hệ giữa chuyển vị đứng U_{yCmax} và khoảng cách

giữa các tải trọng



Hình 3.64. Đáp ứng chuyển vị ngang đỉnh cột trái theo thời gian



Hình 3.65. Quan hệ giữa chuyển vị ngang đỉnh cột trái $U_{xA max}$

và khoảng cách giữa các tải trọng



Hình 3.66. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa theo thời gian



Hình 3.67. Quan hệ giữa lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa N_{max} và khoảng cách tải trọng

Nhận xét: Khoảng cách giữa các tải trọng có ảnh hưởng đáng kế tới đáp ứng động của hệ. Với vận tốc và độ lớn của các tải trọng di động được khảo sát, khi khoảng cách giữa các tải trọng càng xa thì càng ít ảnh hưởng tới kết cấu. Cụ thể khi các tải trọng cách nhau từ 12m tới 120m thì chuyển vị đứng giữa nhịp cầu giảm 2,8 lần, chuyển vị ngang của đỉnh cột giảm 2,6 lần còn lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa giảm không đáng kể (4%). Theo tác giả luận án, điều này phù hợp với quy luật cơ học, vì khi khoảng cách càng gần thì mức độ tập trung tải trọng càng cao, dẫn đến đáp ứng tại các điểm tính cũng lớn hơn. *3.3.6.5. Ảnh hưởng của số lượng các tải trọng di động*

5.5.0.5. Ann nương của số tượng các tái trọng át dộng

Số lượng các tải trọng di động là một trong những yếu tố thể hiện mật độ phương tiện qua lại trên kết cấu. Để xem xét ảnh hưởng của yếu tố này đến đáp ứng động của hệ, tác giả tiến hành khảo sát bài toán khi cho số lượng tải trọng thay đổi từ 1 đến 10 xe. Kết quả biến thiên các giá trị lớn nhất tại các điểm tính được thể hiện trong Bảng 3.13 và các đồ thị từ Hình 3.68 đến Hình 3.73.

| Bảng 3.13. Các giá trị lới | n nhất tại điểm | tính theo số lượng |
|----------------------------|-----------------|--------------------|
|----------------------------|-----------------|--------------------|

| Số lượng tải trọng | 1 | 2 | 3 | 5 | 7 | 9 | 10 |
|-------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $U_{yC}^{max}(cm)$ | 1.8424 | 3.1220 | 3.9633 | 3.9926 | 4.0292 | 4.0441 | 4.0240 |
| U_{xA}^{max} (cm) | 0,2803 | 0,4557 | 0,5395 | 0,5148 | 0,5167 | 0,5182 | 0,5459 |
| N _{bar} ^{max} (N) | 32036 | 32478 | 32738 | 32805 | 32854 | 32884 | 32889 |

tải trọng di động

Nhận xét: Trường hợp kết cấu chịu tác dụng của nhiều tải trọng di động, đáp ứng của hệ tăng đáng kể so với trường hợp chịu một tải trọng di động. Tuy nhiên với giá trị vận tốc và khoảng cách giữa các tải trọng được khảo sát, khi có nhiều hơn 3 tải trọng tác dụng, ảnh hưởng của số lượng tải trọng tới đáp ứng động tại các điểm khảo sát thay đổi không đáng kể.



Hình 3.68. Đáp ứng chuyển vị đứng điểm giữa dầm theo thời gian



Hình 3.69. Quan hệ giữa chuyển vị đứng U_{yCmax} và số lượng tải trọng



Hình 3.70. Đáp ứng chuyển vị ngang đỉnh cột trái theo thời gian



Hình 3.71. Quan hệ giữa chuyển vị ngang U_{xAmax} và số lượng tải trọng



Hình 3.72. Đáp ứng lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa theo thời gian



Hình 3.73. Quan hệ giữa lực dọc trong thanh đàn hồi chính giữa N_{max} và số lượng tải trọng di động



3.3.7. Ảnh hưởng của lực khí động

Hình 3.74. Đáp ứng chuyển vị đứng điểm chính giữa dầm trên

×10⁻³ GOC XOAN MAT CAT GIUA DAM TREN-DUOI 10 8 6 Rad 4 2 0 -2 0 50 100 150 Times (s) a)U=50 m/s <u>×10</u>⁻³ GOC XOAN MAT CAT GIUA DAM TREN-DUOI 10 8 6 Rad 4 2 0 -2 0 50 100 150 Times (s) b)U=80 m/s GOC XOAN MAT CAT GIUA DAM TREN-DUOI 0.04 0.02 Rad ······ 0 -0.02 -0.04 0 50 100 150 Times (s) c)U=82 m/s

Hình 3.75. Đáp ứng chuyển vị xoắn của mặt cắt giữa dầm trên theo thời gian



Hình 3.76. Đáp ứng vận tốc đứng điểm giữa dầm trên theo thời gian



Hình 3.77. Đáp ứng gia tốc đứng điểm giữa dầm trên theo thời gian



Hình 3.78. Đáp ứng lực dọc trong thanh giữa theo thời gian

Để đánh giá ảnh hưởng của lực khí động tác dụng lên kết cấu, tác giả tiến hành khảo sát bài toán với các vận tốc gió tăng dần từ giá trị U=10 m/s. Kết quả đáp ứng chuyển vị, vận tốc, gia tốc điểm chính giữa nhịp dầm và góc xoắn quanh trục của mặt cắt giữa dầm với một số giá trị vận tốc gió khác nhau được thể hiện trên các đồ thị từ Hình 3.74 đến Hình 3.78.

Nhận xét: Khi vận tốc gió tăng dần, đáp ứng của kết cấu tại một số vị trí quan trọng đều tăng theo thời gian. Với hai dạng đáp ứng quan trọng nhất của kết cấu khi chịu tác dụng của lực gió là chuyển vị đứng và dao động xoắn tại chính giữa nhịp dầm, có thể thấy chuyển vị đứng mất ổn định sớm hơn.

Từ các đồ thị Hình 3.74 đến Hình 3.78, có thể khẳng định với hệ liên hợp dầm đôi-dây-cột-thanh đàn hồi mà luận án xét đến thì vận tốc gió tới hạn là vận tốc gió tới hạn đối với chuyển vị đứng điểm giữa dầm: U=60m/s.

3.3.8. Ảnh hưởng đồng thời của đoàn tải trọng di động và lực khí động

Phần này nghiên cứu đáp ứng động khi hệ liên hợp chịu tác dụng đồng thời của cả hai dạng tải trọng. Với vận tốc gió và vận tốc tải trọng di động khác nhau, kết quả khảo sát được thể hiện từ Hình 3.79 đến Hình 3.83.

Nhận xét:

Trong một số trường hợp, tải trọng di động có thể làm giảm đáp ứng động của kết cấu khi có gió tác dụng lên kết cấu với tốc độ cao. Nguyên nhân là do với trọng lượng bản thân, tải trọng di động sẽ hoạt động như thiết bị tiêu tán năng lượng, có tác dụng làm giảm dao động của hệ. Tuy nhiên hiệu ứng này còn phụ thuộc vào nhiều yếu tố như vị trí tải trọng di động, số lượng tải trọng, vận tốc tải trọng và vận tốc gió.

Khi vận tốc gió nhỏ, do trọng lượng bản thân nên tốc độ di chuyển khác nhau của các tải trọng di động có ảnh hưởng đáng kể đến đáp ứng động của kết cấu. Tuy nhiên, kết cấu không nhạy cảm với sự thay đổi vận tốc các tải trọng di động trong trường hợp vận tốc gió lớn, bởi khi đó đáp ứng của kết cấu chi phối bởi gió chiếm ưu thế hơn.



Hình 3.79. Đáp ứng chuyển vị đứng tại C theo thời gian



Hình 3.80. Đáp ứng góc xoắn mặt cắt tại C theo thời gian



Hình 3.81. Đáp ứng chuyển vị ngang tại A theo thời gian



Hình 3.82. Đáp ứng mô men uốn chân cột theo thời gian


Hình 3.83. Đáp ứng lực căng dây cáp chủ trái theo thời gian

3.4. Kết luận chương 3

Một số kết quả chính đạt được trong chương này như sau:

Giải bài toán dao động riêng của hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột –
 thanh đàn hồi, tính được tần số dao động riêng và thể hiện các dạng dao động
 riêng của kết cấu.

- Khảo sát số trên nhiều lớp bài toán đối với kết cấu liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh đàn hồi, trong đó sự thay đổi các thông số đặc trưng tải trọng, vật liệu, tham số hình học của kết cấu, ... cho thấy đáp ứng động của hệ theo thời gian, đặc biệt sự ảnh hưởng của các dạng tải trọng đến đáp ứng động của kết cấu thể hiện khá rõ nét.

- Các kết quả tính toán và nhận xét có tác dụng định hướng trong việc tính toán, lựa chọn các tham số thiết kết hợp lí cho các công trình có kiến trúc liên hợp như cầu dây văng, cổng chào, tháp truyền thông, chịu tác dụng của tải trọng khí động cũng như tải trọng di động. Bài toán dao động riêng của hệ liên hợp dầm đôi - dây - cột - thanh được tác giả thể hiện trong bài báo 6. Bài toán nghiên cứu đáp ứng động lực học của hệ liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động được thể hiện trong bài báo 1, 2, 4, 6, 8, 9, chịu tác dụng của lực khí động thể hiện trong bài báo 3, 7, và đồng thời cả hai dạng tải trọng này thể hiện trong bài báo 5 (Danh mục công trình của tác giả).

CHƯƠNG 4

NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM PHẢN ỨNG ĐỘNG CỦA KẾT CẦU DẦM ĐÔI – DÂY – CỘT – THANH CHỊU TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG DI ĐỘNG

4.1. Mục đích thí nghiệm

Chương 2 và chương 3 của luận án đã tiến hành phân tích động lực học của hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh đàn hồi chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động bằng phương pháp phần tử hữu hạn. Trong chương này, do hạn chế về điều kiện thực nghiệm thổi khí động với mô hình toàn bộ kết cấu ở Việt Nam cũng như kinh phí thực hiện luận án, tác giả tiến hành thí nghiệm kết cấu chịu tác dụng của riêng tải trọng di động (lực gió tác dụng bằng không). Cụ thể, luận án nghiên cứu thực nghiệm trong phòng thí nghiệm đối với mô hình kết cấu liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động dưới dạng một hoặc nhiều khối lượng di động. Bộ số liệu thu thập từ kết quả thí nghiệm trên mô hình thực sẽ góp phần kiểm tra và đánh giá độ tin cậy của thuật toán và bộ chương trình tính đã lập ở chương trước. Chương trình tính được kiểm chứng bởi thực nghiệm sẽ có độ tin cậy cao, cho phép giải nhiều lớp bài toán khác nhau, là tài liệu tham khảo tốt cho công tác tính toán thiết kế các công trình quân sự, dân sự. Mục đích cụ thể của thí nghiệm như sau:

 Đánh giá bằng thực nghiệm phản ứng động của mô hình liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh mô phỏng kết cấu cầu dây văng hai tầng chịu tác dụng của một hoặc nhiều khối lượng di động.

• Góp phần kiểm tra mức độ tin cậy của thuật toán PTHH và bộ chương trình tính COMLAF_2017 đã lập trong chương 2.

• Nâng cao năng lực của tác giả luận án về cách thức tổ chức, thực hiện thí nghiệm các nội dung liên quan đến cơ học, góp phần tích cực trong công tác giảng dạy sau này.

Quá trình thí nghiệm được tiến hành tại Phòng thí nghiệm Cơ học - Bộ môn Cơ học vật rắn – Học viện Kỹ thuật Quân sự.

4.2. Mô hình và các thiết bị thí nghiệm



4.2.1. Mô hình thí nghiệm

(a)

Hình 4.1. Mô hình thí nghiệm

(b)

a) Bản vẽ thiết kế kết cấu liên hợp b) Mô hình kết cấu sau khi đã hoàn thiện.
Bảng 4.1. Thông số kết cấu thí nghiệm

| | $E(N/m^2)$ | $A(m^2)$ | I(m ⁴) | W(kg/m) |
|----------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------------|---------|
| Dầm | 2,05.10 ¹¹ | 51,84.10 ⁻⁶ | 1,08.10 ⁻¹⁰ | 0.495 |
| Thanh liên kết | 2,05.10 ¹¹ | 51,84.10 ⁻⁶ | 1,08.10 ⁻¹⁰ | 0.495 |
| Cột | 2,05.10 ¹¹ | 0,388582 | 5208,33.10 ⁻¹⁰ | 2.284 |
| Dây cáp | 2,05.10 ¹¹ | 0,0372.10 ⁻⁴ | L _u : 51.69÷158.13 | 0.225 |
| | | | (cm) | |

Mô hình thí nghiệm gồm hai dầm chính được liên kết với nhau bởi các thanh dọc và thanh chéo, các cột và hệ thống dây cáp (Hình 4.1), với các thông số của vật liệu kết cấu như Bảng 4.1. Hệ gồm có:

- Hai hệ dầm chủ song song nằm ngang, sử dụng thép tiêu chuẩn, kích thước $10 \times 10 \times 0.6$ mm, khoảng cách giữa 2 tầng D=10cm. Trên mặt hai tầng được gắn các thanh nhựa thẳng, nhẹ để định hướng cho các tải trọng di động di chuyển thẳng dọc chiều dài kết cấu.

