

## CHƯƠNG 7

### TÍNH TOÁN CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

#### 7.1. MỘT SỐ VẤN ĐỀ TRONG TÍNH TOÁN THIẾT KẾ CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

Dựa trên các số lớn của cầu vòm CFST đã xây dựng trong thập kỷ gần đây, nhiều kinh nghiệm có giá trị đã thu được trong thiết kế kết cấu và thực hành xây dựng. Các phương pháp thiết kế hiện tại đưa một ít số lượng của hiệu ứng kim hãm của ống thép đối với lõi bê tông, và chỉ đánh giá độ ổn định kết cấu bằng giá trị riêng đàn hồi. Nó đã được biết đến rằng vành vòm cơ bản là kết cấu chịu nén. Sự tính toán của ứng suất thứ cấp do biến dạng của vòm, phân tích hiệu ứng phi tuyến hình học và ước lượng của khả năng chống đỡ cực hạn là quan trọng kết quả thiết kế kết cấu. Các kích thước của cầu vòm CFST được xác định bằng các lực bên trong không làm an toàn sự làm cho ổn định của cầu vòm CFST. Phương pháp thiết kế thích hợp cho ổn định kết cấu cần phải đưa vào số lượng các hiệu ứng phi tuyến hình học và phi tuyến vật liệu.

Để xử lý nội lực – ứng suất trong vòm sử dụng hệ cáp dự ứng lực dọc giữa 2 chân vòm căng khử lực đập ngang ở chân vòm. Các bó cáp này được bọc bảo vệ bằng vỏ cao su và nằm tự do trên mặt dầm dọc biên và dầm ngang. Sau khi căn xử lý ứng suất xong hệ cáp này sẽ được che bảo vệ bằng tấm chụp bê tông.

Lõi bê tông và ống thép trạng thái ứng suất 3D, bởi vì biến dạng bên của bê tông là được giới hạn bởi ống thép khi kết cấu CFST được nén dọc trục. Trong những năm gần đây, phương pháp phân tích thiết kế 3D (FEM) đã được sử dụng để tái tạo trạng thái cực hạn của kết cấu CFST (như của tác giả Fujii, 2003). Tuy nhiên, đánh giá cường độ cực hạn của các kết cấu CFST bằng FEM 3D vẫn khó khăn và không thực tế trong thiết kế công trình do các lý do sau:

- Quy luật phá hoại và quan hệ chủ yếu của bê tông trong trạng thái ứng suất 3 trục là phức tạp.

- Các kết quả tính toán phụ thuộc lớn vào các thông số vật liệu

- Số lượng tính toán là lớn

Để đơn giản tính toán, đưa ra các giả thiết sau:

- Mặt cắt phẳng đầu tiên vuông góc với trục trung hoà của nó sẽ luôn giữ nguyên mặt phẳng và vuông góc với trục trung hoà trong khi biến dạng

- Biến dạng cắt do lực cắt là được bỏ qua, và độ võng xoắn thoả mãn lý thuyết xoắn St Venant.

- Ứng suất cắt ảnh hưởng quan hệ ứng suất – biến dạng của vật liệu không được chú ý.

Mặc dù giả thiết đầu tiên là không cần thiết, nó có thể đơn giản tính toán. Thêm vào, giả thiết đầu tiên có thể được thoả mãn tương quan với các kết quả tính toán (Cai, 2003). Giả thiết thứ hai và thứ ba đã giới thiệu ở đây là bởi vì vành vòm là về cơ bản là kết cấu chịu nén, vì vậy ảnh hưởng của cắt và xoắn trên cường độ cực hạn của chúng là cần thiết.

## 7.2. TRÌNH TỰ THIẾT KẾ KẾT CẤU NHỊP DẦM GIẢN ĐƠN DỰ ỨNG LỰC

### Gồm các bước cơ bản sau:

**Bước 1:** Chuẩn bị các số liệu thiết kế ban đầu (được đưa ra trong nhiệm vụ thiết kế cầu): chiều dài nhịp, khổ cầu, tải trọng thiết kế, ...

**Bước 2:** Xác định các đặc trưng vật liệu của cầu. Lựa chọn sơ bộ hình dạng, bố trí và kích thước mặt cắt ngang của vòm chính, cáp treo, của dầm dọc, của dầm ngang, chọn chiều dài nhịp tính toán, số lượng dầm dọc, dầm ngang, khoảng cách dầm, chiều cao dầm, chiều dày bản mặt cầu, kích thước dầm ngang, kiểu và kích thước của vỉa hè, lan can, lớp phủ mặt cầu, ống nước, đèn chiếu sáng...

