BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG

MÃ VĂN LỘC

TÍNH TOÁN DAO ĐỘNG CẦU DÂY VĂNG BÌNH KHÁNH – TP HCM CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

Chuyên ngành : Kỹ thuật xây dựng công trình giao thông

Mã số : 60.58.02.05

TÓM TẮT LUẬN VĂN THẠC SĨ KỸ THUẬT

Đà Nẵng – Năm 2015

Công trình được hoàn thành tại

ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG

Người hướng dẫn khoa học: PGS.TS NGUYỄN XUÂN TOẢN

Phản biện 1: TS. Trần Đình Quảng

Phản biện 2: TS. Cao Văn Lâm

Luận văn đã được bảo vệ tại Hội đồng chấm Luận văn tốt nghiệp thạc sĩ Kỹ thuật xây dựng công trình giao thông họp tại Đại học Đà Nẵng vào ngày 13 tháng 09 năm 2015

* Có thể tìm hiểu luận văn tại:

– Trung tâm Thông tin - Học liệu, Đại học Đà Nẵng

– Trung tâm Học liệu, Đại học Đà Nẵng

MỞ ĐẦU

1. TÍNH CẤP THIẾT CỦA ĐỀ TÀI

Cầu dây văng do có ưu điểm vượt được nhịp lớn, kết cấu thanh mảnh, tính thẩm mỹ cao, nên đã và đang được ứng dụng rộng rãi trên thế giới. Đặc biệt, khi mà công nghệ vật liệu xây dựng, công tác nghiên cứu thí nghiệm mô phỏng và công nghệ tự động hóa tính toán đã có những bước phát triển vượt bậc, loại hình cầu dây văng lại càng được ưa chuộng, phát triển đa dạng cả về vật liệu cấu thành, về khẩu độ nhịp, kiểu dáng kết cấu. Một ưu điểm nữa của cầu dây văng là có thể sử dụng hợp lý khả năng làm việc của vật liệu.

Tuy nhiên nhược điểm chính của cầu dây văng là có độ cứng nhỏ và thường nhạy cảm với các tải trọng động như tải trọng di động, gió đặc biệt là tải trọng động đất.

Trong những năm gần đây, hoạt động địa chấn trên thế giới cũng như khu vực xảy ra rất phức tạp. Các trận động đất xảy ra đều gây thiệt hại nặng nề cho xã hội trong đó phải kể đến các công trình cơ sở hạ tầng giao thông. Tại Việt Nam cũng đã xảy ra nhiều dư chấn tại Hà Nội, TP Hồ Chí Minh và gần đây là các trận động đất khoảng 4,0 độ Richter xảy ra liên tục tại khu vực thủy điện Sông Tranh – Bắc Trà My – Quảng Nam gây đe dọa cho cuộc sống người dân cũng như các công trình xây dựng. Vì vậy việc nghiên cứu các ứng xử của cầu dây văng dưới tải trọng động đất càng quan trọng hơn trong xu hướng nghiên cứu động lực học công trình cầu.

Trong tác động của động đất lên công trình cầu dây văng, các bài toán động lực học luôn là một vấn đề rất được quan tâm. Có rất nhiều phương pháp được đề xuất để tính toán tác động của động đất lên công trình như phương pháp tĩnh ngang tương đương, phương

pháp phổ phản ứng hay phương pháp lịch sử thời gian... Ứng với mỗi bài toán, mỗi phương pháp đều có những ưu điểm riêng và có độ chính xác nhất định. Trên thực tế, các nghiên cứu về dao động do động đất có thể tiến hành đồng thời cả lý thuyết và thực nghiệm. Tuy nhiên trong luận văn này chỉ tập trung nghiên cứu ứng dụng lý thuyết của phương pháp phổ phản ứng và phương pháp lịch sử thời gian để tính toán dao động cầu dây văng Bình Khánh.

Cầu Bình khánh nằm trong vùng cảnh báo về động đất, bởi có thể xảy ra động đất từ 5 – 6 độ Richter ở TP HCM. Do đó việc thực hiện đề tài: "Tính toán dao động cầu dây văng Bình Khánh – TP HCM chịu tải trọng động đất" là cần thiết, có ý nghĩa khoa học và thực tiễn.

2. MỤC TIÊU NGHIÊN CỨU CỦA ĐỀ TÀI

Nghiên cứu tổng quan về các phương pháp tính toán.

Ứng dụng vào tính toán dao động cầu dây văng Bình Khánh – TP HCM chịu tải trọng động đất.

3. ĐỐI TƯỢNG VÀ PHẠM VI NGHIÊN CỨU

Dao động cầu dây văng Bình Khánh – TP HCM chịu tải trọng động đất

4. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Nghiên cứu lý thuyết, và ứng dụng tính toán trên máy tính điện tử.

5. BỐ CỤC ĐỀ TÀI

Ngoài phần mở đầu và kết luận, mục lục, danh mục bảng, danh mục hình và tài liệu tham khảo, đề tài được trình bày trong ba chương:

Chương 1: Tổng quan về tác động của động đất đối với công trình cầu.

Chương 2: Cơ sở tính toán dao động của cầu dây văng chịu tải trọng động đất.

Chương 3: Ứng dụng tính toán dao động cầu dây văng Bình Khánh – TP HCM chịu tải trọng động đất.

CHƯƠNG 1
TỔNG QUAN VỀ TÁC ĐỘNG CỦA ĐỘNG ĐẤT ĐỐI VỚI CÔNG TRÌNH CẦU

1.1. ĐẶC ĐIỂM CỦA ĐỘNG ĐẤT

1.1.1. Định nghĩa động đất và các nguyên nhân

Định nghĩa động đất

Động đất hay địa chấn là sự rung chuyển của mặt đất do kết quả của sự giải phóng năng lượng bất ngờ ở lớp vỏ Trái Đất. Nó cũng xảy ra ở các hành tinh có cấu tạo với lớp vỏ ngoài rắn như Trái Đất. Tuy rất chậm, các lớp vỏ và trong lòng Trái Đất vẫn luôn chuyển động và động đất xảy ra khi ứng suất cao hơn sức chịu đựng của thể chất trái đất.

