

# PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH VÀ ĐỘ BỀN CỦA ĐẬP BÊ TÔNG ĐẦM LĂN

GS. TS. NGUYỄN VĂN LỆ  
Đại học Thủy lợi

**Tóm tắt:** Bài báo trình bày những điểm cần lưu ý khi phân tích ổn định và độ bền của đập trọng lực bê tông đầm lăn, một số kết quả tính đập bê tông đầm lăn trong nước. Báo cáo cũng trình bày một số điểm mới trong phân tích độ bền của đập chịu tải trọng động đất theo qui phạm của nước ngoài.

## 1. Mở đầu

Đập bê tông đầm lăn được thi công bằng phương pháp dùng lu lăn đầm chặt từng lớp bê tông có độ sụt nhỏ, hàm lượng chất kết dính thấp, nên thân đập thường bị phân lớp. Mặt phân lớp có tính bám dính kém, dễ bị bong tách và trượt, nhất là khi đập chịu tải trọng động đất. Đây là đặc điểm cần lưu ý khi tính toán và đánh giá ổn định và độ bền của đập bê tông đầm lăn. Mặt khác, khả năng chịu kéo của bê tông đầm lăn kém, mà thường không dùng cốt thép trong bê tông đầm lăn, nên phải thiết kế sao cho ứng suất kéo không xuất hiện trong điều kiện làm việc bình thường và chỉ cho phép ứng suất kéo xuất hiện ở một mức độ nhất định trong điều kiện làm việc không bình thường, như chịu tác động của động đất hoặc biến đổi nhiệt độ bất lợi v.v. [1].

Về cơ bản, khi phân tích ổn định và phân tích ứng suất của đập bê tông đầm lăn vẫn dùng các phương pháp sử dụng cho đập bê tông thường, song trong tính toán và đánh giá phải xét đến những điểm khác biệt về mặt ứng xử cơ học của bê tông đầm lăn so với bê tông thường.

## 2. Kiểm tra ổn định đập bê tông đầm lăn

Kiểm tra ổn định cho đập trọng lực bê tông đầm lăn được thực hiện như cho đập trọng lực bê tông thường. Các đập bê tông đầm lăn lớn được thiết kế và xây dựng ở trong nước như Định Bình, Plêikrông, Sơn La, Bản Vẽ v.v. ngoài qui phạm trong nước, còn tham khảo các qui phạm của nước ngoài như Nga, Mỹ, Trung Quốc v.v. Điểm cần lưu ý khi tính ổn định của

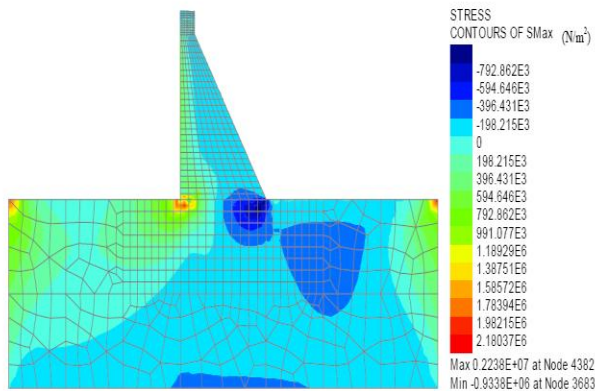
đập bê tông đầm lăn là:

+ Do lực dính ở mặt phân lớp của bê tông đầm lăn biến đổi lớn nên cần lựa chọn thận trọng giá trị của nó khi tính ổn định trượt. Trong thiết kế sơ bộ giá trị này chỉ nên lấy bằng 5% trị số của độ bền nén khi có tưới vừa, còn khi không tưới vừa giá trị này lấy bằng 0. Góc ma sát trong thường biến đổi từ  $40^\circ$  đến  $60^\circ$ . Trong thiết kế sơ bộ nên lấy giá trị này bằng  $45^\circ$ , song phải kiểm định lại bằng thí nghiệm trên mẫu thí nghiệm trong phòng khi thiết kế hỗn hợp bê tông đầm lăn và trên nồn khoan lấy từ các mặt cắt thử nghiệm của giai đoạn thiết kế. Các thí nghiệm phải chứng tỏ rằng sức chống trượt của mặt phân lớp điển hình phải thoả mãn hoặc vượt yêu cầu thiết kế [1].