**Bước 3:** Phân tích kết cấu, xây dựng mô hình tính toán, xác định các đặc trưng hình học của vòm chủ qua các giai đoạn thi công và khai thác.

**Bước 4:** Phân tích tác động của các thành phần tải trọng lên cầu.

**Bước 5:** Tính các trị số nội lực thành phần chưa nhân hệ số và nội lực đã nhân hệ số lần lượt do: từng thành phần tĩnh tải, hoạt tải cho vành vòm cáp, dầm dọc, dầm ngang. Chọn ra các trị số nội lực bất lợi nhất. Phải tính cho các mặt cắt đặc trưng của dầm chủ ở các vị trí  $L/2$ ,  $L/4$ , mặt cắt gối, mặt cắt bất lợi về lực cắt.

**Bước 6:** Tổ hợp nội lực cho các mặt cắt theo các trạng thái giới hạn: TTGH Cường độ I, II, III; TTGH Sử dụng; TTGH Môi; TTGH Đặc biệt, tổ hợp tải trọng đứt cáp.

**Bước 7:** Hiệu chỉnh lại kích thước cho phù hợp với kết quả tính toán

**Bước 8:** Bố trí cốt thép DUL dọc dầm. Xác định lực căng trong các bó cáp treo.

**Bước 9:** Tính duyệt các bộ phận theo các tổ hợp tải trọng tương ứng.

**Bước 10:** Tính toán các vị trí cục bộ như: môi nối ống thép vòm chính, ứng suất cục bộ chân vòm

**Bước 11:** Duyệt ổn định ống thép, ổn định tổng thể của vành vòm trong giai đoạn thi công và khai thác. Duyệt ứng suất cục bộ trong khu vực đầu dầm do ứng lực tập trung gây ra.

**Bước 12:** Tính toán hiệu ứng co ngót, từ biến.

**Bước 13:** Tính toán, thiết kế bản mặt cầu và dầm ngang: xác định các mô hình tính toán, tính duyệt theo các TTGH cường độ và sử dụng. Bố trí chi tiết cốt thép.

Bài toán thiết kế kết cấu thường phải thỏa mãn nhiều yêu cầu về tính kinh tế kỹ thuật vì vậy cần lựa chọn cấu tạo, bố trí vật liệu và tính duyệt vài lần để có được cấu tạo kết cấu đáp ứng các yêu cầu chịu lực, chống biến dạng, có đủ mức độ dự trữ an toàn đồng thời không quá dư thừa vật liệu.

## 7.3. SỐ LIỆU ĐẦU VÀO

### 7.3.1. Giới thiệu kết cấu

- Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-01
- Tải trọng thiết kế: HL93, người đi  $3\text{kN/m}^2$
- Khổ cầu: 14m. Tổng bề rộng cầu  $B = 15\text{m}$

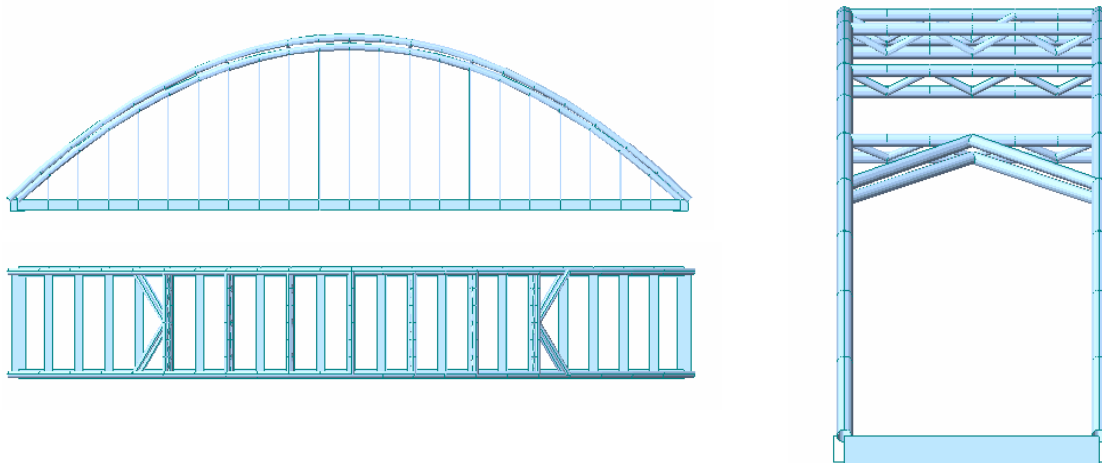
- Thông thuyền:  $H = 7\text{m}$ ,  $B = 50\text{m}$
- Cầu vòm ống thép nhồi bê tông có nhịp dài  $L = 117\text{m}$ . Đường tên 25m. Mặt cắt ngang vành vòm dạng ghép hai ống chiều cao 2.6m, đường kính một ống  $D = 1100\text{mm}$ . Mặt cắt ngang vành vòm có đường kính một ống  $D = 700\text{mm}$ .
- Dầm ngang dạng chữ I ghép
- Dầm dọc dạng hộp