Đặc điểm động đất

Nguyên nhân động đất

1.1.2. Sóng địa chấn và sự truyền sóng

Sóng địa chấn

Năng lượng giải phóng từ chấn tiêu lan truyền tới bề mặt trái đất dưới dạng sóng. Có ba loại sóng đàn hồi cơ bản gây ra chấn động làm cho con người cảm nhận được và phá hoại các công trình xây dựng: Sóng dọc, sóng ngang và sóng mặt

Ảnh hưởng của nền đất tới chuyển động địa chấn

Khi một chùm sóng thể tích gặp mặt phân chia giữa hai lớp nền đất có tính chất cơ lý khác nhau, một bộ phận sóng bị phản xạ lại và một bộ phận khác bị khúc xạ truyền đi tiếp vào lớp sau.

Ảnh hưởng của chuyển động địa chấn tới nền đất

Khi động đất xảy ra, nền đất có thể bị mất ổn định kèm theo những chuyển vị lớn trên bề mặt gây ra sự phá hoại các công trình xây dựng. Những hiện tượng có thể xảy ra sau khi sóng địa chấn đi qua như lún (đối với nền có cấu trúc hạt rời xốp), sụt lở hoặc các chuyển động trên mặt đất, hoá lỏng (khi nền bão hoà nước và nền được tạo thành từ các hạt rời không nén chặt).

1.1.3. Cấp độ của động đất

Để đánh giá cấp độ của động đất, phổ biến nhất hiện nay là cách phân loại cấp độ động đất theo thang Richter và MSK – 64. Ngoài ra còn có các thang khác như: Thang độ lớn mômen (Mw), thang Rossi-Forel (viết tắt là RF), thang Medvedev-Sponheuer-Karnik (viết tắt là MSK), thang Mercalli (viết tắt là MM), thang Shindo của cơ quan khí tượng học Nhật Bản, thang EMS98 tại châu Âu.

Thang Richter

Những số đo này được đo bằng một địa chấn kế đặt xa nơi động đất 100 km.Thang đo Richter là một thang lôgarit với đơn vị là độ Richter. Độ Richter tương ứng với lôgarit thập phân của biên độ những sóng địa chấn đo ở 100 km cách chấn tâm của cơn động đất. Độ Richter được tính như sau:

$$M = \log A - \log A_0 \qquad (1.1)$$

Với A là biên độ tối đa đo được bằng địa chấn kế và A_0 là một biên độ chuẩn.

Thang MSK-64

Thang MSK có 12 cấp cường độ, được biểu diễn bằng các số La Mã (để ngăn ngừa việc sử dụng các số thập phân)

Bảng 1.3. So sánh giữa thang Richter và thang MSK - 64

Thang Richter	Thang MKS - 64
1.0 – 3.0	I
3,0 – 3,9	II-III
4,0 - 4,9	IV-V
5,0 – 5,9	VI-VII
6,0 – 6,8	VIII
6,9 – 7,6	IX
7,6 – 8,0	X
Trên 8,0	XI-XII

1.1.4. Đặc tính của chuyển động nền trong động đất

Nhìn từ quan điểm của kết cấu công trình thì các thông số quan trọng nhất của một trận động đất bao gồm: gia tốc đỉnh, thời gian kéo dài của chuyển động mạnh và nội dung tần số.

1.1.5. Đánh giá các thông số của chuyển động nền đất

1.2. CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN CÔNG TRÌNH CẦU CHỊU ĐỘNG ĐẤT

1.2.1. Phương pháp hệ số động đất

1.2.2. Phương pháp lực tĩnh ngang tương đương

1.2.3. Phương pháp phổ phản ứng (Response Spectrum Method)

1.2.4. Phương pháp lịch sử thời gian (Time History Analysis)

1.2.5. Quy định các phương pháp tính động đất

Các phương pháp tính toán động đất cho các cầu đã được quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05.

1.3. CÁC TÁC ĐỘNG DO ĐỘNG ĐẤT GÂY RA ĐỐI VỚI CÔNG TRÌNH CẦU

Do tác dụng của động đất, nền móng cũng như các bộ phận của kết cấu đều có những chuyển vị nhất định. Các chuyển vị này có thể có thể gây ra nhiều hư hỏng khác nhau nếu kết cấu không được thiết kế hợp lý, ví dụ như độ lớn của các chuyển vị cho phép ở các bộ phận mối nối hay khoảng cách giữa các bộ phận hay công trình không được thiết kế đủ lớn v…v…

1.4. KẾT LUẬN

Trong chương 1 đã trình bày một cách tổng quan về động đất và tác động của động đất đối với công trình cầu đó là: Các khái niệm cơ bản về động đất, đặc điểm và nguyên nhân của động đất, sóng địa chấn, đánh giá cấp độ của động đất thông qua thang Richter và MSK-64. Phân tích các đặc tính chuyển động của nền đất, các phương pháp đánh giá các thông số chuyển động nền đất. Phân tích các tác động do động đất gây ra đối với công trình cầu. Nêu lên ưu nhược điểm và phạm vi sử dụng của các phương pháp tính toán công trình cầu chịu tải trọng động đất làm cơ sở lý thuyết cho chương 2 để trình bày về các phương pháp một cách có hệ thống, có phân tích sâu hơn.