- 50 thanh thẳng, 52 thanh chéo nối hai dầm, sử dụng thép hộp với kích thước mặt cắt ngang $10 \times 10 \times 0.6$ mm.

- 2 hệ cột được chế tạo bằng thép hộp tiêu chuẩn, có chiều cao 100cm, các chân cột coi như bị ngàm chặt xuống sàn, mặt cắt ngang của cột $60 \times 60 \times 1.1$ mm.

Các dây cáp có đường kính 1.0mm, diện tích mặt cắt ngang 0.64mm².
 Hệ 40 dây cáp có đầu trên được gắn chặt với các cột; đầu dưới cáp gắn với dầm trên của kết cấu thông qua dụng cụ căng cáp.

Các nội dung thí nghiệm được thực hiện với sự hỗ trợ của các chuyên gia và các thiết bị đo đạc tại Phòng thí nghiệm Cơ học Máy - Học viện Kỹ thuật Quân sự.

4.2.2. Thiết bị thí nghiệm

Thiết bị thí nghiệm gồm 2 nhóm: Nhóm thiết bị gây tải gồm các tải trọng di động, hệ thống mô tơ để tạo vận tốc cho các tải trọng; nhóm thiết bị đo gồm hệ thống máy đo, các đầu đo gia tốc, biến dạng và hệ thống máy tính xử lí đi cùng.

4.2.2.1. Các thiết bị gây tải

Để đảm bảo tốc độ của tải trọng, tác giả bố trí các quả cân khối lượng m trên các xe di động, được kéo bằng mô tơ điện (có các giá trị tốc độ lần lượt là: 0.215m/s, 0.408m/s, 0.917m/s). Mỗi xe gồm một tấm gỗ hình chữ nhật kích thước 8×14 cm, được gắn 4 bánh. Khối lượng ôtô là 0,15kg. Tổng khối lượng các quả cân trên xe có các giá trị lần lượt là 2kg (đoàn tải trọng), 7kg (một tải trọng). Do độ cứng của dầm là khá lớn, và bề mặt dầm coi như phẳng, nên giả

thiết ảnh hưởng của khối lượng quả nặng đến vận tốc của xe là không đáng kể, có thể bỏ qua. Khoảng cách giữa 4 bánh của xe là 3cm×5cm, kích thước này bé rất nhiều so với chiều dài kết cấu, vì vậy có thể xem tải trọng tác dụng lên kết cấu là tải trọng tập trung đặt tại trọng tâm của ôtô với 4 đỉnh là vị trí của 4 bánh.

Hệ thống môtơ dùng để tạo vận tốc cho các tải trọng là động cơ không đồng bộ 3 pha rô to ngắn mạch kiểu 4K71C4, do công ty chế tạo máy điện Việt Nam – Hungary sản suất. Động cơ có công suất 0.75 kW, tốc độ quay đến 1380 vòng/phút, sử dụng điện áp 220-380V (Hình 4.2)



Hình 4.2. Động cơ không đồng bộ 3 pha rô to ngắn mạch

4.2.2.2. Các thiết bị đo

a) Thiết bị cảm biến gia tốc và biến dạng

Để xác định đáp ứng gia tốc, vận tốc, chuyển vị và biến dạng tại một điểm trên kết cấu, trong thí nghiệm dùng cảm biến gia tốc và tấm điện trở đo biến dạng cùng hệ thống máy đo động LMS.

Các cảm biến gia tốc dùng trong thí nghiệm là loại PCB Piezotronic

(Hình 4.3). Các thông số kĩ thuật của loại cảm biến này như sau:

- Khối lượng: 5.8g,
- Chiều dài: 22.4 mm,
- Độ nhạy (±10%) 10 mV/g (1.02 mV/(m/s²)
- Dải tần số đo 0.3÷15000 (±10%) Hz,
- Đỉnh cộng hưởng 50kHz,
- Sai số đo 0.05% hoặc nhỏ hơn,
- Vật liệu chế tạo: Titanium, với phần cảm biến làm bằng Ceramic.



Hình 4.3. Cảm biến gia tốc (a) và tấm điện trở đo biến dạng (b)

Tấm điện trở đo biến dạng là loại KFG-5-120-C1-11 của hãng Kyowa -Nhật Bản (Hình 4.4b). Các thông số kỹ thuật của tấm điện trở: chiều dài 5mm, chuẩn đo 2mm, điện trở $120.2\pm0,2\Omega$, hệ số gauge k = 2,10 ±1.0%. Theo đó, để xác định đáp ứng biến dạng của một điểm thuộc kết cấu, cần mài nhẵn và làm sạch điểm cần đo bằng dung môi chuyên dụng, sau đó gắn chặt các tấm điện trở với bề mặt của kết cấu tại vị trí đo, theo cần phương đo bằng keo dán chuyên dụng.

b) Thiết bị đo dao động:

Thiết bị đo dao động dùng trong thí nghiệm là máy đo động đa năng LMS kèm phần mềm phân tích FFT, do hãng LMS (Mỹ) sản xuất (Hình 4.4). Máy có kiến trúc mở theo chuẩn công nghiệp. Trên máy có 16 khe cắm tương đương với 16 kênh đo hoạt động độc lập, có thể đo và phân tích số liệu với tốc độ lấy mẫu tối đa 102.4 kHz, ghi số liệu thành file để xử lý số liệu bằng phần mềm tích hợp trên máy tính. Ngoài ra máy có thể chịu được điều kiện làm việc khác nhau như rung xóc, nhiệt độ cao (đến 55^oC), nên phù hợp với điều kiện đo đạc tại phòng thí nghiệm cũng như ngoài hiện trường. Dữ liệu của tất cả các kênh đo đều được phần mềm LMS Testlab ghi lại đồng thời ngay tại thời điểm đo. Việc tổ hợp các môđun cần thiết cho mỗi lần đo khiến việc đo lường trong các thí nghiệm trở nên đơn giản và linh hoạt. Các môđun và đầu đo gia tốc hiện có tại Phòng thí nghiệm Cơ học máy có thể đo được đầy đủ các đặc trưng phản ứng động của kết cấu thí nghiệm.



Hình 4.4. Máy đo động đa năng LMS và màn hình hiển thị kết quả đo Các thông số cơ bản của máy đo động LMS:

- Số lượng kênh đo tối đa: 16 kênh,
- Cấp chính xác: 0,0025%,
- Độ phân dải ADC: 16bit,
- Tốc độ trích mẫu: 19,2kHz,

4.3. Phương pháp xác định gia tốc, chuyển vị và biến dạng của kết cấu

Để xác định đáp ứng dao động tại vị trí nào đó thuộc kết cấu, cần tiến hành gắn đầu đo gia tốc cố định tại điểm cần đo. Tuỳ theo phương cần xác định gia tốc, đầu đo gia tốc hình trụ được gắn vào kết cấu sao cho phương trục đầu đo trùng với phương cần đo gia tốc. Cụ thể trong nội dung thí nghiệm của chương này, đầu đo gia tốc gắn vào vị trí chính giữa dầm trên, dầm dưới và đỉnh cột trái, sao cho trục đầu đo vuông góc với mặt trung bình của kết cấu tại các vị trí đó. (Hình 4.5).



Hình 4.5. Gắn đầu đo gia tốc tại một số vị trí trên kết cấu

Dưới tác dụng của tải trọng, đầu đo gia tốc sẽ dao động theo cùng với kết cấu. Khi đó, tín hiệu đáp ứng gia tốc theo thời gian từ đầu đo được truyền về máy tính của thiết bị đo và hiển thị trên màn hình. Mỗi lần đo sẽ cung cấp một bộ số liệu thể hiện đáp ứng gia tốc theo thời gian của các vị trí được gắn đầu đo. Từ bộ số liệu này, phần mềm LMS Testlab được tích hợp trong máy tính tiến hành phân tích và kết quả cho ta đáp ứng vận tốc và chuyển vị theo

thời gian tại các điểm đo, theo phương được đo.

Đối với đáp ứng biến dạng của kết cấu tại một điểm bất kì, tiến hành gắn tấm điện trở lên bề mặt của kết cấu, phương của tấm biến dạng chính là phương biến dạng cần đo (Hình 4.6).



Hình 4.6. Quy trình gắn tấm điện trở đo biến dạng theo phương dọc trục cột trái

Để so sánh với bộ số liệu có được từ thực nghiệm, tác giả đã sử dụng chương trình COMLAF_2017 lập trong chương 2, với độ lớn và vận tốc của tải trọng di động tương ứng như trong thí nghiệm.

4.4. Phân tích và xử lý kết quả thí nghiệm

Việc thu thập, tích hợp số liệu (đáp ứng gia tốc, vận tốc, chuyển vị và biến dạng tại những điểm cần đo theo thời gian) của mỗi lần thí nghiệm được máy tính chuyên dụng của bộ thiết bị đo LMS thực hiện. Để có được kết quả đo trung bình, tác giả phải tiến hành đo đạc nhiều lần rồi xử lý thống kê, trình tự các bước như sau:

Giả sử, tiến hành đo n lần các giá trị gia tốc hoặc biến dạng tại mỗi vị trí cần xác định, mỗi lần đo có được bộ số liệu $[t_i, N_i]$, với i là số bước thời gian trích mẫu thí nghiệm của máy đo, N_i - đại lượng đo tại bước thời gian thứ i (gia

tốc, biến dạng).

Bước 1: Xuất bộ số liệu của n lần đo từ phần mềm máy tính.

Bước 2: Xác định trung bình \overline{N}_i của mỗi giá trị điểm đo trên dãy số liệu $(N_i)_i$ với $j=\overline{1,n}$:

$$\overline{N_i} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n} (N_i)_j$$

Bước 3: Tập hợp bộ số liệu $[t_i, \overline{N}_i]$, vẽ đáp ứng theo thời gian của bộ số liệu đo sau khi xử lý thống kê.

Bước 4: Vẽ đáp ứng theo thời gian, xác định giá trị lớn nhất và giá trị nhỏ nhất \overline{N}_{max} , \overline{N}_{min} của bộ số liệu sau khi đã xử lý:

$$\begin{cases} \overline{N}_{max} = max \left| \overline{N}_{i} \right| \\ \overline{N}_{min} = min \left| \overline{N}_{i} \right| \end{cases}$$

Bước 5: Làm tương tự đối với đồ thị đáp ứng vận tốc, chuyển vị tại điểm đo theo thời gian.

Bước 6: Đánh giá, nhận xét kết quả.

4.5. Thí nghiệm và kết quả đạt được

4.5.1. Mô tả thí nghiệm

Tại phía dưới của dầm trên (vị trí E gần sát cột) và chân cột trái (điểm B) tiến hành gắn tấm điện trở đo đáp ứng biến dạng (Hình 4.6). Đầu đo gia tốc được gắn tại vị trí giữa dầm trên (điểm C), dầm dưới (điểm D) và đỉnh cột trái (điểm A) (Hình 4.5). Việc liên kết các đầu đo với bộ máy đo thông qua bộ cáp tín hiệu tiêu chuẩn đồng bộ với máy.

Thực hiện thí nghiệm với các trường hợp khác nhau:

 Trường hợp 1: Một xe có khối lượng m=7kg chuyển động dọc theo tầng trên hoặc tầng dưới của kết cấu. Trường hợp 2: Đoàn tải trọng gồm ba xe, mỗi xe có khối lượng m=2kg, chuyển động dọc theo tầng trên hoặc tầng dưới của kết cấu.
 Giá trị vận tốc của các tải trọng tạo nên bởi động cơ không đồng bộ 3 pha là 1,12m/s.



a, Kiểm tra các đầu đo trước khi tiến hành thí nghiệm



b, Tạo tải trọng tác dụng và lấy tín hiệu đáp ứng của kết cấuHình 4.7. Tiến hành thí nghiệm

4.5.2. Thí nghiệm trên kết cấu liên hợp chịu một khối lượng di động

Tiến hành thí nghiệm với một xe có khối lượng m=7kg chuyển động dọc theo tầng trên hoặc tầng dưới của kết cấu với giá trị vận tốc 1,12m/s.



Hình 4.8. Quan sát kết quả hiển thị trên màn hình (một lần đo)

Tại một điểm đo để xác định bộ số liệu đáp ứng gia tốc hoặc biến dạng theo thời gian, tác giả tiến hành đo 15 lần (n=15). Bộ số liệu đo được thu thập, phân tích và xử lý thống kê, có được đáp ứng biến dạng hoặc gia tốc, vận tốc và chuyển vị theo thời gian tại các điểm đo.



Hình 4.9. Kết quả dữ liệu từ một lần đo

Kết quả bộ số liệu thí nghiệm sau khi được tác giả xử lý thống kê trên phần mềm Matlab và so sánh với kết quả tính toán bằng chương trình COMLAF_2017 đã lập. Hình 4.10 là đáp ứng gia tốc - thời gian tại đỉnh cột trái, Hình 4.11 là đáp ứng biến dạng dọc trục tại mặt dưới dầm (điểm đo E) cho hai phương pháp: lý thuyết và thực nghiệm. Bảng 4.2 tóm tắt kết quả giá trị lớn nhất và sai số giữa hai phương pháp trên.