### 7.3.2. Vật liệu

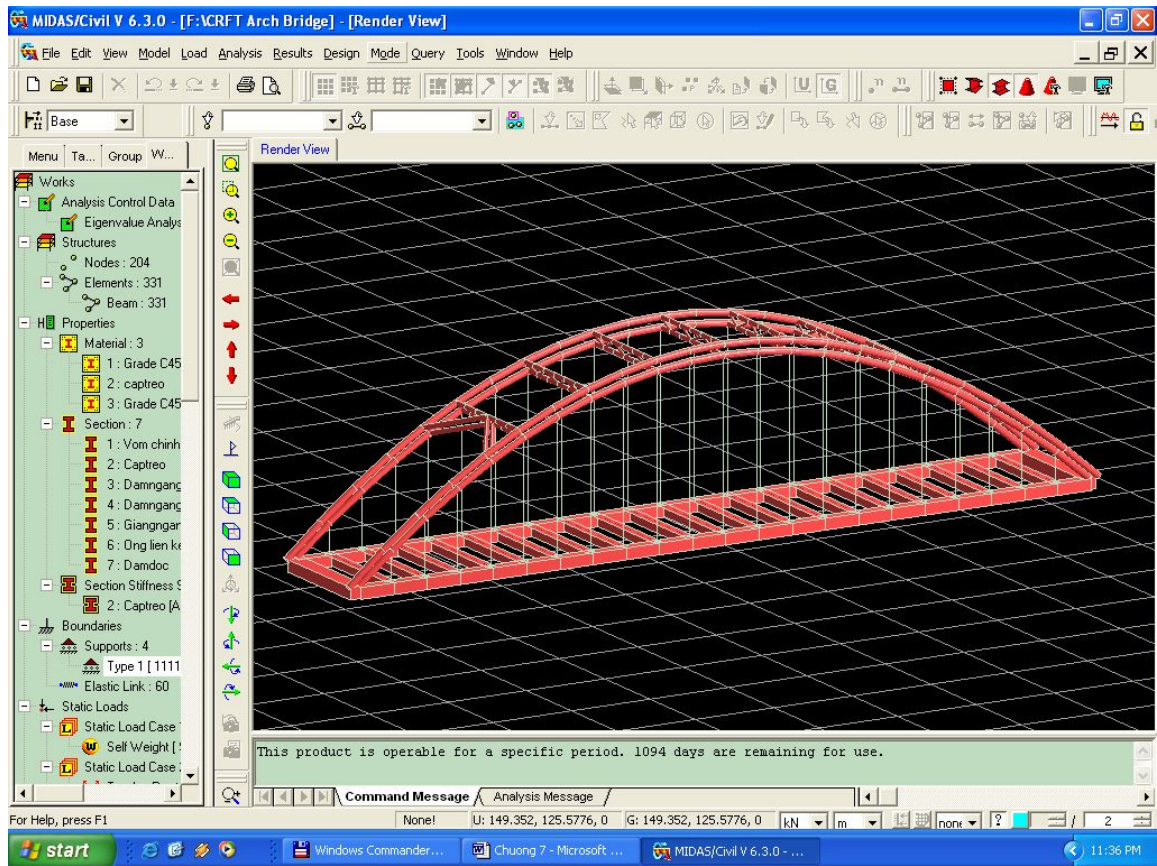
- Bê tông nhồi vành vòm cấp 45MPa
- Thép kết cấu: Vòm thép dùng loại thép hợp kim thấp Q345C (Tiêu chuẩn Trung Quốc GB/T 1591 – 94) hoặc chịu hàn tương đương.
- Cáp dự ứng lực: phù hợp tiêu chuẩn ASTM 416 cấp 270
- Cáp treo nhịp vòm: Sử dụng bó cáp PES(FD) chế tạo liền với hệ thống neo theo tiêu chuẩn của hãng OVM. Gồm 61 sợi song song đường kính  $D=7\text{mm}$  mà kẽm và được bọc bằng ống HDPE cùng các chất chống ăn mòn khác.
- Cáp giằng nhịp vòm: Dùng bó cáp 19 tao đường kính 15.2mm phủ epoxy và được bọc HDPE và các lớp chống ăn mòn khác.