CHƯƠNG 2
CƠ SỞ TÍNH TOÁN DAO ĐỘNG CỦA CẦU DÂY VĂNG CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

2.1. GIỚI THIỆU CHUNG VỀ TÍNH TOÁN ĐỘNG ĐẤT TRONG CÔNG TRÌNH CẦU

2.2. HỆ MỘT BẬC TỰ DO (SDOF) CHỊU TÁC DỤNG CỦA ĐỘNG ĐẤT

2.3. HỆ NHIỀU BẬC TỰ DO (MDOF) CHỊU TÁC DỤNG CỦA ĐỘNG ĐẤT

2.3.1. Phương trình chuyển động

2.3.2. Dao động tự do của hệ MDOF

2.3.3. Mô hình cản trong hệ MDOF

2.3.4. Kỹ thuật phân tích dạng chính và hệ số dạng chính từng phần

2.4. PHƯƠNG PHÁP PHỔ PHẢN ỨNG

2.4.1. Khái niệm chung về phổ phản ứng

Phổ phản ứng của một trận động đất là một đồ thị mà tung độ của nó biểu diễn biên độ lớn nhất của một trong các thông số phản ứng (chuyển vị tương đối, vận tốc tương đối, gia tốc tuyệt đối) của hệ kết cấu theo chu kỳ dao động tự nhiên của nó và độc lập với lịch sử chuyển động của kết cấu theo thời gian.

2.4.2. Phương pháp phổ phản ứng tính toán động đất công trình cầu

Phương pháp phổ phản ứng là một phương pháp gần đúng trong tính toán động lực học nhằm đưa ra các phản ứng lớn nhất của

công trình như chuyển vị, vận tốc, gia tốc của hệ một bậc tự do có cùng hệ số cản nhưng khác nhau tần số tự nhiên khi phản ứng với các kích thích khác nhau. Mô hình kết cấu của hệ có n bậc tự do động có thể chuyển về n hệ có một bậc tự do, như vậy thì các nguyên lý của phân tích phổ phản ứng có thể áp dụng cho hệ có nhiều bậc tự do. Đối với hầu hết các loại cầu, phân tích theo lịch sử thời gian dường như không cần thiết vì cần công sức tính toán lớn nên phương pháp phổ phản ứng được sử dụng khá phổ biến.

a. Phân tích đơn phổ

b. Phương pháp tải trọng phân bố đều

c. Phân tích đa phổ (Phân tích phổ nhiều dạng dao động)

d. Phương pháp phân tích phổ phản ứng cho kết cấu cầu nhịp lớn

2.5. PHƯƠNG PHÁP LỊCH SỬ THỜI GIAN TÍNH TOÁN ĐỘNG ĐẤT CÔNG TRÌNH CẦU

Khi kết cấu cầu đòi hỏi phải phân tích phi tuyến hoặc tính chất cản không còn được mô hình như thông thường thì phân tích dạng chính không còn được sử dụng. Một phương pháp tích phân số, thông thường được hiểu là phân tích lịch sử thời gian, được sử dụng để phân tích chính xác phản ứng của kết cấu.

Trong phân tích lịch sử thời gian, trục thời gian được chia thành những bước nhỏ dt. Ở khoảng thời gian thứ i, phản ứng được xác định bằng các giá trị $u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$. Như vậy phản ứng của kết cấu ở khoảng thời gian thứ i phải thoả mãn phương trình:

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = -[M]\{\ddot{u}_{gi}\} \qquad (2.59)$$

Ở khoảng thời gian thứ i+1, phương trình là:

$$[M]\{\ddot{u}_{i+1}\}+[C]\{\dot{u}_{i+1}\}+[K]\{u_{i+1}\}=-[M]\{\ddot{u}_{gi+1}\} \qquad (2.60)$$

Bằng cách giải lần lượt các phương trình trên ta thu được phản ứng của kết cấu theo lịch sử thời gian.

2.6. KẾT LUẬN

Trong chương 2 đã trình bày các cơ sở phân tích dao động của cầu dây văng chịu tải trọng động đất. Nêu lên sự khác nhau cơ bản giữa bài toán động và bài toán tĩnh trong động lực học công trình. Trình bày các phương trình dao động của hệ một bậc tự do (SDOF) và hệ nhiều nhiều bậc tự do (MDOF) chịu tác dụng của động đất.

Trình bày chi tiết về nội dung, ưu nhược điểm và phạm vi sử dụng của phương pháp lực tĩnh ngang tương đương, phương pháp phổ phản ứng và phương pháp lịch sử thời gian.

Những nội dung của phương pháp phổ phản ứng và phương pháp lịch sử thời gian là cơ sở để tính toán động đất cho cầu dây văng Bình Khánh được trình bày cụ thể ở chương 3.

CHƯƠNG 3

ỨNG DỤNG TÍNH TOÁN DAO ĐỘNG CẦU DÂY VĂNG BÌNH KHÁNH – TP HCM CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

3.1. GIỚI THIỆU DỰ ÁN CẦU BÌNH KHÁNH

3.1.1. Giới thiệu chung cầu Bình Khánh

Cầu Bình Khánh bắc qua sông Soài Rạp, nối 2 huyện Cần Giờ và Nhà Bè của TP HCM và là 1 trong 2 cây cầu lớn nhất thuộc dự án đường cao tốc Bến Lức – Long Thành. Việc đầu tư xây dựng dự án này có ý nghĩa quan trọng thúc đẩy phát triển kinh tế xã hội

trong tiến trình công nghiệp hóa và hiện đại hóa ở khu vực TP HCM; thu hút đầu tư và du lịch.

3.1.2. Quy mô, các tiêu chuẩn kỹ thuật và giải pháp kết cấu cầu Bình Khánh

Quy mô:

Xây dựng cầu theo quy mô vĩnh cửu, kết cấu nhịp chính là nhịp dây văng.

Khổ cầu: B = 4,3+0,5+10,0+0, 75+10,0+0,5+4,3 = 30,35m

Tần suất thiết kế: P=1%.

Khổ thông thuyền: BxH =336x55m

Tải trọng:

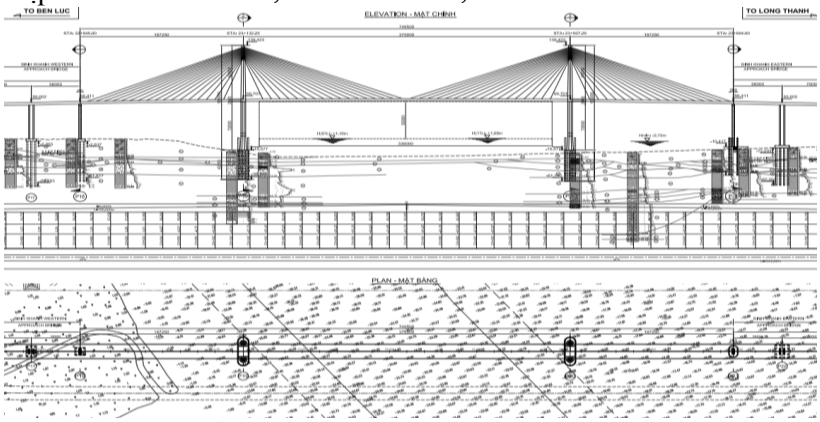
Hoạt tải HL93.