Bảng 4.2. Giá trị đáp ứng lớn nhất của kết cấu liên hợp

| | Đầu đo | Lý thuyết | Thực nghiệm | Sai số [%] |
|-----------|-----------------------|-----------|-------------|------------|
| Gia tốc | A (m/s ²) | 3,75 | 3,24 | 15,7 |
| | C (m/s ²) | 12,12 | 10,97 | 10,5 |
| | D (m/s ²) | 12,50 | 10,58 | 15,2 |
| Biến dạng | В | 1,42.10-7 | 1,28.10-7 | 10,9 |
| | Е | 1,50.10-5 | 1,28.10-5 | 17,2 |

(Trường hợp hệ chịu một khối lượng di động)



Hình 4.10. Đáp ứng gia tốc phương ngang tại điểm đo A theo thời gian



Hình 4.11. Đáp ứng biến dạng dọc trục tại điểm đo E theo thời gian

Nhận xét: Đáp ứng gia tốc và biến dạng theo thời gian của hai phương pháp (lý thuyết và thực nghiệm) là khá đồng dạng, sai số các giá trị lớn nhất về chuyển vị đều nhỏ hơn 17,2% - là giá trị sai số chấp nhận được.



4.5.3. Thí nghiệm hệ liên hợp chịu tác dụng của đoàn tải trọng di động

Hình 4.12. Tiến hành thí nghiệm kết cấu chịu đoàn tải trọng di động

Tiến hành thí nghiệm với trường hợp 3 khối lượng chuyển động dọc theo dầm trên hoặc dầm dưới của kết cấu. Khoảng cách giữa các tải trọng là D=10cm, với trọng lượng mỗi tải trọng m=2kg.

Mỗi chỉ tiêu thí nghiệm cũng được thực hiện 15 lần. Bộ số liệu đo được xử lý thống kê và có được giá trị gia tốc và biến dạng lớn nhất, đồ thị đáp ứng gia tốc, biến dạng theo thời gian đại diện cho các lần đo. Kết quả bộ số liệu thí nghiệm được tác giả xử lý thống kê trên phần mềm Matlab và so sánh với kết quả tính toán bằng chương trình COMLAF_2017 đã lập. Hình 4.13 là đáp ứng gia tốc phương đứng tại điểm giữa nhịp dầm trên (điểm C) theo thời gian; Hình 4.14 là đáp ứng biến dạng dọc trục tại chân cột trái (điểm B) theo thời gian cho hai phương pháp: lý thuyết và thực nghiệm. **Bảng 4.3** tóm tắt kết quả giá trị đáp ứng lớn nhất tại các điểm đo và sai số giữa hai phương pháp trên.



Hình 4.13. Đáp ứng gia tốc đứng tại điểm đo C theo thời gian



Hình 4.14. Đáp ứng biến dạng dọc trục tại điểm đo B theo thời gianBảng 4.3. Giá trị đáp ứng lớn nhất của kết cấu

| | Đầu đo | Lý thuyết | Thực nghiệm | Sai số [%] |
|-----------|-----------------------|-----------|-------------|------------|
| Gia tốc | A (m/s^2) | 4,34 | 3,65 | 18,9 |
| | C (m/s ²) | 13,86 | 12,75 | 8,7 |
| | D (m/s ²) | 14,32 | 12,95 | 10,6 |
| Biến dạng | В | 1,79.10-7 | 1,52.10-7 | 17,8 |
| | Е | 1,47.10-5 | 1,23.10-5 | 19,9 |

(Trường hợp hệ chịu tác dụng của đoàn tải trọng di động)

Nhận xét: Trong trường hợp này, đáp ứng gia tốc và biến dạng theo thời gian tại các điểm đo trong thí nghiệm và lí thuyết là phù hợp về mặt quy luật. Sai số với bài toán đoàn tải trọng di động lớn hơn trường hợp một tải trọng di động tác dụng lên kết cấu, tuy nhiên giá trị lớn nhất ứng với hai phương pháp đều nhỏ hơn 20%, theo tác giả giá trị sai số này là chấp nhận được.

4.6. Kết luận chương 4

- Kết quả thực nghiệm và tính toán lý thuyết bằng chương trình tính COMLAF_2017 trên mô hình thực nghiệm tương tự là khá đồng dạng về quy luật, sai số trong phạm vi chấp nhận được, điều này cho phép góp phần khẳng định độ tin cậy của chương trình tính COMLAF_2017 đã lập ở chương 2.

 Bộ số liệu thí nghiệm làm phong phú, bổ sung thêm tài liệu nghiên cứu về đáp ứng động của kết cấu liên hợp mô phỏng cầu dây văng chịu tác dụng của tải trọng di động.

 Các nội dung thí nghiệm trình bày đã góp phần nâng cao khả năng tổ chức, thực hiện các nội dung trong lĩnh vực thí nghiệm cơ học cho tác giả luận án.

Một phần nội dung thí nghiệm được thể hiện trong bài báo 8 của luận án (Danh mục công trình của tác giả).

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

1. Những đóng góp mới của luận án

1. Trên cơ sở kế thừa và vận dụng lí thuyết phần tử hữu hạn về các loại phần tử và các mô hình tải trọng, luận án đã thiết lập thuật toán phân tích động lực học tuyến tính của hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh mô phỏng kết cấu cầu dây văng hai tầng chịu tác dụng của tải trọng di động và lực khí động, trong đó có xét đến thiết bị tiêu tán năng lượng TMD.

2. Từ thuật toán đã lập, tác giả đã xây dựng được bộ chương trình tính COMLAF_2017 trong môi trường Matlab, làm công cụ phân tích động lực học tuyến tính của hệ liên hợp chịu tải trọng di động, lực khí động và đồng thời cả hai tải trọng trên. Chương trình tính đã được kiểm chứng cho thấy bảo đảm độ tin cậy.

3. Khảo sát số phong phú trên nhiều thí dụ sát với thực tế, với sự thay đổi về thông số tải trọng, vật liệu, kích thước hình học, có và không có thiết bị TMD, để nghiên cứu ảnh hưởng của các yếu tố đó đến các thông số động lực học của hệ. Từ đó rút ra các nhận xét có ý nghĩa khoa học và thực tiễn.

4. Tiến hành thiết kế mô hình dầm đôi – dây – cột – thanh bằng vật liệu thép tiêu chuẩn. Sau đó thực hiện thí nghiệm mô hình trong phòng để xem xét đáp ứng động của hệ chịu một hoặc đoàn tải trọng di động. Kết quả nghiên cứu thực nghiệm góp phần kiểm chứng kết quả tính toán lý thuyết bằng chương trình tính COMLAF_2017, sai số trong phạm vi chấp nhận được, một lần nữa cho thấy độ tin cậy của thuật toán và chương trình tính do tác giả đã lập ở Chương 2. Ngoài ra, bộ số liệu thí nghiệm đã góp phần làm phong phú kết quả nghiên cứu thực nghiệm trong lĩnh vực này.

2. Nhận xét và kiến nghị

Qua nghiên cứu và các kết quả đạt được trong luận án, tác giả rút ra một

số nhận xét và kiến nghị như sau:

1. Phân tích động lực học của hệ liên hợp dầm – dây – cột chịu tác dụng của các dạng tải trọng khác nhau là bài toán khó và phức tạp. Tuy nhiên, luận án đã giải quyết được bài toán kết cấu dầm đôi – dây – cột – thanh chịu tác dụng đồng thời cả tải trọng di động và lực khí động. Đây là một cơ sở khoa học cho các nghiên cứu tiếp theo đối với các hệ liên hợp phức tạp khác như tấm – dây – cột, vỏ - dây – cột, ... chịu tác dụng đồng thời của nhiều dạng tải trọng: lực khí động, tải trọng di động, tải trọng động đất, tải trọng sóng xung kích,... phục vụ cho lĩnh vực xây dựng dân dụng, giao thông vận tải, an ninh quốc phòng,...

2. Tương tác qua lại giữa kết cấu với tải trọng di động và lực khí động có ảnh hưởng rất lớn đến đáp ứng động của hệ, đặc biệt trong trường hợp vận tốc các dạng tải trọng này lớn. Vì vậy, với mỗi kết cấu liên hợp cụ thể cần xác định được giá trị vận tốc tới hạn để khuyến cáo trong quá trình thiết kế, xây dựng và sử dụng.

3. Những nhận xét rút ra từ luận án về sự phụ thuộc của các kích thước và tính chất vật liệu kết cấu đến các đặc trưng động lực học của hệ giúp cho người thiết kế có cơ sở để lựa chọn hợp lí các chi tiết và vật liệu kết cấu.

4. Hướng phát triển tiếp theo của luận án:

- Với bài toán tương tác động lực học giữa hệ liên hợp và tải trọng di động, có thể xét đến độ mấp mô của mặt đường, các mô hình tải trọng di động phức tạp hơn với sự phân bố tải trọng ngẫu nhiên, xét đến đáp ứng động của bản thân tải trọng di động khi di chuyển trên kết cấu.

- Với bài toán tương tác động lực học giữa hệ liên hợp và lực khí động, có thể nghiên cứu các hiệu ứng khác gây ra bởi lực khí động như trong Bảng 1.2. Phân loại tác dụng của lực khí động trên kết cấu cầu), hoặc nghiên cứu tương tác giữa lực khí động và tải trọng di động.

DANH MỤC CÔNG TRÌNH CỦA TÁC GIẢ

- Nguyễn Thái Chung, Nguyễn Thị Cẩm Nhung, Lê Xuân Thùy, Nguyễn Văn Đăng, Lê Hoàng Anh (2012), "Phân tích động lực hệ liên hợp dầm đôi-dâycột-thanh chịu tác dụng của tải trọng di động", *Tạp chí Khoa học và Kỹ thuật* số 147 – Học viện KTQS, tr 128-137.
- Nguyễn Thái Chung, Nguyễn Thị Cẩm Nhung (2014), "Nghiên cứu ảnh hưởng của một số yếu tố đến phản ứng động của hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột chịu tác dụng của tải trọng di động", *Tuyển tập công trình Hội nghị Cơ* học kỹ thuật toàn quốc kỉ niệm 35 năm thành lập viện Cơ học, , ISBN 978-604-913-235-3, tr.73-82.
- 3. Nguyễn Thái Chung, Nguyễn Thị Cẩm Nhung, Vũ Anh Tuấn (2015), "Phân tích động lực học hệ liên hợp dầm đôi dây cột chịu tác dụng của lực khí động", *Tuyển tập công trình Hội nghị Cơ học kỹ thuật toàn quốc*, tập 2, NXB Đà Nẵng, ISBN: 978-604-84-1273-9, tr51-61.
- 4. Nguyễn Thị Cẩm Nhung (2015), "Nghiên cứu lựa chọn các thông số hợp lý của TMD nhằm giảm dao động hệ liên hợp chịu tác dụng của tải trọng di động", *Tạp chí Khoa học và Kỹ thuật* số 164, ISSN: 1859-0209, tr.111-120.
- 5. Hoàng Xuân Lượng, Nguyễn Thị Cẩm Nhung (2016), "Phân tích động lực học hệ liên hợp dầm đôi-dây-cột-thanh chịu tác dụng của hệ dao động di động và lực khí động", *Tạp chí Khoa học và Kĩ thuật* số 179, tr255-260.
- 6. Hoàng Xuân Lượng, Nguyễn Thị Cấm Nhung (2017), "Nghiên cứu dao động hệ liên hợp dầm đôi – dây – cột – thanh chịu tác dụng của nhiều tải trọng di động", *Tạp chí Xây Dựng* 9-2017, ISSN 0866-0762, tr.73-76.
- 7. Nguyen Thi Cam Nhung, Nguyen Thai Chung and Hoang Xuan Luong (2017), "Modeling of a beam-cable structure with a two node catenary cable element for analysis of aerodynamic vibrations", *The Tenth Nationnal Conference on Mechanics* (accepted).

- 8. Nguyen Thi Cam Nhung, Hoang Xuan Luong, Nguyen Thai Chung and Bui Manh Cuong (2017), "Numerical and experimental study on the dynamic response of the double beams-cables-columns system subjected to moving loads", *The Tenth Nationnal Conference on Mechanics* (accepted).
- 9. Nguyễn Thái Chung, Nguyễn Thị Cẩm Nhung, Lê Xuân Thùy (2017), "Phân tích động lực học hệ liên hợp dầm cong dây tấm chịu tác dụng của tải trọng di động", Hội nghị Cơ học toàn quốc lần thứ 10 (đồng ý đăng).