### 7.4. MÔ HÌNH KẾT CẤU

Mô hình hoá kết cấu bằng chương trình MIDAS/Civil V6.3.0. Cầu được mô hình bằng 204 nút và 331 phần tử.

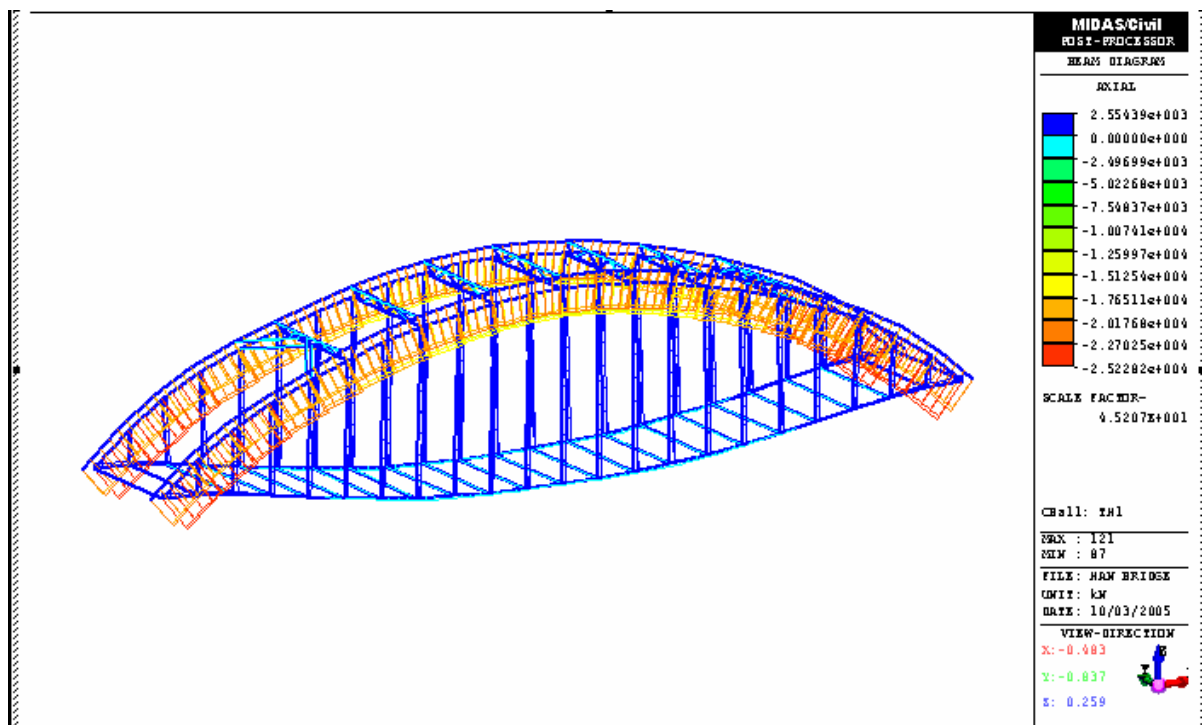


**Hình 7.1.** Sơ đồ cầu vòm

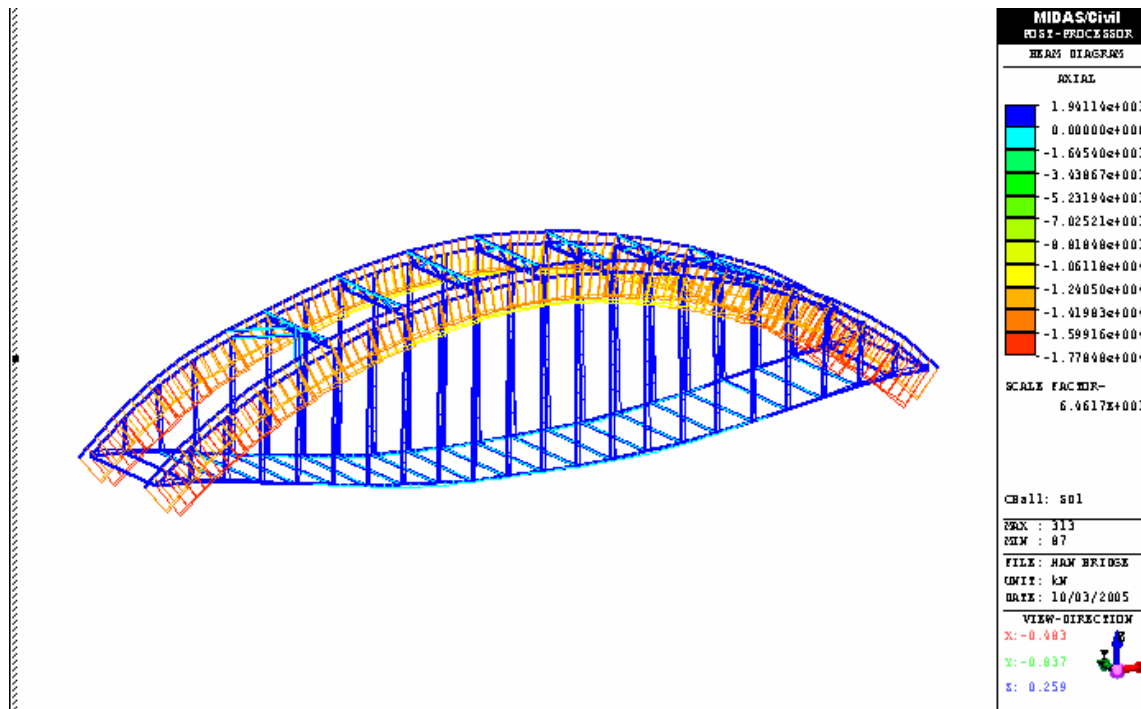


Hình 7.2. Mô hình cầu vòm bằng chương trình MIDAS / Civil V6.3.0

### 7.5. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN



Hình 7.3. Kết quả tính toán lực dọc trục với tổ hợp cường độ I:  
 $1.25DC + 1.75(LL+IM)+1.5DW$



Hình 7.4. Kết quả tính toán lực dọc trục với tổ hợp sử dụng:  
DC + (LL+IM)+DW

## 7.6. KIỂM TOÁN KẾT CẤU THEO CECS 28 : 90

### 7.6.1. Kiểm toán kết cấu vòm vòm

Tham khảo tiêu chuẩn CECS 28: 90 của Trung Quốc. Kiểm tra kết cấu về cường độ theo kết cấu chịu nén lệch tâm. Sau khi tính toán ta có kết quả tính như sau:

$$\begin{aligned} \text{Tổ hợp } N_{\max}: & \quad N = 43136 \text{ kN}, & \quad M = 1928 \text{ KNm} \\ \text{Tổ hợp } M_{\max}: & \quad N = 33831 \text{ kN}, & \quad M = 13823 \text{ KNm} \end{aligned}$$

a. Tính  $N_0$ :

$$N_0 = f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta)$$

Trong đó:

+  $f_c$  – trị số cường độ thiết kế chịu nén của bê tông,

$f'_c = 45\text{MPa}$  mẫu hình trụ 15x30cm tương đương 54MPa mẫu vuông 15x15cm  $\rightarrow f_c = 24.7\text{MPa}$

+  $A_c$  – diện tích phần lõi bê tông. Thiên về an toàn chỉ xét phần bê tông 2 ống, phần bê tông bụng giữa bỏ qua.