Động đất cấp VII (theo thang MSK-64), hệ số gia tốc a=0,0930.

Giải pháp kết cấu

Kết cấu cầu bao gồm kết cấu cầu chính và cầu dẫn.

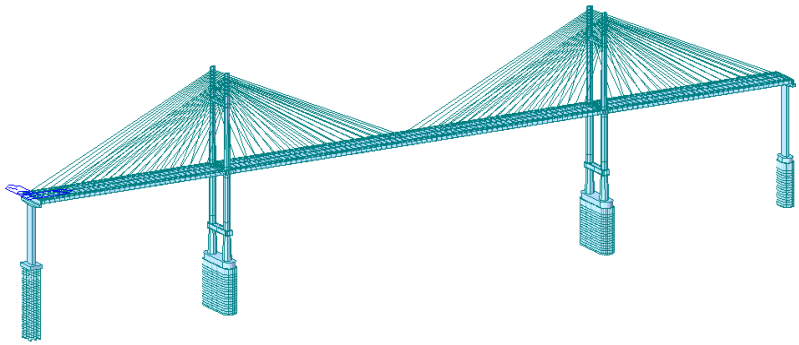
Kết cấu cầu chính là kết cấu cầu dây văng ba nhịp, sơ đồ nhịp: 187,25 + 375 + 187,25m



Hình 3.2. Bố trí chung cầu Bình Khánh

3.2. PHÂN TÍCH THEO PHƯƠNG PHÁP PHỔ PHẢN ỨNG

3.2.1.Trường hợp 1: Phân tích theo phương pháp phổ phản ứng với số dạng dao động chính là 10 dạng



Hình 3.8. Mô hình tính toán cầu dây văng Bình Khánh

Hệ số đáp ứng động đất đàn hồi C_{sm} cho dạng thức dao động thứ m được lấy theo:

$$C_{sm} = A(0,8 + 4T_m) \le 2,5A \qquad \text{khi } T_m \le 0,3s \qquad (3.1)$$

$$C_{sm} = \frac{1,2AS}{T_m^{2/3}} \le 2,5A \qquad \text{khi } 0,3 < T_m \le 4,0s \qquad (3.2)$$

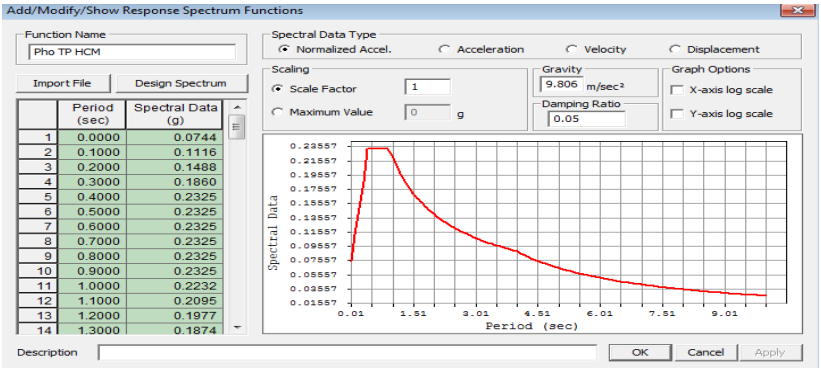
$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \qquad \text{khi } T_m > 4,0s \qquad (3.3)$$

Trong đó

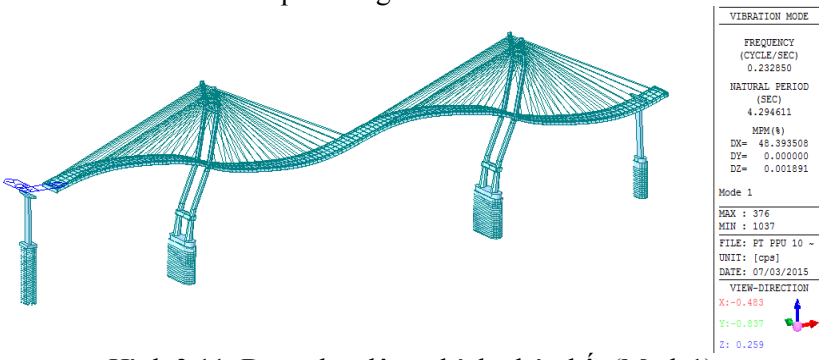
T_m = chu kỳ dao động kiểu thứ m (s)

A = hệ số gia tốc

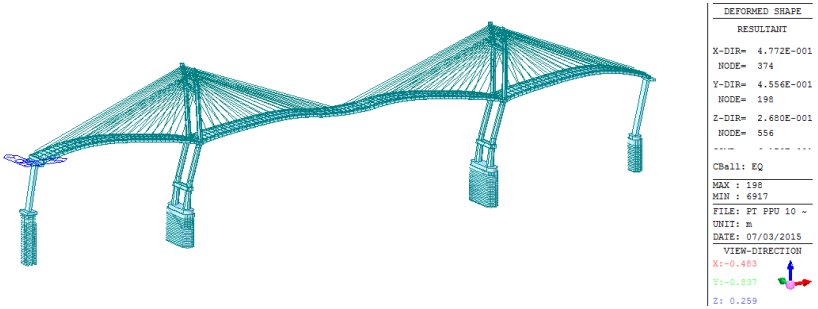
S = hệ số thực địa



Hình 3.10. Phổ phản ứng đàn hồi khai báo trên Midas



Hình 3.11. Dạng dao động chính thứ nhất (Mode1)