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tiếng Việt

- Nguyễn Đông Anh, Lã Đức Việt (2007), Giảm dao động bằng thiết bị tiêu tán năng lượng, Nhà xuất bản Khoa học tự nhiên và Công nghệ.
- 2. Trần Ngọc An (2014), Tính toán ổn định khí động flutter của dầm chủ trong kết cấu cầu hệ dây bằng phương pháp bước lặp, Luận án tiến sĩ kĩ thuật, Đại học Bách khoa Hà Nội.
- 3. Nguyễn Quốc Bảo, Trần Nhất Dũng (2002), *Phương pháp phần tử hữu hạn* Lý thuyết và lập trình, Tập 1,2, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật.
- 4. Nguyễn Thái Chung (2013), Thí nghiệm cơ học, Học viện Kỹ thuật Quân sự.
- 5. Nguyễn Thái Chung (2016), Cơ sở phương pháp phần tử hữu hạn và lập trình Ansys trong cơ kỹ thuật, Nhà xuất bản Quân đội Nhân dân.
- 6. Nguyễn Thái Chung, Hoàng Xuân Lượng (2010), "Phân tích động lực học dầm liên hợp chịu tác dụng đồng thời của tải trọng di động và động đất", *Tuyển tập Công trình khoa học Hội nghị Khoa học toàn quốc Cơ học vật rắn biến dạng lần thứ X*, Thái Nguyên 12-13/11/2010.
- 7. Đỗ Anh Cường, Tạ Hữu Vinh (2002), "Dao động của kết cấu hệ thanh chịu tải trọng di động", *Tuyển tập BCKH Hội nghị Cơ học toàn quốc lần thứ* 7, Hà Nội, tr. 15-23.
- 8. Hoàng Hà (2002), Nghiên cứu dao động uốn phi tuyến của kết cấu nhịp cầu dây văng chịu tác dụng của hoạt tải khai thác, Đề tài nghiên cứu khoa học cấp bộ, Đại học GTVT, Hà nội.
- 9. Phí Thị Hằng (2015), *Phương pháp phổ tần số trong nghiên cứu dao động của dầm chịu tải trọng di động*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Viện Cơ học.
- Bùi Khương (2003), Lý thuyết tính toán các hệ treo và cầu treo, Nhà xuất bản Giao thông vận tải, Hà Nội, 2003.
- 11. Lê Ngọc Lý (2013), Phân tích động lực học kết cấu tấm mỏng chịu tải trọng di động, Luận án tiến sỹ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật quân sự.

- 12. Nguyễn Văn Mỹ (2015), Nghiên cứu biện pháp nâng cao ổn định khí động học của kết cấu cầu hệ treo, Luận án tiến sĩ kĩ thuật, Đại học Xây Dựng.
- 13. Đỗ Kiến Quốc, Khổng Trọng Toàn, (1999), "Phân tích dao động của tấm trên nền đàn hồi chịu tải trọng chuyển động", *Tuyển tập công trình Khoa học Hội nghị Cơ học vật rắn biến dạng toàn quốc lần thứ 6*, Hà Nội.
- 14. Vũ Bình Tâm (2007), Tính toán dao động của tấm có hình dạng phức tạp chịu tác dụng của tải trọng khí động, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật quân sự, Hà Nội.
- Chu Quốc Thắng (1997), *Phương pháp phần tử hữu hạn*, Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật, Hà Nội.
- 16. Vũ Quốc Trụ (2000), Ôn định chuyển động của hệ dưới tác dụng của lực khí động, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật quân sự, Hà Nội.
- 17. Phan Thanh Tuấn (2012), "Phân tích động lực hệ dầm liên hợp chịu tác dụng đồng thời của tải trọng di động và lực khí động", Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật quân sự, Hà Nội.
- 18. Tạ Hữu Vinh, Hoàng Xuân Lượng, Đỗ Anh Cường (2004), "Ảnh hưởng của một số yếu tố đối với tương tác hệ thanh - tải trọng di động", *Tuyển* tập các công trình Hội nghị khoa học toàn quốc cơ học vật rắn biến dạng lần thứ VII (08/2004), Đồ Sơn-Hải phòng, tr 65-72.
- Tạ Hữu Vinh (2005), Nghiên cứu dao động của kết cấu hệ thanh chịu tải trọng di động bằng phương pháp số, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Học viện KTQS, Hà Nội, 2005.

Tiếng Anh

- Abdel-Ghaffar AM, Nazmy AS (1991), "3-D nonlinear seismic behavior of cable-stayed bridges", *Jounal of Structural Engineering ASCE*, vol 117, pp. 3456–3476.
- 21. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2012), LRFD Bridge Design Specifications, Washington.

- Akin J. E. and Mofi M. (1989), "Numerical solution for response of beams with moving mass", *Journal of Structural Engineering*, vol.115, no. 1, pp. 120–131, 1989.
- 23. Arindam Gan Chowdhury, Partha P. Sarkar (2003), "A new technique for identification of eighteen flutter derivatives using a three-degree-of-freedom section model", *Engineering Structures* 25, pp. 1763–1772.
- 24. Arshad Mehmood, Ahmad Ali Khan, Husain Medhi (2014), "Vibration Analysis of Beam Subjected to Moving Loads Using Finite Element Method", *IOSR Journal of Engineering (IOSRJEN)*, Vol. 04, Issue 05 (May. 2014), pp. 07-17.
- Ashley H., Zartarian G. (1956), "Piston Theory A New Aerodynamic Tool for the Aeroelastician", *Journal of the Aeronautical Sciences*, Vol. 23, No. 12, pp. 1109-1118.
- 26. Ayad-T. Saeed, Zhong-Gui Jiang and Zhuan-Yun Yang (2014), "Dynamic analysis of coupled wind-railway vehicle-bridge systems", the 2014 World Congress on Advances in Civil, *Environmental and Materials Rerearch (ACEM14)*, Busan, Korea, August 24-28, 2014.
- 27. Bathe K.J and Wilson E.L (1978), *Numerical method in finite method analysis prentice*, Hall of India Private Limited, New Delhi.
- Bettle J., Holloway, A.G.L. and Venart, J.E.S. (2003), "A computational study of the aerodynamic forces acting on a tractor-trailer vehicle on a bridge in cross-wind", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic*, 91(5), 573-592.
- 29. B. Biondi, G. Muscolino, and A. Sofi, "A substructure approach for the dynamic analysis of train-track-bridge system", *Computers and Structures*, vol. 83, no. 28–30, pp. 2271–2281, 2005.
- 30. Blejwas T.E., Feng C.C. and Ayre R S. (1979), "Dyamic interaction of

moving vehicles and structures", *Jounal of Sound and Vibration*, 67(4), pp. 513-522.

- Blocken B. (2014), "50 years of computational wind engineering: past, present and future", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic* 129, pp. 69-102.
- Bruno L., Khris S (2003), "The validity of 2D numerical simulations of vortical structures around a bridge deck", *Mathematical and Computer Modelling 37*, pp. 795–828.
- Bruno D., F. Greco, and P. Lonetti (2008), "Dynamic impact analysis of long span cable-stayed bridges under moving loads", *Engineering Structures*, vol. 30, no. 4, pp. 1160–1177, 2008.
- 34. Chen S. R. and Cai C. S. (2003), "Evolution of long-span bridge response to wind-numerical simulation and discussion", *Computers and Structures*, vol. 81, no. 21, pp. 2055–2066.
- 35. Cai C.S. and Chen, S.R. (2004), "Framework of vehicle-bridge-wind dynamic analysis", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic*, 92(7-8), pp. 579-607.
- 36. Cao Y., H. Xiang, and Y. Zhou (2000), "Simulation of stochastic wind velocity fild on long-span bridges", *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 126, no. 1, pp. 1–6.
- Changke J., Aiqun Li, Xiaoping Wu and Xin Dong (2013), "Seismic response analysis of a double-deck long-span cable-stayed bridge under multi-support excitations", *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 2013 Vol. 36, No. 3, pp. 314–334.
- Chen S.R. and Cai C.S. (2006), "Unified approach to predict the dynamic performance of transportation system considering wind effects", *Structural Engineering and Mechanics*, 23(3), pp. 279-292.

- Chen X., Matsumoto M., and Kareem A. (2000), "Time domain fitter and buffting response analysis of bridges", *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 126, no. 1, pp. 7–16, 2000.
- 40. Chen Z.W., Xu Y.L., Xia Y., Li Q. and Wong K.Y. (2011), "Fatigue analysis of long-span suspension bridges under multiple loading: Case study", *Engineering Structures*, 33(12), pp. 3246-3256.
- 41. Chen S.R. and Wu J. (2008), "Performance enhancement of bridge infrastructure systems: Long-span bridge, moving trucks and wind with tuned mass dampers", *Engineering Structures*30(11), pp. 3316-3324.
- Chin-Hsiung L., Chia-Ming Chang (2005), "MATLAB-based seismic response control of a cable-stayed bridge: cable vibration", *Structural Control and Health Monitoring*; 14:109–143.
- 43. Conti E., Grillaud G., Jacob J. and Cohen N. (1996), "Wind effects on Normandie cable-stayed bridge comparison between full aeroelastic model tests and quasi-steady analytical approach", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic*, 65, pp. 189-201.
- 44. Coussy O., Said M., and J.-P. van Hoove (1989), "The influence of random surface irregularities on the dynamic response of bridges under suspended moving loads", *Journal of Sound and Vibration*, vol. 130, no. 2, pp. 313–320.
- 45. C. Johansson, C. Pacoste, R. Karoumi (2013), "Closed-form solution for the mode superposition analysis of the vibration in multi-span beam bridges caused by concentrated moving loads", *Computers and Structures*, 119 (2013), pp. 85–94.
- 46. Dorigatti M., Sterling M., Rocchi D., Belloli M., Quinn A.D., Baker C.J. and Ozkan E. (2012), "Wind tunnel measurements of crosswind loads on high sided vehicles over long span bridge", *Journal of Wind Engineering* and Industrial Aerodynamic, 107-108, pp.214-224.

- 47. Dowell E. H. (1975), *Aeroelasticity of plates and shells*, Noordhoff International Publishing
- 48. Einar N. Strømmen (2010), *Theory of Bridge Aerodynamics*, c Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Fernando M., Ana M. Ruiz-Teran, M. Ahmer Wadee (2015), "Dynamic behaviour of steel–concrete composite under-deck cable-stayed bridges under the action of moving loads", *Engineering Structures 103* (2015), pp. 260–274.
- 50. F. T. K. Au, J. J. Wang, and Y. K. Cheung, "Impact study of cable-stayed bridge under railway traff using various models," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 240, no. 3, pp. 447–465, 2001.
- Francesco P., Fabio Giuliano, Franco Bontempi (2007), "Comparison of time domain techniques for the evaluation of the response and the stability in long span suspension bridges", *Computers and Structures* 85, pp. 1032–1048.
- 52. Fryba L. (1972), Vibration of Solids and Structures Under Moving Loads, Noordhoff International Publishing, Groningen
- Gbadeyan J. A. and S. T. Oni (1995), "Dynamic behaviour of beams and rectangular plates under moving loads", *Journal of Sound and Vibration*, vol. 182, no. 5, pp. 677–695, 1995.
- 54. Ge Y.J. and Tanaka H. (2000), "Aerodynamic flutter analysis of cablesupported bridges by multi-mode and full-mode approaches", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic*,86(2-3), pp. 123-153.
- 55. Guoqing Huang, Xinzhong Chen (2006), "Wind load effects and equivalent static wind loads of tall buildings based on synchronous pressure measurements", *Engineering Structures 29*, pp. 2641-2653
- 56. Guo A., Xu Y. L., and Li H. (2007), "Dynamic performance of cablestayed

bridge tower with multi-stage pendulum mass damper under wind excitations-II: experiment", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 6, no. 4, pp. 417–424.

- 57. Han Y., Hu J.X., Cai C.S., Chen Z.Q. and Li, C.X. (2013), "Experimental and numerical studies of aerodynamic forces on vehicles and bridges", *Wind and Structures*, 17(2), pp. 163-184.
- 58. Han Y., Cai C.S., Zhang J.R., Chen S.R. and He X.H. (2014), "Effects of aerodynamic parameters on the dynamic responses of road vehicles and bridges under crosswinds", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic*, 134, pp.78-95.
- 59. Henchi K., Fafard M., Talbot M., and Dhatt G. (1998), "An efficient algorithm for dynamic analysis of bridges under moving vehicles using a coupled modal and physical components approach", *Journal of Sound and Vibration*, vol. 212, no. 4, pp. 663–683.
- 60. Holger Svensson (2012), *Cable-stayed bridges 40 years of Experience worldwide*, Ernst & Sohn.
- 61. Hongyi Wei, Zhiqiang Wang, Qinghai Feng (2011), "Seismic Analysis and Design of Minpu Double-deck CableStayed Bridge", The welfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, *Procedia Engineering 14* (2011), pp. 1501–1509.
- Jain A., Jones, N.P. and Scanlan R.H. (1996), "Coupled aeroelastic and aerodynamic response analysis of long-span bridges", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic*, 60(1 - 3), pp. 69-80.
- Ke Li, Jing Ji (2012), "Dynamic Response of Bridge Subjected to Moving Harmonic Load", *Applied Mechanics and Materials* Vols 178-181 (2012), pp 2019-2022.
- 64. Kouichi Takeya, Eiichi Sasaki, Yusuke Kobayashi (2016), "Design and

parametric study on energy harvesting from bridge vibration using tuned dual-mass damper systems", *Journal of Sound and Vibration* 361 (2016), pp 50–65.