$$A_c = 1.805\text{m}^2$$

$$+ \theta = \frac{f_s A_s}{f_c A_c} = \frac{315 \times 0.1135}{24.7 \times 1.805} = 0.802$$

$$\rightarrow N_0 = 24.7 \times 1.805 \times (1 + \sqrt{0.802} + 0.802) = 120.2659\text{MN} = 120266\text{KN}$$

b. Tính cấu kiện chịu nén lệch tâm

b.1. Trường hợp:  $N = 43136 \text{ kN}, \quad M = 1928 \text{ KNm}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1928}{43136} = 0.045 \text{ m}$$

$$r_c = 0.536 \text{ m}$$

$$\frac{e_0}{r_c} = \frac{0.045}{0.536} = 0.083 < 1.55$$

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + 1.85 \times 0.083} = 0.867$$

Tính  $\varphi_1$ :

$$l_e = 9.8 \text{ m}$$

$$\frac{l_e}{d} = \frac{9.8}{1.1} = 8.909$$

$$\varphi_1 = 1 - 0.115 \sqrt{\frac{l_e}{d} - 4} = 1 - 0.115 \sqrt{8.909 - 4} = 0.745$$

$$[N] = \varphi_e \cdot \varphi_1 \cdot N_o = 0.867 \times 0.745 \times 120266 = 77682 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 43136 < [N] = 77682 \text{ kN} \rightarrow \text{Đạt}$$

b.2. Trường hợp:  $N = 33831 \text{ kN}$ ,

$$M = 13823 \text{ KNm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{13823}{33831} = 0.409 \text{ m}$$

$$r_c = 0.536 \text{ m}$$

$$\frac{e_0}{r_c} = \frac{0.409}{0.536} = 0.762 < 1.55$$

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + 1.85 \times 0.762} = 0.415$$