+ Trường hợp xảy ra nứt mặt thượng lưu ở một mặt phân lớp nào đó thì khi tính ổn định trượt hoặc lật ở mặt phân lớp đó phải kể đến áp lực thủy tĩnh trong khe nứt. Thông thường, đập thường bị nứt khi chịu tác dụng của động đất, nên phải kiểm tra ổn định của đập "sau động đất" (post-earthquake stability). Nhằm hạn chế nứt, một số đập dùng biện pháp tưới vừa ở mặt phân lớp để tăng lực dính kết giữa các lớp, song phải tưới trên toàn bộ mặt lớp chứ không phải chỉ ở phần thượng lưu của đập [2].

Cũng cần nói thêm là, với một số đập bê tông đầm lăn ở trong nước, tính toán cho trường hợp động đất thực hiện chưa nhất quán, cụ thể là khi tính ổn định coi lực động đất là lực quán tính tĩnh, còn khi phân tích ứng suất lại dùng phương pháp phổ tuyến tính.

### 3. Phân tích ứng suất và đánh giá độ bền đập bê tông đầm lăn

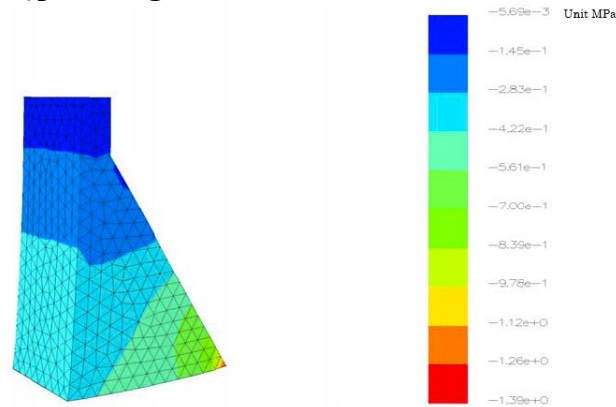


Hình 1. Phân tích ứng suất bằng mô hình 2D

Trong thiết kế đập trọng lực bê tông đầm lăn hiện nay vẫn sử dụng các qui định về tổ hợp tải trọng, phương pháp tính toán ứng suất và tiêu chí đánh giá độ bền tương tự như cho đập trọng lực bê tông thường.

Về phương pháp tính toán ứng suất, các qui phạm hiện nay, chẳng hạn [3], [4], đều qui định đối với các đập lớn phải sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) với mô hình 2D hoặc 3D, có xét đến sự tương tác giữa đập và nền.

Với đập có chiều dài lớn, có các khe co ngót nhiệt độ (contraction joint) và không có các khớp nối đứng (keyed joint) thì thường sử dụng mô hình 2D. Còn với đập nằm ở vị trí khe núi hẹp có bờ dốc đứng và đập có mô đun của đá nền biến đổi dọc theo chiều dài thì nhất thiết phải sử dụng mô hình 3D. Ở mô hình 2D thường sử dụng các phần tử có dạng tam giác hoặc tứ giác (h. 1), còn ở mô hình 3D thường sử dụng các phần tử khối bốn mặt hoặc khối sáu mặt (h. 2). Khi xây dựng mô hình phải chú ý lấy vùng nền đủ lớn để phản ánh được sát ảnh hưởng của nó đến biến dạng và ứng suất của đập, đồng thời mạng lưới phần tử sử dụng phải tiếp cận sát nhất dạng hình học của đập. Mặt khác, ở những khu vực có khả năng xuất hiện sự tập trung ứng suất như vùng tiếp giáp giữa đập và nền, xung quanh hành lang quan trắc v.v phải dùng những phần tử có kích thước nhỏ, còn xa những khu vực này có thể sử dụng những phần tử có kích thước lớn hơn.



Hình 2. Phân tích ứng suất bằng mô hình 3D một phần của đập

Khi phân tích ứng suất của đập trọng lực bê tông thường hoặc đập bê tông đầm lăn bằng phương pháp PTHH có thể dùng mô hình tuyến tính hoặc phi tuyến.