- 65. Lazzari M. (2005), "Time domain modelling of aeroelastic dridge decks: a comparative study and an application", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*; pp. 1064–1074.
- 66. Li Y.L., Qiang S.Z., Liao H.L. and Xu Y.L. (2005), "Dynamics of windrail vehicle-bridge systems", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic*, 93(6), pp. 483-507.
- 67. Li Y.L., Hu P., Xu Y.L., Zhang M.J. and Liao H.L. (2014), "Wind loads on a moving vehicle-bridge deck system by wind-tunnel model test", *Wind Structures.*, 19(2), pp. 145-167.
- 68. Lin Y.-H. and Trethewey M. W. (1990), "Finite element analysis of elastic beams subjected to moving dynamic loads", Journal of Sound and Vibration 136(2), pp. 323-342.
- 69. Liu H. (1991), *Wing Engineering: A Handbook for Structural Engineers*, Upper Saddle River, NJ, USA.
- 70. Mahmoud M. A. and Abou Zaid M. (2002), "Dynamic response of a beam with a crack subject to a moving mass", *Journal of Sound and Vibration*, vol. 256, no. 4, pp. 591–603, 2002.
- 71. Minorsky N. (1962), Nonlinear oscillations, Van Nostrand, New York.
- 72. Morris N.F (1974), "Dynamic analysis of cable-stiffened structures", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.100, pp. 971-981.
- 73. Nguyen Dinh Kien, Le Thi Ha (2011), "Dynamic characteristics of elastically supported beam subjected to a compressive axial force and a moving load", *Vietnam Journal of Mechanics*, VAST, Vol. 33, No. 2 (2011), pp. 113 131.

- 74. Nguyen Thai Chung, Hoang Hai, Shin Sang Hee (2016), "Dynamic analysis of high building with cracks in column subjected to earthquake loading", American Journal of Civil Engineering, Vol. 4, No. 5, pp. 233-240.
- 75. Nguyen Thai Chung, Do Ngoc Tien (2014), "Dynamic response of three dimension tunnel on elastic foundation subjected to moving vehicle loads", *Vietnam Journal of Mechanics*.
- 76. Xuan Toan Nguyen, Van Duc Tran (2017), "Determination of dynamic impact factor for continuous girder bridge due to vehicle braking force with finite element method analysis and experimental investigation", *Vietnam Journal of Mechanics*, Vol. 39, No. 2 (2017),pp. 1 16.
- 77. Ole Øiseth, Anders Ronnquist, Ragnar Sigbjornsson (2012), "Finite element formulation of the self-excited forces for time-domain assessment of wind-induced dynamic response and flutter stability limit of cable-supported bridges", *Finite Elements in Analysis and Design* vol 50, pp. 173–183.
- 78. Phan Duc Huynh, Nguyen N. Trung (2013), "Flutter and Buffeting Control of Long-span Suspension Bridge by Passive Flaps: Experiment and Numerical Simulation", *Int'l J. of Aeronautical & Space Sci.* 14(1), pp. 46–57.
- Olsson M. (1985), "Finite element model coordinate analysis of structures subjected to moving loads", *Journal of Sound and Vibration*, 99(1), pp. 1-12.
- Q. Ding and P. K. K. Lee, "Computer simulation of buffting actions of suspension bridges under turbulent wind", *Computers and Structures*, vol. 76, no. 6, pp. 787–797, 2000.
- Q. Li, Y. L. Xu, D. J. Wu, and Z. W. Chen, "Computeraided nonlinear vehicle-bridge interaction analysis", *Journal of Vibration and Control*, vol. 16, pp. 1791–1816, 2010.

- 82. Raid Karoumi (1999), Response of Cable Stayed and Suspension Bridges to Moving Vehicles, Doctoral Thesis, Royal Institute of Technonogy Department of Structural Engineering, Stockholm – Sweden.
- Raid Karoumi (1999), "Some modeling aspects in the nonlinear finite element analysis of cable supported bridges", *Computers and Structures* 71 (1999), pp. 397–412.
- 84. Rajib Ul Alam Uzzal, Rama B. Bhat and Waiz Ahmed (2012), "Dynamic response of a beam subjected to moving load and moving mass supported by Pasternak foundation", *Shock and Vibration* 19 (2012), pp. 205–220.
- Rao G. V (2000), "Linear dynamics of an elastic beam under moving loads", *Journal of Vibration and Acoustics*, Transactions of the ASME, vol. 122, no. 3, pp. 281–289.
- Rayleigh L. "Theory of Sound (two volumes)", 1954th ed., Dover Publications, New York.
- Joseph R. Rieker, Yih-Hwang Lin, Martin W. Trethewey (1996),
 "Discretization considerations in moving load finite element beam models", Finite Elements in Analysis and Design 21 (1996), pp.129-144.
- 88. Rocchi D. and Zasso A. (2002), "Vortex shedding from a circular cylinder in a smooth and wired configuration: comparison between 3D LES simulation and experimental analysis", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamic*, 90(4-5), pp. 475-489.
- 89. Partha P. Sarkar, Nicholas P. Jones, and Robert H. Scanlan (1992), "System identification for estimation of flutter derivatives", Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 41-44 (1992), pp. 1243-1254
- 90. Scanlan R.H. (1978), "The action of flexible bridges under wind, I: flutter theory", *Journal of Sound and Vibration* (1978) 60(2), pp. 187-199.
- 91. Scanlan R.H. and Jones, N. (1990), "Aeroelastic analysis of cable-stayed bridges", *Journal of Structure Engineering ASCE*, 116(2), 279-297.

- Scanlan R.H. and Tomko, J.J. (1971), "Airfoil and bridge deck flutter derivatives", *Journal of the Engineering Mechanics Division-ASCE*, 97(6), 1717-1737.
- 93. Shi X., Cai C.S. and Chen S. (2008), "Vehicle induced dynamic behavior of short-span slab bridges considering effect of approach slab condition", *Journal of Bridge Engineering - ASCE*, 13(1), pp. 83-92.
- 94. M. Shinozuka and C.-M. Jan, "Digital simulation of random processes and its applications", *Journal of Sound and Vibration*, vol. 25, no. 1, pp. 111– 128, 1972.
- 95. Simiu E. and Scanlan R. H. (1986), Wind Effects on Structures, 2nd ed., John Wiley & Sons, New York(1986).
- 96. Singgiresu S. Rao (2011), Mechanical vbrations, 5th ed., Prentice Hall.
- 97. Song X. D., Wu D. J., and Li Q., "Dynamic impact analysis of double-tower cable-stayed maglev bridges using a simple model", *Journal of Bridge Engineering*, vol. 19, pp. 34–43, 2014.
- S.Q. Wang, H. Xia, W.W. Guo and N. Zhang (2010), "Nonlinear dynamic response analysis of a long-span suspension bridge under running train and turbulent wind", *Interaction and Multiscale Mechanics*, Vol. 3, No. 4, pp. 309-320.
- 99. Stanislav Stoykov (2012), *Nonlinear vibrations of 3D beams*, Doctor of Philosophy, University of Porto.
- 100. Suzuki M., Tanemoto K. and Maeda T. (2003), "Aerodynamic characteristics of train/vehicles under cross winds", Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 91(1-2), pp. 209-218.
- 101. Ted Stathopoulos et al. (2007), *Wind effects on buildings and design of wind-sensitive structures*, Springer WienNewYork.
- 102. Timoshenko S. P (1922), "On the forced vibrations of bridges", *Philosophical Magazine*, Vol. 6, no. 257, pp. 1018–1019.

- 103. Toshio Miyata (2003), "Historycal view of long-span bridge aerodynamic", Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 91, pp.1393 – 1410.
- 104. Tu Hoang, Kevin Thomas Ducharme, Yeesock Kim, Pinar Okumus (2016), "Structural impact mitigation of bridge piers using tuned mass damper", *Engineering Structures* 112 (2016), pp. 287–294.
- 105. Vellozzi J. (1967), "Vibration of suspension bridges under moving load", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 93, pp.123-138.
- 106. Vera De Salvo, Giuseppe Muscolino, Alessandro Palmeri (2010), "A substructure approach tailored to the dynamic analysis of multi-span continuous beams under moving loads", Journal of Sound and Vibration 329 (2010), pp. 3101–3120.
- 107. V. Boonyapinyo, T. Miyata, and H. Yamada (1999), "Advanced aerodynamic analysis of suspension bridges by state-space approach", *Journal of Structural Engineering*, vol. 125, no. 12, pp. 1357–1366.
- 108. V.Xinzhong Chen, Ahsan Kareem (2002), "Advances in modeling of aerodynamic forces on bridge decks", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol128, No 11,2002, pp. 1193-1205.
- 109. Wang B., Xu Y.L., Zhu L.D., Cao S.Y. and Li Y.L. (2013), "Determination of aerodynamic forces on stationary/moving vehiclebridge deck system under crosswind using computational fluid dynamics", *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*.7(3), pp.355-368.
- 110. Wardlaw R. L. (1971), *Some approaches for improving the aerodynamic stability of bridge road decks*, Proc, Third conf, On wind effects, Tokyo.
- 111. W. Weaver, S. P. Timoshenko, and D. H. Young, Vibration Problems in Engineering, John Wiley & Sons, 1990

- 112. Xia H., Guo W.W., Zhang N. and Sun G.J. (2008), "Dynamic analysis of a train-bridge system under wind action", *Computers and Structures*, 86(19-20), pp. 1845-1855.
- 113. Xia H., Xu Y. L., and Chan T. H. T (2000), "Dynamic interaction of long suspension bridges with running trains", *Journal of Sound and Vibration*, vol. 237, no. 2, pp. 263–280.
- 114. Xu Y.L. and Guo W.H. (2003), "Dynamic analysis of coupled road vehicle and cable-stayed bridge systems under turbulent wind", *Journal of Engineering Structures*, 25(4), pp. 473-486.
- 115. Yan Han, C.S. Cai, Jianren Zhang, Suren Chen, Xuhui He (2014), "Effects of aerodynamic parameters on the dynamic responses of road vehicles and bridges under cross winds", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 134, pp. 78–95.
- 116. Y. B. Yang, J. D. Yau, and Y. S. Wu (2004), *Vehicle-Bridge Interaction Dynamic: with Applications to High-Speed Railways*, World Scientific.
- 117. F. Yang and G. A. Fonder, "An iterative solution method for dynamic response of bridge-vehicles systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 25, pp. 195–215.
- 118. Yozo Fujino, Kichiro Kimura, Hiroshi Tanaka (2012), Wind Resistant Design of Bridges in Japan, Developments and Practices, Springer Tokyo.
- 119. Yufen Zhou, Suren Chen (2015), "Fully coupled driving safety analysis of moving traffic on long-span bridges subjected to crosswind", *Journal* of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 143, pp. 1–18.
- 120. Yufen Zhou, Suren Chen (2015), "Numerical investigation of cable breakage events on long-span cable-stayed bridges under stochastic traffic and wind", *Engineering Structures 105*, pp. 299–315.

- 121. Zhang, W. and Cai, C.S. (2012), "Fatigue reliability assessment for existing bridges considering vehicle and road surface conditions", *Journal of Bridge Engineering - ASCE*, 17(3), pp. 443-453.
- 122. Zhitian Zhang et al. (2011), "Indicial Functions for Bridge Aeroelastic Forces and Time-Domain Flutter Analysis", *Journal of Bridge Engineering*, 16, pp.546-557.
- 123. Zhu L.D., Li L., Xu Y.L. and Zhu Q. (2012), "Wind tunnel investigations of aerodynamic coefficients of road vehicles on bridge deck", *Journal of Fluids* and Structures, 30, pp. 35-50.
PHŲ LŲC

Phụ lục 1. Mười dạng dao động riêng đầu tiên của kết cấu









Phụ lục 2: Ma trận thành phần của ma trận độ cứng phần tử thanh không gian:

| | $\left[\frac{\text{EF}}{1}\right]$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
|---------------------|------------------------------------|------------------------------------|--------------------------|---------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|---------------------------|
| [K ₁₁]= | 0 | $\frac{12EJ_z}{l^3}$ | 0 | 0 | 0 | $\frac{4\mathrm{EJ}_{z}}{l^{2}}$ | |
| | | | $\frac{12EJ_{2}}{l^{3}}$ | <u>y</u> 0 | $-\frac{6EJ_y}{l^2}$ | <u> </u> | |
| | - | | - | $\frac{\text{GJ}_{p}}{1}$ | 0 | 0 | |
| | dx | | | Ĩ | $\frac{4 \text{EJ}_{y}}{1}$ | - 0 | |
| | | | | | 1 | $\frac{4 \text{EJ}_{x}}{1}$ | |
| [K ₂₂]= | | $\left[\frac{\text{EF}}{1}\right]$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | 0 | $\frac{12EJ_z}{1^3}$ | 0 | 0 | 0 | $\frac{6EJ_z}{1^2}$ |
| | | | - | $\frac{12EJ_y}{l^3}$ | 0 | $\frac{6EJ_y}{1^2}$ | 0 |
| | | | | - | $\frac{\text{GJ}_{p}}{1}$ | 0 | 0 |
| | | | dx | | Ĩ | $\frac{4\mathrm{EJ}_{\mathrm{y}}}{1}$ | 0 |
| | | | | | | 1 | $\frac{4 \text{EJ}_z}{1}$ |

$$\begin{bmatrix} K_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{EF}{1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & -\frac{12EJ_z}{1^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EJ_z}{1^2} \\ & & -\frac{12EJ_y}{1^3} & 0 & -\frac{6EJ_y}{1^2} & 0 \\ & & & -\frac{GJ_p}{1} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{2EJ_y}{1} & 0 \\ & & & & & \frac{2EJ_z}{1} \end{bmatrix}$$

Ma trận thành phần của ma trận khối lượng phần tử thanh không gian:

$$\begin{bmatrix} M_{11} \end{bmatrix} = \rho FI \begin{vmatrix} \frac{1}{3} & & & \\ 0 & \frac{13}{35} & & dx \\ 0 & 0 & \frac{13}{35} & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{J_p}{3F} \\ 0 & 0 & -\frac{111}{210} & 0 & \frac{1^2}{105} \\ 0 & \frac{111}{210} & 0 & 0 & 0 & \frac{1^2}{105} \end{vmatrix},$$

$$[M_{22}] = \rho FI \begin{pmatrix} \frac{1}{3} & & & \\ 0 & \frac{13}{35} & dx & & \\ 0 & 0 & \frac{13}{35} & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{J_p}{3F} & & \\ 0 & 0 & \frac{111}{210} & 0 & \frac{1^2}{105} & \\ 0 & -\frac{111}{210} & 0 & 0 & 0 & \frac{1^2}{105} \end{bmatrix}$$
$$[M_{21}] = [M_{12}] = \rho FI \begin{pmatrix} \frac{1}{6} & & & \\ 0 & \frac{9}{70} & dx & & \\ 0 & 0 & \frac{9}{70} & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{J_p}{6F} & \\ 0 & 0 & \frac{131}{420} & 0 & -\frac{1^2}{140} & \\ 0 & -\frac{131}{420} & 0 & 0 & 0 & -\frac{1^2}{140} \end{bmatrix}$$

trong đó: l - chiều dài phần tử, F - diện tích mặt cắt ngang phần tử, ρ - khối lượng riêng phần tử, Jz - mô men quán tính mặt cắt ngang phần tử đối với trục z, Jy - mô men quán tính mặt cắt ngang phần tử đối với trục y, Jp – mô men quán tính độc cực của mặt cắt đối với trục.