Tính  $\varphi_1$ :

$$l_e = 9.8 \text{ m}$$

$$\frac{l_e}{d} = \frac{9.8}{1.1} = 8.909$$

$$\varphi_1 = 1 - 0.115 \sqrt{\frac{l_e}{d} - 4} = 1 - 0.115 \sqrt{8.909 - 4} = 0.745$$

$$[N] = \varphi_e \cdot \varphi_1 \cdot N_o = 0.415 \times 0.745 \times 120266 = 37183 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 33831 < [N] = 37183 \text{ kN} \rightarrow \text{Đạt}$$

### 7.6.2. Kiểm toán cáp treo

Nội lực (không tính hệ số) lớn nhất trong cáp treo:

$$N_{\max} = 1710.9 \text{ kN}$$

Bó cáp PES 7-91 (61 tao D7mm)  $A_p = 0.002347 \text{ m}^2$

Cường độ kéo đứt  $\sigma_p = 1670 \text{ MPa}$

$$\sigma_{\max} = \frac{1710.9}{0.002347} = 728973 \text{ kPa} = 728.97 \text{ MPa} < 0.45\sigma_p = 0.45 \times 1670 = 751.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Đạt}$$

### 7.6.3. Tính toán ổn định tổng thể của vòm

#### 7.6.3.1. Tính toán ổn định trong mặt phẳng vòm

- Mômen gây lệch tâm:

$$M_y = 13823 \text{ kNm}$$

$$N = 33831 \text{ kN}$$

- Xác định tỷ lệ lệch tâm giới hạn

$$\varepsilon_b = 0.5 + \frac{\theta}{1 + \sqrt{\theta}} = 0.5 + \frac{0.802}{1 + \sqrt{0.802}} = 0.923$$

- Mô men lệch tâm:

$$e_0 = M / N = 13823 / 33831 = 0.409 \text{ m}$$

- Hệ số điều chỉnh ảnh hưởng tỉ lệ lệch tâm:

$$e_0/h = 0.409/2.6 = 0.157 < \varepsilon_b = 0.923$$

$$\varphi_e^* = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{h}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \times 0.409}{2.6}} = 0.761$$

- Hệ số ảnh hưởng độ mảnh

+ Diện tích tính đối mặt cắt:  $A_{td} = 0.49616 \text{ m}^2$

$$I_{td} = 0.27599 \text{ m}^4$$

+ Chiều dài  $L_0 = 0.36 S = 0.36 \times 113.45 = 40.734 \text{ m}$

$$r = \sqrt{\frac{I_{td}}{A_{td}}} = \sqrt{\frac{0.27599}{0.49616}} = 0.746$$

$$\lambda^* = \frac{L_0}{r} = \frac{40.734}{0.746} = 54.62$$

$$\varphi_1^* = 1 - 0.0575\sqrt{\lambda^* - 16} = 1 - 0.0575\sqrt{54.62 - 16} = 0.643$$

$$N_u^* = N_0^* \times \varphi_1^* \times \varphi_e^* = 120266 \times 0.643 \times 0.761 = 58849 \text{ kN} > N_{\max} = 33831 \text{ kN}$$

→ Đạt yêu cầu về ổn định tổng thể

#### 7.6.3.2. Tính toán ổn định ngoài mặt phẳng vòm

- Mômen gây lệch tâm:

$$M_y = 12014 \text{ kNm}$$

$$N = 38219 \text{ kN}$$

- Xác định tỷ lệ lệch tâm giới hạn

$$\varepsilon_b = 0.5 + \frac{\theta}{1 + \sqrt{\theta}} = 0.5 + \frac{0.802}{1 + \sqrt{0.802}} = 0.923$$

- Mô men lệch tâm:

$$e_0 = M / N = 12014 / 38219 = 0.314 \text{ m}$$

- Hệ số điều chỉnh ảnh hưởng tỉ lệ lệch tâm:

$$e_0/h = 0.314/1.1 = 0.285 < \varepsilon_b = 0.923$$

$$\varphi_e^* = \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{h}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \times 0.285}{1.1}} = 0.659$$

- Hệ số ảnh hưởng độ mảnh

+ Diện tích tính đổi mặt cắt:  $A_{td} = 0.49616 \text{ m}^2$

$$I_{td}^y = 0.042 \text{ m}^4$$

+ Chiều dài  $L_0 = 24.7 \text{ m}$

$$r = \sqrt{\frac{I_{td}^y}{A_{td}}} = \sqrt{\frac{0.042}{0.49616}} = 0.291$$

$$\lambda^* = \frac{L_0}{r} = \frac{24.7}{0.291} = 84.88$$

$$\varphi_1^* = 1 - 0.0575\sqrt{\lambda^* - 16} = 1 - 0.0575\sqrt{84.88 - 16} = 0.523$$

$$N_u^* = N_0^* \times \varphi_1^* \times \varphi_e^* = 120266 \times 0.523 \times 0.659 = 41451 \text{ kN} > N_{\max} = 38219 \text{ kN}$$