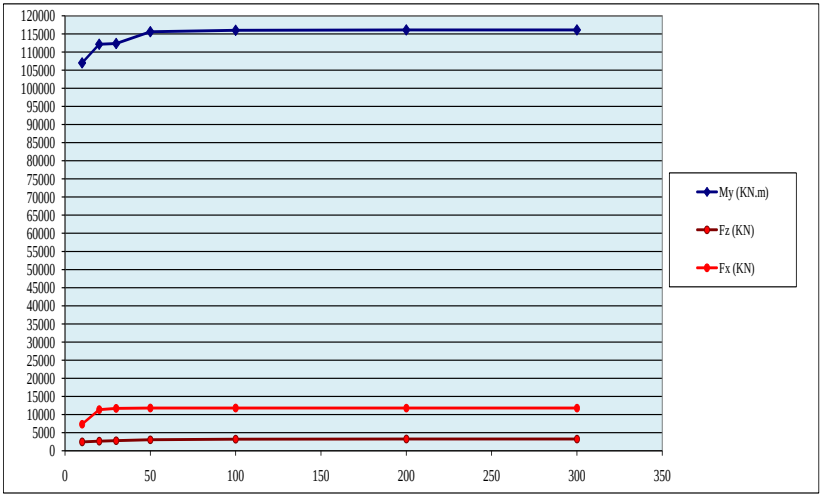


Hình 3.25. Chuyển vị theo 3 phương theo phương pháp phổ phản ứng

3.2.2. Trường hợp 2: Phân tích theo phương pháp phổ phản ứng với số dạng dao động lớn hơn 10

Bảng 3.9. Nội lực trên dầm tại tháp P19 khi số dạng dao động khác nhau

Số dạng	My (KN.m)	Fz (KN)	Fx (KN)
10	107020,93	2422,48	7342,36
20	112146,41	2614,38	11322,00
30	112368,54	2791,20	11668,61
50	115587,38	3048,52	11781,57
100	116013,89	3183,22	11783,45
200	116088,76	3235,47	11799,71
300	116097,15	3241,08	11799,85



Hình 3.33. Biểu đồ nội lực giữa dầm ứng với số lượng mode dao động

Qua Bảng 3.9 và biểu đồ Hình 3.33 ta thấy số lượng dạng dao động chính được lấy để phân tích càng lớn thì nội lực trên cầu càng tăng lên. Khi tăng số lượng dạng dao động đến 100 thì nội lực trong dầm tăng không đáng kể.

3.2.3. Trường hợp 3: Phân tích theo phương pháp phổ phản ứng khi chỉ số SPT của đất nền giảm 10%

Bảng 3.10. Kết quả nội lực tại giữa dầm nhịp biên khi số liệu SPT giảm 10%

Nội lực	Giữ nguyên SPT (1)	Giảm SPT đi 10% (2)	So sánh (1) và (2) %
Fx (KN)	7162,32	7156,03	0,09
Fy (KN)	3118,94	2981,46	4,41
Fz (KN)	935,23	931,31	0,42
Mx (KN.m)	7021,29	6190,75	11,83
My (KN.m)	32217,12	32097,81	0,37
Mz (KN.m)	117275,67	114955,11	1,98

Bảng 3.11. Kết quả nội lực tại giữa dầm nhịp giữa khi số liệu SPT giảm 10%

Nội lực	Giữ nguyên SPT (1)	Giảm SPT đi 10% (2)	So sánh (1) và (2) %
Fx (KN)	1412,21	1406,02	0,44
Fy (KN)	261,26	160,89	38,42
Fz (KN)	2678,81	2667,94	0,41
Mx (KN.m)	62,30	59,03	5,25
My (KN.m)	15132,08	15111,49	0,14
Mz (KN.m)	587667,58	553607,26	5,80

Bảng 3.12. Kết quả nội lực tại chân tháp khi số liệu SPT giảm 10%

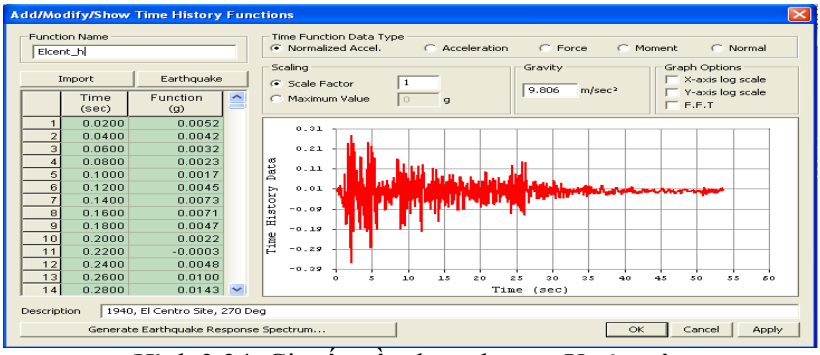
Nội lực	Giữ nguyên SPT (1)	Giảm SPT đi 10% (2)	So sánh (1) và (2) %
Fx (KN)	44925,77	41637,17	7,32
Fy (KN)	7917,35	7497,54	5,30
Fz (KN)	8844,00	8717,30	1,43
Mx (KN.m)	9905,67	8666,23	12,51
My (KN.m)	432666,30	429776,82	0,67
Mz (KN.m)	109873,59	103757,43	5,57

Qua các bảng kết quả: Bảng 3.10, 3.11, 3.12 ta thấy rằng khi chỉ số SPT giảm đi 10% thì hệ quả của động đất lên kết cấu cũng giảm đi. Cụ thể nội lực giảm đi khoảng 3,2% tại giữa dầm nhịp biên, giảm khoảng 8,4% tại giữa dầm nhịp giữa và giảm 5,5% tại chân tháp.