Các ma trận độ cứng khí động và ma trận cản khí động:

Phụ lục 3: Văn bản chương trình bài toán xuất phát bằng Matlab

```
%BRIDGE : HE LIEN HOP DAM DOI - COT - THANH - CABLE
<u>&_____</u>
% PURPOSE
    CAU chiu Luc khi dong 8 he so flutter va nhieu tai trong di dong
    Tai trong di dong la he dao dong di dong co gia toc
응
    for a simple frame structure.
% Last modified: 2017/28/7
%_____
clc;
clear all;
% XDungMohinh3D;
% PURPOSE
   1. NHAP DU LIEU DAU VAO CHO CAU,
8
   2. XAY DUNG MO HINH CAU
응
응
  for a simple frame structure.
<u>&</u>_____
$120 PT DAM, 60 PT THANH DUNG, 60 PT THANH CHEO, 48 PT CABLE
%DAM, COT, THANH deu su dung phan tu BEAM 3D 12*12 bac tu do,
              có 6 BTD moi nut.
응
%CABLE su dung phan tu cable 4*4 phi tuyen chiu keo, co 2 BTD moi nut.
clear all;
clc;
L=600;L1=120;L2=L1;L3=L1;L4=L1;L5=L1;
d=6;
Lz1=30;Lz2=36;Lz3=24;Lz=Lz1+Lz2+Lz3+d;
B=20;
8 ----- Generate the model -----
% ------ material data ------
           ep = [E G A Iy Iz Kv m (alpha beta)]; element properties
응
응
                               E: Young's modulus
응
                               G: Shear modulus, G=E/2.6
                               A: Cross section area
응
응
                               Iy: moment of inertia, local y-axis
                               Iz: moment of inertia, local z-axis
읒
응
                               Kv: Saint-Venant's torsion constant
응
                               m: mass per unit of length
                               alpha, beta: C = alpha*K + beta*M
읒
         [2.0e11 2.0e11/2.6 0.93 43.33 0.26 0.17 19640];
epGirder=
epGirderCent=[2.0e11 2.0e11/2.6 1.11 43.33 1.29 0.17 19640];
      [2.0e11 2.0e11/2.6 0.15 5.26 1.26 0.17 19640];
epBar=
epPylonAbove=[2.8e10 2.8e10/2.6 13.01 69.33 34.52 69.33 30650];
epPylonBelow=[2.8e10 2.8e10/2.6 18.58 130 86.31 130 43780];
epLink=
         [2.0e11 2.0e11/2.6 0.56 0.1
                                        0.1 0.01 4380
epCable1= [2.0e11 0.0362 158.13 398 .3980]; % So lieu Cable
epCable2= [2.0e11 0.0232 134.66 255 .2550];
epCable3= [2.0e11 0.0204 111.64 225 .2250];
epCable4= [2.0e11 0.0176 89.43 194 .1940];
epCable5= [2.0e11 0.0139 68.8 153 .1530];
```

```
epCable6= [2.0e11 0.0113 51.69 125 .1250];
epCable12=[2.0e11 0.0372 158.12 409 .4090];
epTMD=[10000 10000];
mTMD=15600;
xTMD=300;
                       %toa do treo TMD tren dam duoi
etaD=0.02;
%-----GENERATION OF COORDINATES and CONNECTIVITIES------
nd=120;
             %So phan tu 2 dam chu
ntc=nd/2;
                  %So thanh cheo noi 2 dam chu
ntd=ntc-1;
                  %So thanh doc noi 2 dam chu
Led=2*L/nd;
                  %Chieu dai phan tu dam
                   %Khoang cach len cot cua cable
Lez2=2:
Lez1=6;
nc=48;
                   %So phan tu day cable
nz2=nc/4;
nz1=12;
                  %So phan tu 2 cot tru
nz=2*(nz1+nz2);
n=nd+ntd+ntc+nz+nc; %Tong so phan tu cua ket cau
                   %Tong so nut tren 2 dam chinh
nNodex=nd+2;
nNodez=(nz+2)-4;
                  %Tong so nut tren 2 cot (ko tinh 4 nut giao voi 2
dam)
nNode=nNodex+nNodez;%Tong so nut phan tu toan he
                  %so nut, so phan tu cot trai (phai) phia tren
nzAbove=6+12;
8-----MA TRAN CHUA SO HIEU NUT 2 DAU PHAN TU------
%%-----Phan tu DAM, THANH, COT
%DAM duoi
ENodes (1:nd/2,:)=[[1:nd/2]',[1:2:nNodex-2]',[3:2:nNodex]'];
%DAM tren
ENodes (nd/2+1:nd,:)=[[nd/2+1:nd]',ENodes (1:nd/2,2:3)+ones (nd/2,2)];
%Cac THANH doc
   %TD: mt chua so hieu nut 2 dau phan tu cac thanh doc
TD=[[1:2:nNodex]',[2:2:nNodex]'];
   %Loai bo 2 phan tu thanh trung voi 2 phan tu cot
                          %so phan tu thanh doc (cheo) tren L1
ntd1=L1/Led;
ntd2=(L-L5)/Led; %so phan tu thanh doc (cheo) tren L1+L2+L3+L4
TD(ntd1+1,:)=[];
TD(ntd2,:)=[];
ENodes (nd+1:nd+ntd,:) = [[nd+1:nd+ntd]', TD];
%Cac THANH cheo \\\
ENodes (nd+ntd+1:nd+ntd+ntc/2,:) = ...
          [[nd+ntd+1:nd+ntd+ntc/2]',[2:4:nNodex-4]',[3:4:nNodex-3]'];
%Cac THANH cheo ///
ENodes(nd+ntd+ntc/2+1:nd+ntd+ntc,:)=...
          [[nd+ntd+ntc/2+1:nd+ntd+ntc]',[3:4:nNodex-3]',[6:4:nNodex]'];
%COT ben trai
   %Phan COT phia duoi
```

```
nzUnder=Lz1/d:
                       %so nut, so phan tu cot trai (phai) phia duoi
  nn1=nd+ntd+ntc;
                                %So phan tu dam, thanh
  bb1=nNodex+nzUnder;
                                %Bien trung gian
ENodes (nn1+1:nn1+nzUnder+1,:)=[[nn1+1:nn1+nzUnder+1]', [nNodex+1:bb1,nd/5+
1]',...
               [nNodex+2:bb1,nd/5+1,nd/5+2]'];
   %Phan COT phia tren
  ENodes (nn1+nzUnder+2:nn1+nzUnder+1+nzAbove,:)=...
                [[nn1+nzUnder+2:nn1+nzUnder+1+nzAbove]',...
                [nd/5+2,bb1+1:bb1+nzAbove-1]',[bb1+1:bb1+nzAbove]'];
%COT ben phai
   %Phan COT phia duoi
  nn2=nn1+nzUnder+1+nzAbove;
                                 %Bien trung gian
  bb2=bb1+nzAbove;
                                 %Bien trung gian
  ENodes (nn2+1:nn2+nzUnder+1,:)=[[nn2+1:nn2+nzUnder+1]',...
       [bb2+1:bb2+nzUnder,4*nd/5+1]',...
               [bb2+2:bb2+nzUnder,4*nd/5+1,4*nd/5+2]'];
   %Phan COT phia tren
  bb3=bb2+nzUnder;
  ENodes (nn2+nzUnder+2:nn2+nz/2,:)=[[nn2+nzUnder+2:nn2+nz/2]',...
                [4*nd/5+2,bb3+1:bb3+nzAbove-1]',[bb3+1:bb3+nzAbove]'];
%Phan tu CABLE-----
bb4=nn2+nz/2;
ENodes (bb4+1:bb4+nc/4,:) = [[nn2+nz/2+1:nn2+nz/2+nc/4]',...
      [2:2:nd/5]', [bb1+nzAbove:-1:bb1+nzAbove-nc/4+1]'];
bb4=nn2+nz/2+nc/4;
ENodes (bb4+nc/4+1:bb4+nc/2,:) = [bb4+nc/4+1:bb4+nc/2]',...
      [nd/5+4:2:2*nd/5+2]', [bb1+nzAbove-nc/4+1:bb1+nzAbove]'];
ENodes (bb4+nc/2+1:bb4+3*nc/4,:) = [bb4+nc/2+1:bb4+3*nc/4]', ...
      [3*nd/5+2:2:4*nd/5]', [bb3+nzAbove:-1:bb3+nzAbove-nc/4+1]'];
ENodes(bb4+3*nc/4+1:bb4+nc,:) = [[bb4+3*nc/4+1:bb4+nc]',...
      [4*nd/5+4:2:nd+2]', [bb3+nzAbove-nc/4+1:bb3+nzAbove]'];
8-----MA TRAN CHUA BAC TU DO CAC NUT------
GDof=6*nNode:
                   %so bac tu do tong the
8-----Ma tran chua bac tu do cua cac nut PHAN TU DAM, THANH, COT, CABLE--
NodeDof=[[1:6:GDof]',[2:6:GDof]',[3:6:GDof]',...
                    [4:6:GDof]', [5:6:GDof]', [6:6:GDof]'];
% % NodeDof11(:,1)=[1:nNode];
% % NodeDof11(:,2:7)=NodeDof
%NodeDof1=NodeDof(:,[1,2]);
Edof=zeros(n,13);
Edof(:,1) = [1:n];
Edof(:,2:7) = NodeDof(ENodes(:,2),:);
Edof(:,8:13)=NodeDof(ENodes(:,3),:);
8-----MA TRAN CHUA TOA DO CAC NUT-------MA TRAN CHUA TOA DO CAC NUT-----
nodeCoord=zeros(nNode,4); %168*2
%DAM duoi
```

```
nodeCoord(1:2:nNodex,:)=[[1:2:nNodex]',[0:Led:L]',zeros(nNodex/2,2)];
%DAM tren
nodeCoord(2:2:nNodex,:) = [[2:2:nNodex]', ...
       nodeCoord(1:2:nNodex,2:4) + [zeros(nNodex/2,1),...
                                 ones (nNodex/2, 1) * d, zeros (nNodex/2, 1)];
%COT ben trai, phia duoi
                   %so nut, so phan tu cot trai (phai) phia duoi
nzUnder=Lz1/d;
nodeCoord (nNodex+1:nNodex+nzUnder,:)=[[nNodex+1:nNodex+nzUnder]',...
    ones(nzUnder,1)*L1,[-Lz1:Lez1:-d]',zeros(nzUnder,1)];
%COT ben trai, phia tren
nzAbove=6+12;
                     %so nut, so phan tu cot trai (phai) phia tren
NU1=nNodex+nzUnder;
                     %bien trung gian
nodeCoord(NU1+1:NU1+nzAbove,:)=[[NU1+1:NU1+nzAbove]',...
    ones (nzAbove,1) *L1, [d+d:Lez1:d+Lz2,d+Lz2+Lez2:Lez2:d+Lz2+Lz3]',...
    zeros(nzAbove,1)];
%COT ben phai, phia duoi
NU2=NU1+nzAbove;
                 %bien trung gian
nodeCoord (NU2+1:NU2+nzUnder,:)=[[NU2+1:NU2+nzUnder]',...
    ones (nzUnder,1) * (L-L1), [-Lz1:Lez1:-d] ', zeros (nzUnder,1)];
%COT ben phai, phia tren
NU3=NU2+nzUnder;
                   %bien trung gian
nodeCoord(NU3+1:nNode,:)=[[NU3+1:nNode]',...
    ones (nzAbove, 1) * (L-
L1), [d+d:Lez1:d+Lz2,d+Lz2+Lez2:Lez2:d+Lz2+Lz3]',...
    zeros(nzAbove,1)];
Coord=nodeCoord(:,2:4);
% ----- Draw a plot of the element mesh -----
[Ex,Ey,Ez]=coordxtr(Edof,Coord,NodeDof,2);
% % figure(1);
% % view(3);
% % eldraw3d(Ex,Ey,Ez);
% % grid on;
% % title('So do ket cau');
%TinhKMC3D;
% PURPOSE
응
    GHEP NOI MA TRAN DO CUNG TONG THE
    for a simple frame structure.
응
8-----
             _____
K=zeros(GDof);
C=zeros(GDof);
M=zeros(GDof);
for i=1:nd/10 % Dam bien trai, phia duoi
  [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epGirder);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for i=nd/10+1:4*nd/10 % Dam giua, phia duoi
  [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epGirderCent);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
```

```
for i=4*nd/10+1:nd/2 % Dam bien phai, phia duoi
  [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epGirder);
 K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for i=nd/2+1:6*nd/10 % Dam bien trai, phia tren
   [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epGirder);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for i=6*nd/10+1:9*nd/10 % Dam giua, phia tren
 [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epGirderCent);
 K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for i=9*nd/10+1:nd % Dam bien phai, phia tren
  eo(i,:) = [0 1 0];
  [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epGirder);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for i=nd+1:nd+ntd+ntc % Thanh noi dam tren-dam duoi
  [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epBar);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for i=nn1+1:nn1+nzUnder+1 % Cot day trai
  [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epPylonBelow);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
 K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for i=nn1+nzUnder+2:nn1+nzUnder+1+6 % Cot giua trai
  [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epPylonAbove);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for i=nn1+nzUnder+8:nn1+nzUnder+1+nzAbove % Cot dinh trai
  [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epPylonAbove);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
 K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for i=nn2+1:nn2+nzUnder+1 % Cot day phai
 [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epPylonBelow);
 K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
 K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for i=nn2+nzUnder+2:nn2+nzUnder+7% Cot giua phai
  [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epPylonAbove);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for i=nn2+nzUnder+8:nn2+nz/2 % Cot dinh phai
  [k,m]=beam3N(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),epPylonAbove);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
  K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
for ie=1:nc
                 %cable
    switch ie
    case \{1, 2, 47, 48\}
         ep=epCable1;
    case {3,4,21,22,27,28,45,46}
       ep=epCable2;
```

```
case {5,6,19,20,29,30,43,44}
        ep=epCable3;
    case {7,8,17,18,31,32,41,42}
        ep=epCable4;
    case {9,10,15,16,33,34,39,40}
        ep=epCable5;
    case {11,12,13,14,35,36,37,38}
        ep=epCable6;
    otherwise
        ep=epCable12;
    end
   [k,m] = Cable3d(Ex(i,:),Ey(i,:),Ez(i,:),ep);
        \texttt{K} = \texttt{assem} \left(\texttt{Edof}(\texttt{i},:),\texttt{K},\texttt{k}\right); \quad \texttt{M} = \texttt{assem} \left(\texttt{Edof}(\texttt{i},:),\texttt{M},\texttt{m}\right);
        K=assem(Edof(i,:),K,k); M=assem(Edof(i,:),M,m);
end
%Tap hop TMD
       [k,c] = TMD3 (Ex(n,:), Ey(n,:), Ez(n,:), epTMD);
        K=assem(Edof(n,:),K,k);
        C=assem(Edof(n,:),C,c);
        M=assem(Edof(n,:),M,mTMD);
       % M(1010,1010) = M(1010,1010) + mTMD;
% ----- Eigenvalue analysis -----
cot1=6*(nNodex+1);
                    %bac tu do cua nut dau tien cot 1
cot2=6*(nNodex+1+nz/2-1); %bac tu do cua nut dau tien cot 2
prescribedDof=[1 2 3 4 5 ... %nut 1
       7 8 9 10 11 ... %nut 2
       6*(nNodex-1)-4 6*(nNodex-1)-3 6*(nNodex-1)-2 6*(nNodex-1)-1 ...
                      6*nNodex-3
                                        6*nNodex-2
                                                         6*nNodex-1
       6*nNodex-4
       cot1-5 cot1-4 cot1-3 cot1-2 cot1-1 cot1 ...
       cot2-5 cot2-4 cot2-3 cot2-2 cot2-1 cot2];
[La,Eqv]=eigen(K,M,prescribedDof);
Freq=sqrt(La)/(2*pi);
Freq(1:10)
D1=sqrt(La);
%-----computation of the system vicious-damping------
betaR=2*etaD/(D1(1)+D1(2));
alphaR=betaR*D1(1)*D1(2);
C=alphaR*M+betaR*K;
%-----Aerodynamic Force-----
rho=1.25; %kg/m3 mat do khoi luong khong khi
U=15;
           %m/s
                    van toc trung binh cua gio
alpha0=2*pi/180;
w0=0.82;
mss=[44e3 44e3 44e3 44e3 44e3];
                                        %kg
%w0=0.168
P=zeros(GDof+length(mss),1);
[Kae1, Kae2, Kae3, Kae4, Cae1, Cae2, Cae3, Cae4, Fae1, Fae2] = . . .
                           matrankhidong4HA3D(B,U,w0,Led,rho,alpha0);
for e=1:nd
  Edof1=Edof(e,2:13);
  K0(Edof1,Edof1)=K0(Edof1,Edof1)+Kae1+Kae2-Kae3-Kae4;
  C0 (Edof1, Edof1) = C0 (Edof1, Edof1) - Cae1+Cae2-Cae3+Cae4;
  P(Edof1,1) = P(Edof1,1) + Fae1 + Fae2;
```