→ Đạt yêu cầu về ổn định theo phương ngang (ngoài mặt phẳng vòm)

## 7.7. PHÂN TÍCH ĐẶC TRƯNG ĐỘNG CHO CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

Các đặc trưng dao động tự nhiên của cầu thể hiện vai trò cực kỳ quan trọng trong thiết kế động đất, phát hiện khuyết tật của cầu, và bảo dưỡng cầu, bao gồm các tần số dao động tự nhiên và các dạng dao động dao động của cầu, nó không chỉ các thông số quan trọng của phân tích động kết cấu và thiết kế động đất mà còn đánh giá các hư hỏng nếu có trong cầu. Các điều khoản giới hạn cả tần số theo phương đứng và phương ngang.

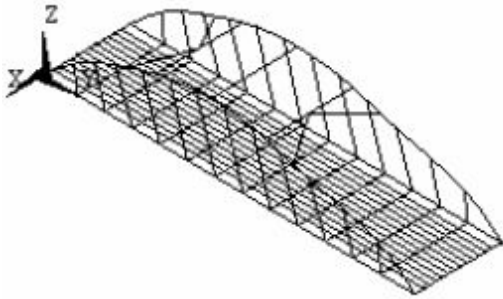
Trong phần này các đặc trưng động học cầu vòm ống thép nhồi bê tông (cầu vòm CFST – Concrete filled steel tube) được phân tích bằng mô hình 3 chiều theo phương pháp phần tử hữu hạn. Các chu kỳ tự nhiên và dạng dao động tự nhiên của cầu vòm CFST được tính toán bằng cách phân tích lặp. Các dạng hình học của dao động được phân tích.

Để phân tích các đặc trưng động học của một cầu CFST bằng phương pháp phần tử hữu hạn thì chúng ta phải mô hình hoá kết cấu cầu. Các bộ phận chính của cầu gồm: vòm chính được mô hình bằng phần tử BEAM, dây treo được mô hình bằng phần tử LINK hoặc SOLID, bản mặt cầu được mô hình bằng phần tử SHELL.

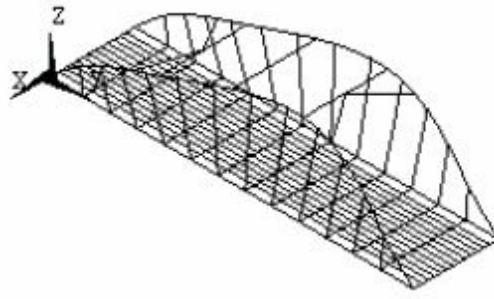
Nói chung, các tần số dao động đầu tiên và các dạng dao động đầu tiên là quan trọng nhất trong phân tích các trạng thái động của kết cấu. Phương pháp phân tích lặp được áp dụng để phân tích tần số dao động tự nhiên của và các dạng hình học của cầu.

Để thấy được cụ thể vấn đề, sau đây lấy ví dụ một cầu đã được xây dựng tại Zhengzhou - Trung Quốc để phân tích (*Theo bài báo " Dynamic characteristic analysis of the through CFST arch bridge with 100m span. Sun Zheng and Chen Huai. School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou, P.R. China"*).

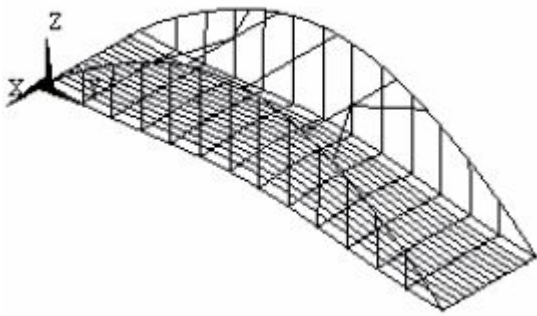




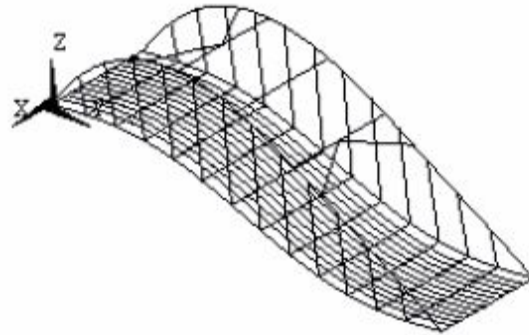
a) Dạng 1 của dao động theo phương ngang