Phần lớn các tính toán dùng trong thiết kế hiện nay sử dụng mô hình tuyến tính, trong đó bê tông và đá nền được coi là chỉ làm việc trong giai đoạn đàn hồi tuyến tính, quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của vật liệu là quan hệ bậc nhất. Mặt khác, trong tính toán không xét đến sự xuất hiện và phát triển của vết nứt trong đập, trong nền, ở mặt tiếp giáp giữa đập và nền hoặc không xét chuyển vị tương đối giữa hai khối đập ở vị trí các khe co ngót nhiệt độ hoặc ở vị trí các khớp nối đứng hay hai khối nền ở vị trí đứt gãy.

Với mô hình tuyến tính, khi xét tải trọng tĩnh, phương trình cơ bản của phương pháp PTHH thường được viết ở dạng [6]:

$$K \Delta = F \quad (1)$$

trong đó:

-  $\Delta$  là véc tơ chuyển vị nút kết cấu, là tập hợp của các chuyển vị thẳng ở các điểm nút của mạng lưới phần tử.  $\Delta$  là ẩn của bài toán.

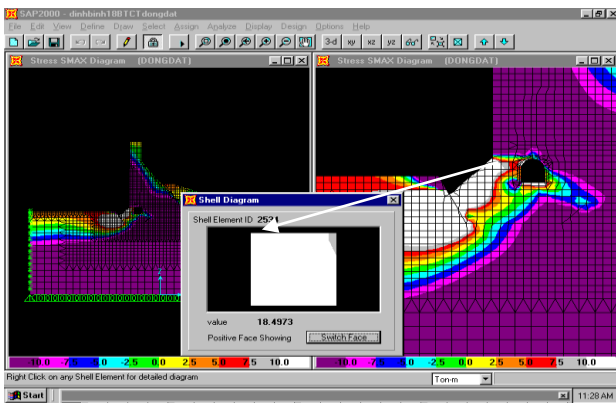
-  $K$  là ma trận cứng của kết cấu. Cấp ma trận bằng số chuyển vị nút của mạng lưới phần tử. Giá trị của các phần tử của ma trận được xác định từ hình dạng, kích thước của các phần tử và đặc trưng cơ học của vật liệu ở các phần tử đó.

-  $F$  là véc tơ tải kết cấu. Giá trị các phần tử của nó được xác định từ tải trọng tập trung tác dụng trực tiếp tại các nút phần tử, tải trọng phân

bổ tác dụng bên trong phần tử, trên cạnh phần tử (với bài toán 2D), trên mặt phần tử (với bài toán 3D) hoặc từ các tác động bên ngoài khác, ví dụ như sự thay đổi nhiệt độ trong quá trình khai thác, vận hành.

Giải (1) xác định được chuyển vị nút phần tử và từ đó xác định được ứng suất tại các nút phần tử.

Hình 3 biểu diễn kết quả tính toán ứng suất của đập Định Bình cho trường hợp nước trong hồ chứa ở MNGC [7]. Có thể thấy, ứng với trường hợp này vùng xung quanh hành lang quan trắc, đặc biệt là vùng mũi chân đập và vùng nền phía dưới nó bị kéo mạnh. Do vậy khi thiết kế đã phải có giải pháp xử lý thích đáng.



Hình 3. Kết quả tính toán ứng suất đập Định Bình ứng với MNGC

Do phát triển của lý thuyết và kỹ thuật tính toán cũng như yêu cầu tiếp cận ứng xử thực tế của đập, nhằm đánh giá đúng đắn và tin cậy hơn mức độ an toàn của đập, khoảng 10~20 năm trở lại đây nhiều tính toán phi tuyến đã được thực hiện. Bài toán phi tuyến thường được phân làm hai loại: phi tuyến vật lý và phi tuyến hình học.