3.3. PHÂN TÍCH THEO PHƯƠNG PHÁP LỊCH SỬ THỜI GIAN

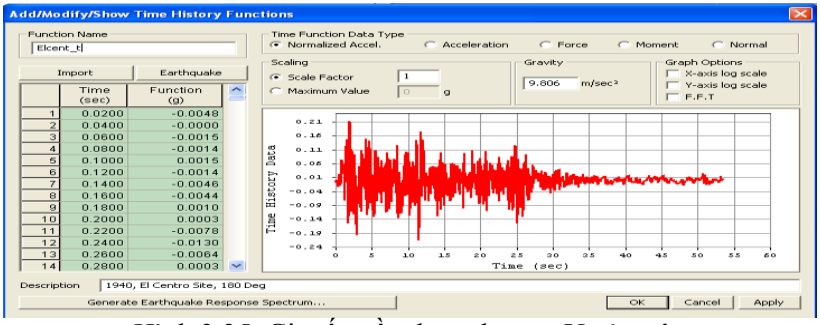
3.3.1. Trường hợp 1: Dùng phương pháp phân tích dạng chính và phương pháp tích phân trực tiếp để phân tích dao động cầu dưới tác dụng của trận động đất EL Centrol 1940

Trong phân tích lịch sử thời gian ta chọn gia tốc nền mô phỏng theo trận động đất El Centro Site năm 1940 (Lấy từ Midas)



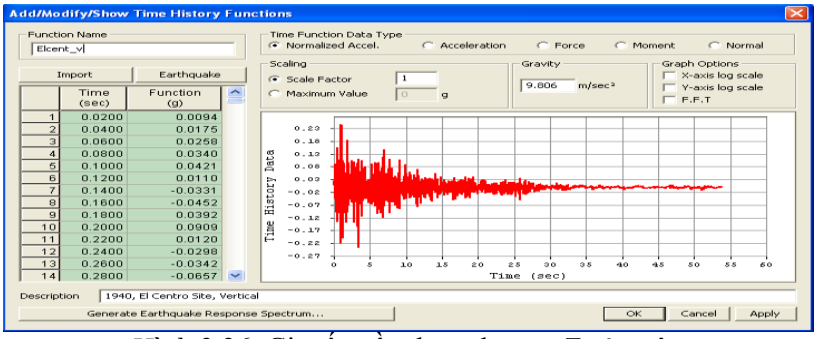
Hình 3.34. Gia tốc nền theo phương X của trận

động đất EL Centro 1940



Hình 3.35. Gia tốc nền theo phương Y của trận

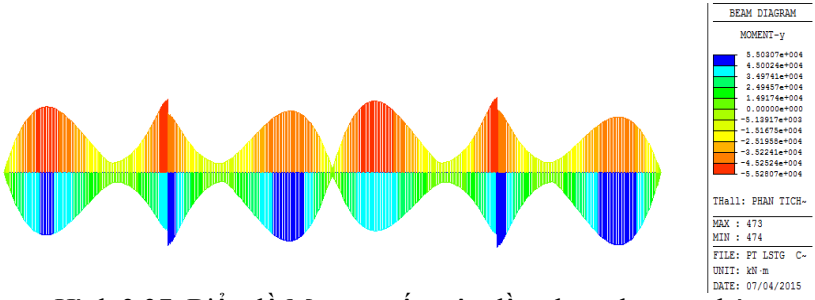
động đất EL Centro 1940



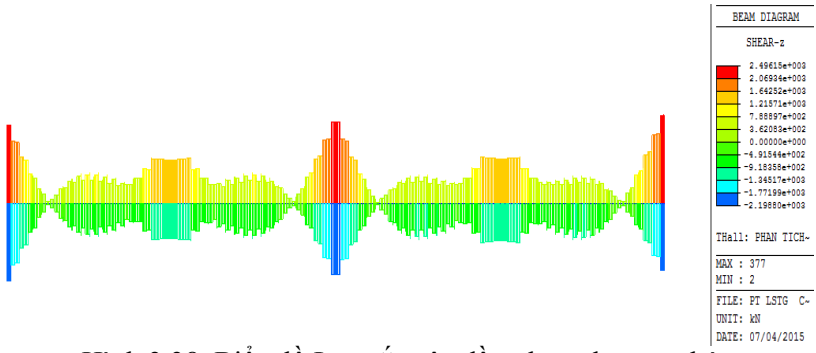
Hình 3.36. Gia tốc nền theo phương Z của trận

động đất EL Centro 1940

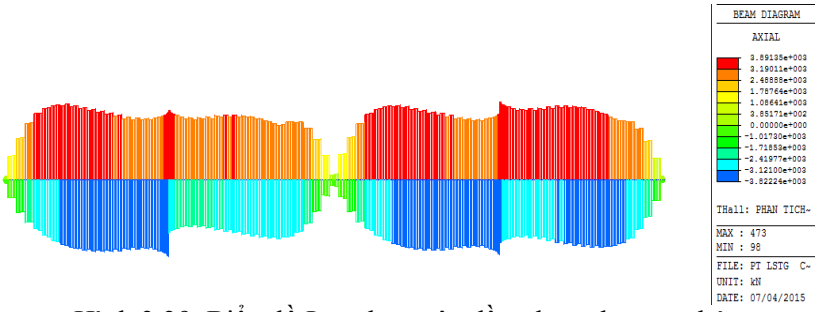
a. Kết quả phương pháp phân tích dạng chính



Hình 3.37. Biểu đồ Momen uốn trên dầm theo phương pháp phân tích dạng chính



Hình 3.38. Biểu đồ Lực cắt trên dầm theo phương pháp phân tích dạng chính



Hình 3.39. Biểu đồ Lực dọc trên dầm theo phương pháp phân tích dạng chính

b. Kết quả phương pháp tích phân trực tiếp

c. So sánh nội lực phương pháp phân tích dạng chính và phương pháp tích phân trực tiếp

Bảng 3.15. So sánh nội lực trên dầm tại vị trí tháp

Nội lực	Trên dầm tại tháp P19		
	Phương pháp phân tích dạng chính (1)	Phương pháp tích phân trực tiếp (2)	So sánh (1) và (2) %
Fx (KN)	3361,45	5390,37	37,64
Fy (KN)	6255,75	6561,91	4,67
Fz (KN)	1228,92	2358,03	47,88
Mx (KN.m)	11157,23	11075,11	0,74
My (KN.m)	42878,78	54847,97	21,82
Mz (KN.m)	635327,75	627892,17	1,17