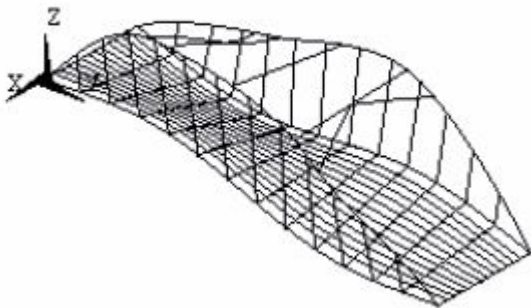
b) Dạng 2 của dao động theo phương ngang



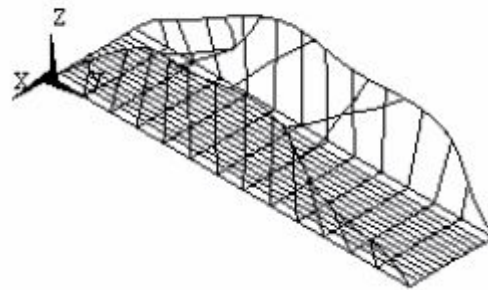
c) Dạng 1 của dao động theo phương thẳng đứng



d) Dạng 2 của dao động theo phương thẳng đứng



e) Dạng 1 của dao động do xoắn



f) Dạng 2 của dao động do xoắn

Hình 7.5. Các dạng dao động của cầu

Bảng 7.1: Các tần số tự nhiên và các dạng hình học của dao động

TT	Tần số (Hz)	Dạng hình học
1	0.6585	Dạng dao động theo phương ngang thứ 1 của vòm
2	1.2038	Dạng dao động theo phương ngang thứ 2 của vòm
3	1.3938	Dạng dao động theo phương đứng thứ 1 của cầu
4	2.0107	Dạng dao động theo phương đứng thứ 2 của cầu
5	2.7612	Dạng dao động do xoắn thứ 1 của cầu
6	2.8015	Dạng dao động theo phương ngang thứ 3 của vòm
7	2.8638	Dạng dao động theo phương ngang thứ 4 của vòm

8	3.0856	Dạng dao động do xoắn thứ 2 của cầu
9	3.1897	Dạng dao động theo phương đứng thứ 3 của cầu
10	3.9705	Dạng dao động theo phương ngang thứ 5 của vòm
11	4.1363	Dạng dao động theo phương ngang thứ 6 của vòm
12	4.5542	Dạng dao động theo phương đứng thứ 4 của cầu
13	4.9108	Dạng dao động theo phương ngang thứ 7 của vòm
14	5.0035	Dạng dao động theo phương đứng thứ 5 của cầu

Từ các kết quả trong bảng 7.1 và hình 7.5a,...,f, điều đó rõ ràng rằng các dạng dao động của cầu vòm CFST là tương đối phức tạp, bao gồm các dạng dao động ngang, dao động đứng và dao động xoắn. Nói chung, các dao động của cầu vòm có các đặc tính dễ nhận thấy như sau:

(1) Dao động của cầu vòm gồm 3 dạng chính, các dao động của vòm chính ngoài mặt phẳng vành vòm, dao động đứng của cầu và các dao động xoắn.

(2) Mặc dù các liên kết ngang giữa hai vành vòm dạng “I” hoặc dạng “K”, thì độ cứng của vành vòm ngoài mặt phẳng vành vòm là tương đối nhỏ. Vì vậy dao động của vành vòm ngoài mặt phẳng vành vòm xuất hiện đầu tiên trong khi dao động.

(3) Hệ kết cấu mặt cầu có độ cứng lớn hơn trong mặt phẳng. Không dao động hoặc biến dạng xuất hiện trong mặt phẳng trong 15 dạng dao động đầu tiên. Hệ kết cấu mặt cầu được liên kết với vành vòm CFST bằng các dây treo và dao động thẳng đứng của hệ kết cấu mặt cầu xuất hiện cùng với hệ thống dao động đứng của cầu vòm.

(4) Các dây treo giữa vành vòm và dầm ngang, kết cấu mặt cầu và vành vòm đưa ra các đặc trưng dao động đồng thời. Trong khi ấy các dạng dao động thứ nhất là không đối xứng và các dạng dao động thứ 2 và thứ 3 thì đối xứng, mà sự khác nhau phổ biến của các dạng dao động đối xứng thứ nhất của cầu bởi vì thêm vào lực dọc trục của trục vòm đã gây nên dao động không đối xứng của vành vòm bằng 0, sức kháng là nhỏ nhất, tần số tự nhiên là thấp nhất và đã quy định năng lượng ít nhất.