Với bài toán phi tuyến vật lý, trong tính toán thường sử dụng mô hình vật liệu Morh-Coulomb hoặc Druger-Prager cho bê tông và đá nền. Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng khi vật liệu làm việc ngoài giới hạn đàn hồi tuyến tính được mô tả bởi công thức:

$$\begin{aligned} d\varepsilon_x &= \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_x} & d\gamma_{xy} &= \lambda \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}} \\ d\varepsilon_y &= \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_y} & d\gamma_{yz} &= \lambda \frac{\partial f}{\partial \tau_{yz}} \\ d\varepsilon_z &= \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_z} & d\gamma_{zx} &= \lambda \frac{\partial f}{\partial \tau_{zx}} \end{aligned} \quad (2)$$

trong đó

-  $f$  là hàm dẻo, ví dụ với vật liệu tuân theo điều kiện dẻo Morh-Coulomb hàm dẻo có dạng:

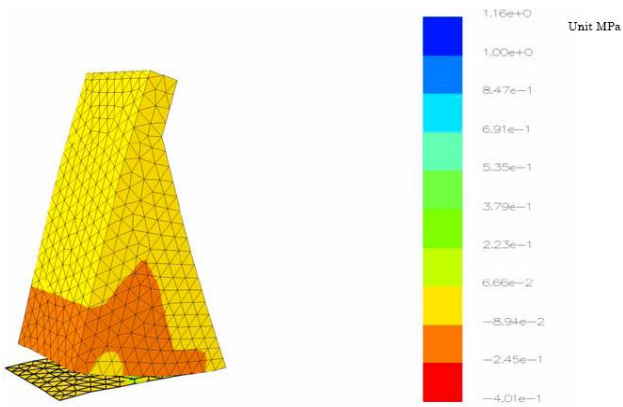
$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2}|\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2}|\sigma_2 + \sigma_3|\sin\varphi - c\cos\varphi = 0 \\ f_2 &= \frac{1}{2}|\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2}|\sigma_3 + \sigma_1|\sin\varphi - c\cos\varphi = 0 \\ f_3 &= \frac{1}{2}|\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2}|\sigma_1 + \sigma_2|\sin\varphi - c\cos\varphi = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

-  $\varphi, c$  là góc ma sát trong và lực dính,

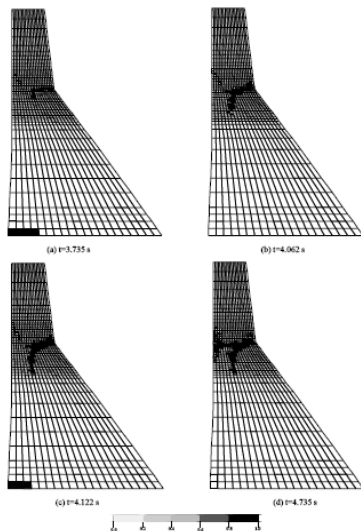
-  $\lambda$  là một đại lượng vô hướng.  $\lambda=0$  khi vật liệu làm việc ở giai đoạn đàn hồi,  $\lambda>0$  khi vật liệu bước sang giai đoạn chảy dẻo [6].

Bài toán phi tuyến hình học nghiên cứu sự xuất hiện và phát triển của vết nứt trong đập, trong nền, ở mặt tiếp giáp giữa đập và nền hoặc chuyển vị tương đối giữa hai khối đập ở vị trí các khe co ngót nhiệt độ hoặc ở vị trí các khớp nối đứng hay hai khối nền ở vị trí đứt gãy. Khi giải bằng phương pháp PTHH, cả hai dạng bài toán phi tuyến nêu trên đều được giải trên cơ sở bài toán tuyến tính [10, 11, 12].

Hình 3 và hình 4 biểu diễn kết quả giải bài toán nghiên cứu sự xuất hiện và phát triển vết nứt trong đập Scalere (Ý) và Konya (Án Độ). Đập Konya là một trong số ít đập lớn đã từng chịu động đất cấp 7 và có một số hiện tượng hư hỏng nên hầu hết các lý thuyết mới về tính toán động đất cho đập đều lấy đập này để kiểm chứng mức độ phù hợp của lý thuyết đề xuất.



Hình 3. Phát triển vết nứt ở một mặt cắt của đập Scalere (Ý)

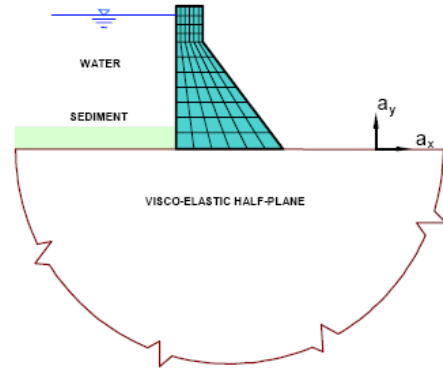


Hình 4. Kết quả phân tích vết nứt của đập Konya (Ấn Độ)

Tính toán động đất đập trọng lực bê tông đầm lăn cũng sử dụng phương pháp phổ tuyến tính (linear spectrum) hoặc phương pháp động lực học trực tiếp (time history) như khi tính toán cho đập trọng lực bê tông thường.