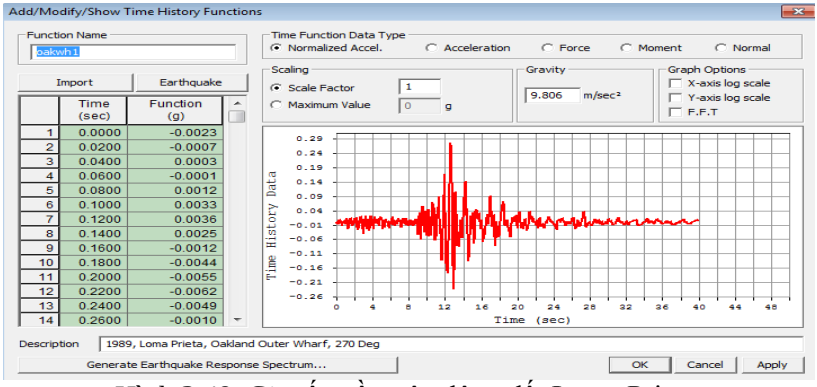
Bảng 3.16. So sánh nội lực tại chân tháp

Nội lực	Chân tháp		
	Phương pháp phân tích dạng chính (1)	Phương pháp tích phân trực tiếp (2)	So sánh (1) và (2) %
Fx (KN)	69704,25	73028,47	4,55
Fy (KN)	8578,58	9930,53	13,61
Fz (KN)	3837,42	4988,27	23,07
Mx (KN.m)	3372,67	3357,31	0,46
My (KN.m)	224009,08	264280,17	15,24
Mz (KN.m)	170258,43	182154,47	6,53

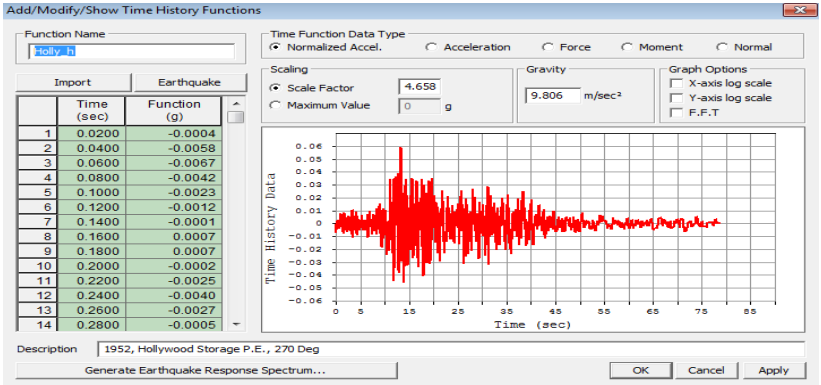
Qua các kết quả tính toán so sánh ta thấy nội lực trên dầm và tháp cầu khi phân tích theo phương pháp tích phân trực tiếp lớn hơn phương pháp phân tích dạng chính. Sự sai khác này khoảng 15%.

3.3.2. Trường hợp 2: Xét trường hợp cầu chịu tác động của 2 trận động đất có cường độ bằng nhau nhưng thời gian kéo dài dao động đất nền khác nhau

Ta chọn gia tốc nền mô phỏng theo trận động đất Loma Prieta, Oakland Outer Wharf 1989 và trận động đất Hollywood Storage P.E 1952 (Lấy từ Midas) trong đó khếch đại trân động đất Hollywood Storage P.E 1952 lên 4,658 lần



Hình 3.49. Gia tốc nền trận động đất Loma Prieta, Oakland Outer Wharf 1989



Hình 3.50. Gia tốc nền của trận động đất Hollywood Storage P.E 1952

Bảng 3.18. So sánh nội lực trên dầm tại tháp P19 ứng với 2 trận động đất

Nội lực	Trên dầm tại tháp P19		
	Trận động đất Loma Prieta 1989 (1)	Trận động đất Hollywood 1952 (2)	So sánh (1) và (2) %
Fx (KN)	29623	79502	63
Fy (KN)	26454	25560	3
Fz (KN)	19916	53065	62
Mx (KN.m)	51122	46231	10
My (KN.m)	254837	1063474	76
Mz (KN.m)	1369861	2380810	42

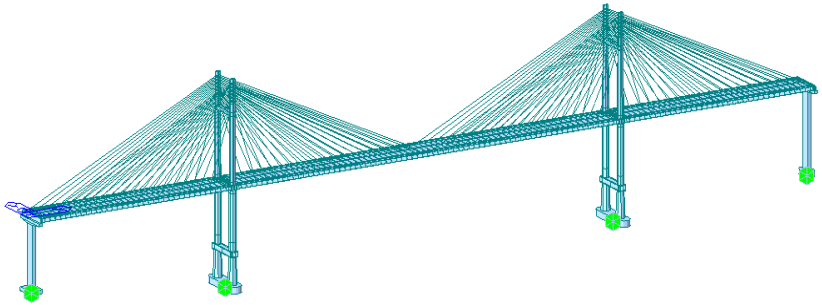
Bảng 3.20. So sánh nội lực tại chân tháp ứng với 2 trận động đất

Nội lực	Chân tháp		
	Trận động đất Loma Prieta 1989 (1)	Trận động đất Hollywood 1952 (2)	So sánh (1) và (2) %
Fx (KN)	78391	188295	58
Fy (KN)	26096	49853	48
Fz (KN)	24321	86469	72
Mx (KN.m)	14309	37485	62
My (KN.m)	485725	2082079	77
Mz (KN.m)	276949	588198	53

Qua các kết quả tính toán so sánh ta nhận thấy rằng các trận động đất có cùng cường độ nhưng thời gian kéo dài dao động mạnh càng lớn thì nội lực trong kết cấu càng bất lợi.