180

```
end
```

```
q=9.81;
% mss=[58e3/3 58e3/3 58e3/3];
                               %kg
k=[9.12e6 9.12e6 9.12e6 9.12e6 9.12e6]; %N/m
c=[8.6e4 8.6e4 8.6e4 8.6e4 8.6e4];
                                      %Ns/m
v0=[15 15 15 15 15];
                                  %m/s dau thoi diem bat dau tang toc,
                                 응
                                   va cuoi thoi diem giam toc
vmax=[25 25 25 25 25];
                                      %m/s, chay deu sau khi tang toc
% v0=[15 15 15 15 15];
                                  %m/s dau thoi diem bat dau tang toc,
응
                                  % va cuoi thoi diem giam toc
% vmax=[25 25 25 25 25];
                                    %m/s, chay deu sau khi tang toc
                                  %s thoi diem xuat phat cua cac xe
t0=[50,55, 60, 65, 70];
a0=[2 2 2 2 2];
                                     %m/s2, gia toc cac xe
dt=0.1;
                        %buoc lap
Tmax=L/v0(1)+2*t0(length(m %thoi gian cac he dao dong di chuyen tren dam
p=round(Tmax/dt);
                                %so buoc lap
for j=1:length(mss)
      T1(j)=(vmax(j)-v0(j))/a0(j) %time acceleration=time deceleration
      T2(j) = (L-2*(v0(j)*T1(j)+0.5*a0(j)*T1(j)^2))/vmax(j);
end
8-----GAN DIEU KIEN DAU-----
activeDof=setdiff([1:GDof],prescribedDof);
nDof=GDof+length(mss); % number of Dof
btddidong=[1:length(mss)]+GDof;
t=zeros(p+1,1);
u=zeros(nDof,p+1);
du=zeros(nDof,p+1);
ddu=zeros(nDof,p+1);
t(1) = 0;
u(:,1)=zeros(nDof,1);
u (NodeDof1(:),1)=0.01*ones (length (NodeDof1(:)),1);
du(:,1)=zeros(nDof,1);
ddu(:,1)=zeros(nDof,1);
8-----NEWMARK-------
alpha=1/4;
beta=1/2;
i=1;
while t(i)<Tmax</pre>
   t(i+1)=dt*i;
       Ms=[M0,zeros(GDof,length(mss));
           zeros(length(mss),GDof), zeros(length(mss))];
       Cs=[C0,zeros(GDof,length(mss));
           zeros(length(mss),GDof), zeros(length(mss))];
       Ks=[K0,zeros(GDof,length(mss));
           zeros(length(mss),GDof), zeros(length(mss))];
       Ps=[P;zeros(length(mss),1)];
           for j=1:length(mss)
```

```
if t(i+1)<t0(j)</pre>
                       a=0;
                       v=0;
                       xm=0:
                 elseif t(i+1)>=t0(j)&&t(i+1)<=T1(j)+t0(j)</pre>
                       tt=t(i+1)-t0(j);
                       a=a0(j);
                       v=a0(j)*tt+v0(j);
                       xm=0.5*a0(j)*tt^2+v0(j)*tt;
         응
                         pause
                  elseif t(i+1)>T1(j)+t0(j)&&t(i+1)<=(T1(j)+T2(j)+t0(j));</pre>
                       tt=t(i+1)-t0(j);
                       a=0;
                       v=vmax(j);
                       xm=0.5*a0(j)*T1(j)^2+v0(j)*T1(j)+v*(tt-T1(j));
                  elseif
t(i+1)>(T1(j)+T2(j)+t0(j))&&t(i+1)<=(T1(j)+2*T2(j)+t0(j))
                       tt=t(i+1)-t0(j)-T1(j)-T2(j);
                       a=-a0(j);
                       v=vmax(j)+a*tt;
                       xm=0.5*a0(j)*T1(j)^{2}+v0(j)*T1(j)+vmax(j)*T2(j)+...
0.5*a*tt^2+vmax(j)*tt;
                 elseif t(i+1)> (T1(j)+2*T2(j)+t0(j))
                       a=0;
                       v=0;
                       xm=0;
                  end
[Mp11,Mp12,Mp22,Cp11,Cp21,Cp22,Kp11,Kp21,Kp22,P1,P2,edofS,kt]=...
\texttt{MTBSa3D}(\texttt{mss}(j), \texttt{c}(j), \texttt{k}(j), \texttt{a}, \texttt{t0}(j), \texttt{L}, \texttt{Led}, \texttt{t}(\texttt{i+1}), \texttt{ENodes}, \texttt{Edof}, \texttt{g})
[Mm, Cm, Km, Pm, ka(j)]=TaphopMTBS(Ms, Cs, Ks, Ps, Mp11, Mp12, Mp22, ...
                       Cp11,Cp21,Cp22,Kp11,Kp21,Kp22,P1,P2,GDof,edofS,kt,j);
                  Ms=Mm;Cs=Cm;Ks=Km;Ps=Pm;
              end
         % Newmark
                  osdof=btddidong;
                   AA=osdof;
         if t(i+1)<t0(1)</pre>
                                                %thoi gian cho gio thoi
             btdtinh=activeDof;
         else
             btdtinh=[activeDof,osdof];
         end
u (btdtinh, i+1) = (Ms (btdtinh, btdtinh) / (alpha*dt^2) + beta/ (alpha*dt) *Cs (btdti
nh, btdtinh) +Ks (btdtinh, btdtinh) ) ^-1*...
Ps(btdtinh)+Ms(btdtinh,btdtinh)*(1/(alpha*dt^2)*u(btdtinh,i)+1/(alpha*dt)
*du (btdtinh,i)+(1/(2*alpha)-1)*ddu (btdtinh,i))...
+Cs (btdtinh, btdtinh) * (beta*u (btdtinh, i) / (alpha*dt) + (beta/alpha-
1) *du (btdtinh,i) + . . .
                    (beta/alpha-2)*dt/2*ddu(btdtinh,i)));
ddu (btdtinh,i+1) = (u (btdtinh,i+1) - u (btdtinh,i)) / (alpha*dt^2) -
u(btdtinh,i)/(alpha*dt)-...
                    (1/(2*alpha)-1)*ddu(btdtinh,i);
du (btdtinh,i+1)=du (btdtinh,i)+(1,beta)*dt*ddu (btdtinh,i)+beta*dt*ddu (btdt
inh,i+1);
              %pause;
```

```
i=i+1:
end,
T0=t0(1)-30 ;
Tphai=T1 (length(mss))+2*T2 (length(mss))+t0 (length(mss))-30;
Xtrai=[T0, T0]; Xphai=[Tphai,Tphai];
응응
figure(11);
hold on; box on;grid on;
xx=61*6;
         %bac tu do nut 62
gttb = (min(u(xx-6+1,1:p))+max(u(xx-6+1,1:p)))/2;
biendoA=max(u(xx-6+1,1:p))-gttb;
Ymax=gttb+1.2*biendoA;Ymin=gttb-1.2*biendoA;
YLim=[Ymin,Ymax];
ylim([Ymin,Ymax]);
xlim([0,Tmax-30]);
plot(t(30/dt:p+1)-30,u(xx+1,30/dt:p+1),'k','LineWidth',1.5);
plot(t(30/dt:p+1)-30,u(xx-6+1,30/dt:p+1),'b-.','LineWidth',1.5);
set(gca,...
    'Units', 'normalized',...
    'Position',[0.15 0.2 .75 .75],...
    'FontUnits', 'points',...
    'FontWeight', 'bold',...
    'FontSize',12, ...
    'FontName', 'calibri')
title('CHUYEN VI DOC TRUC X', 'Fontsize',12, 'FontName', 'calibri');
xlabel('Thoi gian (s)','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
ylabel(' U_x_C&U_x_D (m)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
legend('diem C', 'diem D', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
plot(Xtrai,YLim, 'r--');plot(Xphai,YLim, 'r--');
MuxC=max(abs(u(xx-6+1,30/dt:p+1)))
MuxD=max(abs(u(xx+1,30/dt:p+1)))
응응
%-----CHUYEN VI DUNG THEO PHUONG Y-----
figure(12);
hold on; box on;grid on;
gttb = (min(u(xx-6+2,1:p))+max(u(xx-6+2,1:p)))/2;
biendoA=max(u(xx-6+2,1:p))-gttb;
Ymax=gttb+1.2*biendoA;Ymin=gttb-1.2*biendoA;
YLim=[Ymin,Ymax];
ylim([Ymin,Ymax]);
xlim([0,Tmax-30]);
%xx=61*6;
            %bac tu do nut 62
plot(t(30/dt:p+1)-30,u(xx+2,30/dt:p+1),'k','LineWidth',1.5);
plot(t(30/dt:p+1)-30,u(xx-3*6+2,30/dt:p+1),'b-.','LineWidth',1.5);
set(gca,...
    'Units', 'normalized',...
    'Position', [0.15 0.2 .75 .75],...
    'FontUnits', 'points',...
    'FontWeight', 'bold',...
    'FontSize',12, ...
    'FontName', 'calibri')
title('CHUYEN VI DUNG THEO PHUONG Y', 'Fontsize', 12,
'FontName', 'calibri');
xlabel('Thoi gian (s)','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
ylabel(' U_y_C&U_y_D (m)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
legend('diem C', 'diem D', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
plot(Xtrai,YLim, 'r--');plot(Xphai,YLim, 'r--');
MuyC=max(abs(u(xx+2,30/dt:p+1)))
```

```
MuyD = max(abs(u(xx-3*6+2,30/dt:p+1)))
figure(13);
hold on; box on;grid on;
gttb = (min(du(xx-6+2,1:p))+max(du(xx-6+2,1:p)))/2;
biendoA=max(du(xx-6+2,1:p))-gttb;
Ymax=gttb+1.2*biendoA;Ymin=gttb-1.2*biendoA;
YLim=[Ymin,Ymax];
ylim([Ymin,Ymax]);
xlim([0,Tmax-30]);
%xx=61*6;
            %bac tu do nut 62
plot(t(30/dt:p+1)-30,du(xx+2,30/dt:p+1),'k','LineWidth',1.5);
plot(t(30/dt:p+1)-30,du(xx-3*6+2,30/dt:p+1),'b-.','LineWidth',1.5);
set(gca,...
    'Units', 'normalized',...
    'Position',[0.15 0.2 .75 .75],...
    'FontUnits', 'points',...
    'FontWeight', 'bold',...
    'FontSize',12, ...
    'FontName', 'calibri')
title('VAN TOC DUNG THEO PHUONG Y','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
xlabel('Thoi gian (s)','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
ylabel(' V y C&V y D (m/s)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