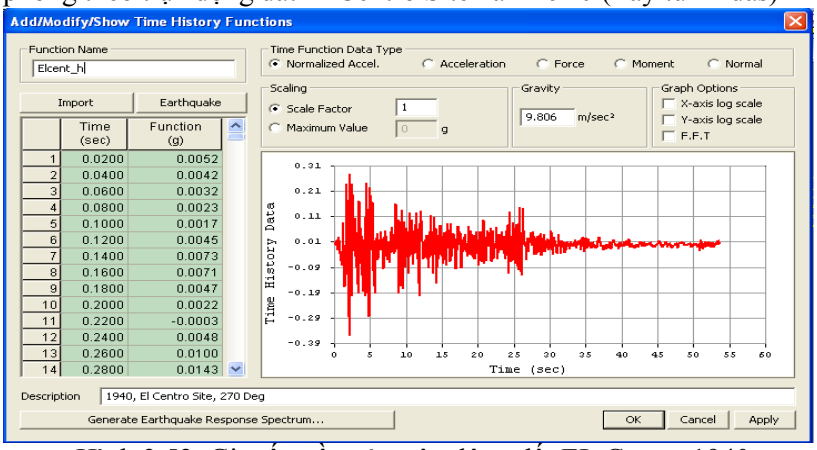
3.3.3. Trường hợp 3: Phân tích cầu chịu tải trọng động đất khi không xét tương tác với đất nền và so sánh với trường hợp có xét tương tác với đất nền theo phương pháp lịch sử thời gian

Xây dựng mô hình và gán các điều kiện biên



Hình 3.51. Mô hình tính toán cầu dây văng Bình Khánh khi không xét tương tác với đất nền

Trong phân tích lịch sử thời gian ta chọn gia tốc nền mô phỏng theo trận động đất El Centro Site năm 1940 (Lấy từ Midas)



Hình 3.52. Gia tốc nền của trận động đất EL Centro 1940

Bảng 3.22. So sánh nội lực trên dầm tại giữa nhịp biên khi có xét và không xét tương tác với đất nền

Nội lực	Có xét tương tác với đất nền (1)	Không xét tương tác với đất nền (2)	So sánh (1) và (2) %
Fx (KN)	4973	5240	5
Fz (KN)	1360	1586	14
Mx (KN.m)	5047	5671	11
My (KN.m)	33209	40468	18

Bảng 3.23. So sánh nội lực tại chân tháp khi có xét và không xét tương tác với đất nền

Nội lực	Có xét tương tác với đất nền (1)	Không xét tương tác với đất nền (2)	So sánh (1) và (2) %
Fy (KN)	10471	11575	10
Fz (KN)	4376	5531	21
Mx (KN.m)	3674	4245	13
My (KN.m)	265408	296008	10

Qua các kết quả tính toán so sánh ta nhận thấy rằng khi xét đến yếu tố tương tác giữa nền đất và kết cấu do động đất gây ra thì hiệu ứng lực tác dụng lên công trình giảm đi.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Luận văn đã tiến hành tính toán dao động cầu dây văng Bình Khánh – TP HCM chịu tải trọng động đất theo các phương pháp khác nhau.

Các kết quả chính đạt được của luận văn bao gồm

- Nghiên cứu tổng quan về động đất và các phương pháp tính động đất đang được áp dụng phổ biến trên thế giới và Việt Nam.

- Áp dụng phần mềm Midas civil v7.3.0 vào phân tích dao động cầu dây văng Bình Khánh – TP HCM chịu tải trọng động đất theo phương pháp phổ phản ứng và phương pháp lịch sử thời gian.

- Tính toán nội lực trong cầu dây văng Bình Khánh chịu tác dụng của tải trọng động đất có xét đến tương tác của đất nền theo phương pháp phổ phản ứng, phương pháp phân tích dạng chính và phương pháp tích phân trực tiếp. Kết quả đạt được:

+ Trong phương pháp phân tích đa phổ, khi số lượng dạng dao động chính được xét tăng lên thì kết quả nội lực trong cầu càng tăng và càng chính xác. Khi tăng số dạng dao động từ 10 lên 300 dạng thì hệ quả của động đất tăng lên 24%.

+ Nếu xét ảnh hưởng của đất nền thì khi đất nền càng yếu, hệ quả của động đất càng giảm. Khi chỉ số SPT của đất nền giảm đi 10% thì nội lực trong cầu giảm đi khoảng 3,2% tại giữa dầm nhịp biên, giảm khoảng 8,4% tại giữa dầm nhịp giữa và giảm khoảng 5,5% tại chân tháp.

+ Trong phương pháp lịch sử thời gian, khi tính bằng tích phân trực tiếp thì nội lực trong cầu lớn hơn cách tính bằng phân tích dạng chính. Kết quả khi tính bằng tích phân trực tiếp lớn hơn phân tích dạng chính khoảng 15%.

+ Hệ quả của động đất lên kết cấu không những phụ thuộc vào giá trị gia tốc cực đại mà còn phụ thuộc rất lớn vào thời gian kéo dài dao động mạnh. Khi có cùng gia tốc cực đại, hệ quả trận động đất Hollywood 1952 (thời gian kéo dài dao động lớn) cao hơn trận động đất Loma Prieta 1989 (thời gian kéo dài dao động nhỏ) khoảng 56%.

- Trong trường hợp không xét tương tác với đất nền thì hệ quả của động đất tăng lên, cụ thể:

+ Hệ quả của động đất tăng lên khoảng 12% tại giữa dầm nhịp biên.

+ Hệ quả của động đất tăng lên khoảng 14% tại chân tháp và 10% tại bệ tháp.

Tuy nhiên luận văn còn một số mặt hạn chế

Luận văn chưa xây dựng được mô hình kháng chấn, giảm chấn cho công trình dưới tác dụng của tải trọng động đất, chưa xét đến phi tuyến.

Hướng nghiên cứu tiếp theo của đề tài

Xây dựng được các mô hình kháng chấn, giảm chấn để hạn chế tác động của động đất lên công trình và phân tích phi tuyến để xem xét đến sự làm việc ngoài miền đàn hồi của vật liệu cũng như cơ chế hình thành khớp dẻo.