legend('diem C', 'diem D', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
plot(Xtrai,YLim, 'r--');plot(Xphai,YLim, 'r--');
MVyC=max(abs(du(xx+2,30/dt:p+1)))
MVyD=max(abs(du(xx-3*6+2,30/dt:p+1)))
응응
figure(14);
hold on; box on;grid on;
gttb = (min(ddu(xx-6+2,1:p))+max(ddu(xx-6+2,1:p)))/2;
biendoA=max(ddu(xx-6+2,1:p))-gttb;
Ymax=gttb+1.2*biendoA;Ymin=gttb-1.2*biendoA;
YLim=[Ymin,Ymax];
ylim([Ymin,Ymax]);
xlim([0,Tmax-30]);
plot(t(30/dt:p+1)-30,ddu(xx+2,30/dt:p+1),'k','LineWidth',1.5);
plot(t(30/dt:p+1)-30,ddu(xx-3*6+2,30/dt:p+1),'b-.','LineWidth',1.5);
set(gca,...
    'Units', 'normalized',...
    'Position',[0.15 0.2 .75 .75],...
    'FontUnits', 'points',...
    'FontWeight', 'bold',...
    'FontSize',12, ...
    'FontName', 'calibri')
title('GIA TOC DUNG THEO PHUONG Y', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
xlabel('Thoi gian (s)','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
ylabel(' A_y_C&A_y_D (m/s^2)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
legend('diem C', 'diem D', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
plot(Xtrai,YLim, 'r--');plot(Xphai,YLim, 'r--');
MayC=max(abs(ddu(xx+2,30/dt:p+1)))
MayD=max(abs(ddu(xx-3*6+2,30/dt:p+1)))
응응
8-----DAO DONG XOAN QUANH TRUC X-----
figure(15);
hold on; box on;grid on;
gttb = (min(u(xx+4,1:p))+max(u(xx+4,1:p)))/2;
```

```
biendoA=max(u(xx+4,1:p))-gttb;
Ymax=gttb+1.2*biendoA;Ymin=gttb-1.2*biendoA;
YLim=[Ymin,Ymax];
ylim([Ymin,Ymax]);
xlim([0,Tmax-30]);
plot(t(30/dt:p+1)-30,u(xx+4,30/dt:p+1),'b','LineWidth',1.5);
%plot(t(30/dt:p+1)-30,u(xx-3*6+4,30/dt:p+1),'b-.','LineWidth',1.5);
set(gca,...
    'Units', 'normalized',...
    'Position',[0.15 0.2 .75 .75],...
    'FontUnits', 'points',...
    'FontWeight', 'bold',...
    'FontSize',12, ...
    'FontName', 'calibri')
title('DAO DONG XOAN QUANH TRUC X','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
xlabel('Thoi gian (s)','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
ylabel(' Phi C(rad)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
plot(Xtrai,YLim, 'r--');plot(Xphai,YLim, 'r--');
PhixC=max(abs(u(xx+4,30/dt:p+1)))
응응
%-----TAI TRONG DI DONG-----
figure(37);
hold on; box on; grid on;
gttb = (min(u(btddidong(3), 1:p)) + max(u(btddidong(3), 1:p)))/2;
biendoA=max(u(btddidong(3),1:p))-gttb;
Ymax=gttb+1.2*biendoA;Ymin=gttb-1.2*biendoA;
YLim=[Ymin,Ymax];
ylim([Ymin,Ymax]);
xlim([0,Tmax-30]);
plot(t(30/dt:p)-30,u(btddidong(3),30/dt:p),'b','LineWidth',1.5);
set(gca,...
    'Units', 'normalized',...
    'Position',[0.15 0.2 .75 .75],...
    'FontUnits', 'points',...
    'FontWeight', 'bold',...
    'FontSize',12, ...
    'FontName', 'calibri')
title('CHUYEN VI DUNG CUA TAI TRONG DI DONG 2', 'Fontsize', 12,
'FontName', 'calibri');
xlabel('Thoi gian (s)','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
ylabel(' Y_x_e','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
%legend('diem C', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
plot(Xtrai,YLim, 'r--');plot(Xphai,YLim, 'r--');
PhixC=max(abs(u(btddidong(3),30/dt:p)))
응응
%-----dinh cot trai-----
figure(118);
hold on; box on;grid on;
gttb=(min(u(144*6+1,1:p))+max(u(144*6+1,1:p)))/2;
biendoA=max(u(144*6+1,1:p))-gttb;
Ymax=gttb+1.2*biendoA;Ymin=gttb-1.2*biendoA;
YLim=[Ymin,Ymax];
ylim([Ymin,Ymax]);
xlim([0,Tmax-30]);
%xx=61*6;
           %bac tu do nut 62
plot(t(30/dt:p+1)-30,u(144*6+1,30/dt:p+1),'k','LineWidth',1.5);
%plot(t(30/dt:p+1)-30,u(144*6+3,30/dt:p+1),'b-.','LineWidth',1.5);
set(gca,...
```

```
'Units', 'normalized',...
    'Position',[0.15 0.2 .75 .75],...
    'FontUnits', 'points',...
    'FontWeight', 'bold',...
    'FontSize',12, ...
    'FontName', 'calibri')
title('CHUYEN VI DINH COT TRAI THEO PHUONG NGANG', 'Fontsize', 12,
'FontName', 'calibri');
xlabel('Thoi gian (s)','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
ylabel(' U x A&U z A (m)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
legend('Phuong X', 'Phuong Z', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
plot(Xtrai,YLim, 'r--');plot(Xphai,YLim, 'r--');
MuxA=max(abs(u(144*6+1,30/dt:p+1)))
MuzA=max(abs(u(144*6+3,30/dt:p+1)))
응응
8----- LUC DOC TRONG THANH DAN HOI CHINH GIUA-----
figure(19);
hold on; box on;grid on;
Nygiua=-0.15*2e10*(u(xx+2,1:p)-u(xx-6+2,1:p))/6; %Nz=deltaL*EF/L
gttb=(min(Nygiua(1:p))+max(Nygiua(1:p)))/2;
biendoA=max(Nygiua(1:p))-gttb;
Ymax=gttb+1.2*biendoA;Ymin=gttb-1.2*biendoA;
YLim=[Ymin,Ymax];
vlim([Ymin,Ymax]);
xlim([0,Tmax-30]);
%xx=61*6;
          %bac tu do nut 62
plot(t(30/dt:p)-30,Nygiua(30/dt:p),'b','LineWidth',1.5);
set(gca,...
    'Units', 'normalized',...
    'Position',[0.15 0.2 .75 .75],...
    'FontUnits', 'points',...
    'FontWeight', 'bold',...
    'FontSize',12, ...
    'FontName', 'calibri')
title('LUC DOC TRONG THANH DAN HOI CHINH GIUA', 'Fontsize', 12,
'FontName', 'calibri');
xlabel('Thoi gian (s)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
ylabel(' N y(N)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
plot(Xtrai,YLim,'r--');plot(Xphai,YLim,'r--');
MNy=max(abs(Nygiua(30/dt:p)))
응응
8-----MOMEN UON CHAN COT-----
Bcot=6.2; %m
Hcot=3;
         %m
xcot=0;
Ecot=2.8e10;
Lecot=6;
             %m
qchancot=u(123*6+[1:12],:);%u=zeros(nDof,p+1);
Mzchancot=le-6*Momenuon(Bcot,Hcot,xcot,Lecot,Ecot,qchancot);
figure(20);
hold on; box on;grid on;
qttb = (min(Mzchancot(30/dt:p)) + max(Mzchancot(30/dt:p)))/2;
biendoA=max(Mzchancot(30/dt:p))-gttb;
Ymax=gttb+1.2*biendoA;Ymin=gttb-1.2*biendoA;
YLim=[Ymin,Ymax];
vlim([Ymin,Ymax]);
xlim([0,Tmax-30]);
plot(t(30/dt:p)-30,Mzchancot(30/dt:p), 'b', 'LineWidth', 1.5);
```

```
set(gca,...
    'Units', 'normalized',...
    'Position',[0.15 0.2 .75 .75],...
    'FontUnits', 'points',...
    'FontWeight', 'bold',...
    'FontSize',12, ...
    'FontName', 'calibri')
title('MOMEN UON CHAN COT TRAI','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
xlabel('Thoi gian (s)','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
ylabel(' M z(MNm)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
plot(Xtrai, YLim, 'r--');plot(Xphai, YLim, 'r--');
MMz=max(abs(Mzchancot(30/dt:p)))
응응
[pIJ6]=LucCangCap(6,Edof,Ex,Ey,Ez,epCable3,u);
figure(21);
hold on; box on;grid on;
gttb=(min(pIJ6)+max(pIJ6))/2;
biendoA=max(pIJ6)-gttb;
Ymax=gttb+1.2*biendoA;Ymin=gttb-1.2*biendoA;
YLim=[Ymin,Ymax];
ylim([Ymin,Ymax]);
xlim([0,Tmax-30]);
plot(Xtrai,YLim, 'r--');plot(Xphai,YLim, 'r--');
plot(t(30/dt:p+1)-30,pIJ6(30/dt:p+1), 'b', 'LineWidth',1.5);
set(gca,...
    'Units', 'normalized',...
    'Position', [0.15 0.2 .75 .75],...
    'FontUnits', 'points',...
    'FontWeight', 'bold',...
    'FontSize',12, ...
    'FontName', 'calibri')
title('LUC CANG DAY CAP SO 6', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
xlabel('Thoi gian (s)','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
ylabel(' N_z (N)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri')
Mcap12=max(abs(pIJ6(30/dt:p+1)))
응응
[pIJ9]=LucCangCap(9,Edof,Ex,Ey,Ez,epCable5,u);
figure(23);
hold on; box on; grid on;
gttb=(min(pIJ9)+max(pIJ9))/2;
biendoA=max(pIJ9)-gttb;
Ymax=gttb+1.2*biendoA;Ymin=gttb-1.2*biendoA;
YLim=[Ymin,Ymax];
ylim([Ymin,Ymax]);
xlim([0,Tmax-30]);
plot(Xtrai,YLim, 'r--');plot(Xphai,YLim, 'r--');
plot(t(30/dt:p+1)-30,pIJ9(30/dt:p+1),'b','LineWidth',1.5);
set(gca,...
    'Units', 'normalized',...
    'Position',[0.15 0.2 .75 .75],...
    'FontUnits', 'points',...
    'FontWeight', 'bold',...
    'FontSize',12, ...
    'FontName', 'calibri')
title('LUC CANG DAY CAP SO 9','Fontsize',12, 'FontName','calibri');
xlabel('Thoi gian (s)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri');
ylabel(' N z (N)', 'Fontsize', 12, 'FontName', 'calibri')
Mcap12=max(abs(pIJ9(30/dt:p+1)))
```