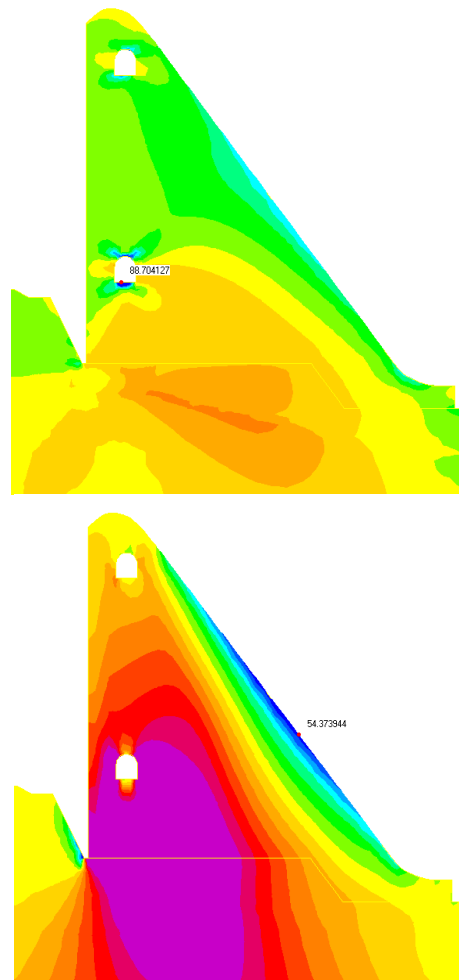
Chú ý là, khi tính toán động đất cho đập phải kể ảnh hưởng của khối lượng nước trước đập, không kể đến quán tính của nền, lực quán tính động đất phải tính cho cả phương ngang và phương đứng, mô đun đàn hồi của vật liệu dùng trong tính toán phải là mô đun đàn hồi động (trị của nó thường cao hơn trị của mô đun đàn hồi tĩnh). Khi đánh giá độ bền của đập do động đất cũng phải dùng độ bền nén và độ bền kéo động, chúng có giá trị cao hơn các giá trị tĩnh tương ứng.

cho đập trọng lực.



Hình 5. Mô hình tính toán động đất đối với đập trọng lực

Hình 6 biểu diễn kết quả phân tích ứng suất cho trường hợp động đất của đập Sông Côn (Quảng Nam) bằng phương pháp phổ tuyến tính [8].



Hình 6. Kết quả tính toán ứng suất pháp  $\sigma_x$  (hình(trái)) và  $\sigma_y$  (hình phải) khi động đất của đập Sông Côn bằng phương pháp phổ tuyến tính

Việc lựa chọn phổ thiết kế và bảng gia tốc để tính toán động đất cho các đập lớn cũng như các công trình xây dựng quan trọng trong nước cũng là vấn đề cần được thảo luận và đầu tư nghiên cứu thêm.

Điều đáng tiếc là hiện ở nước ta chưa có qui phạm riêng về thiết kế kháng chấn cho công trình thủy lợi nói chung và đập bê tông nói riêng. Hầu hết các đập trọng lực bê tông đầm lăn được xây dựng ở trong nước cho đến nay khi thiết kế đều phải tham khảo các qui phạm thiết kế kháng chấn của nước ngoài, chẳng hạn [4], [5], [14].

Về tiêu chí đánh giá độ bền, một số qui phạm mới ban hành đã gắn việc đánh giá độ bền với phương pháp tính toán khiến việc đánh giá được hợp lý hơn. Chẳng hạn dự thảo "Hướng dẫn một số nội dung chủ yếu khi thiết kế đập RCC" do Tập đoàn điện lực Việt Nam ban hành tháng 1 năm 2007 hoặc qui phạm thiết kế đập trọng lực

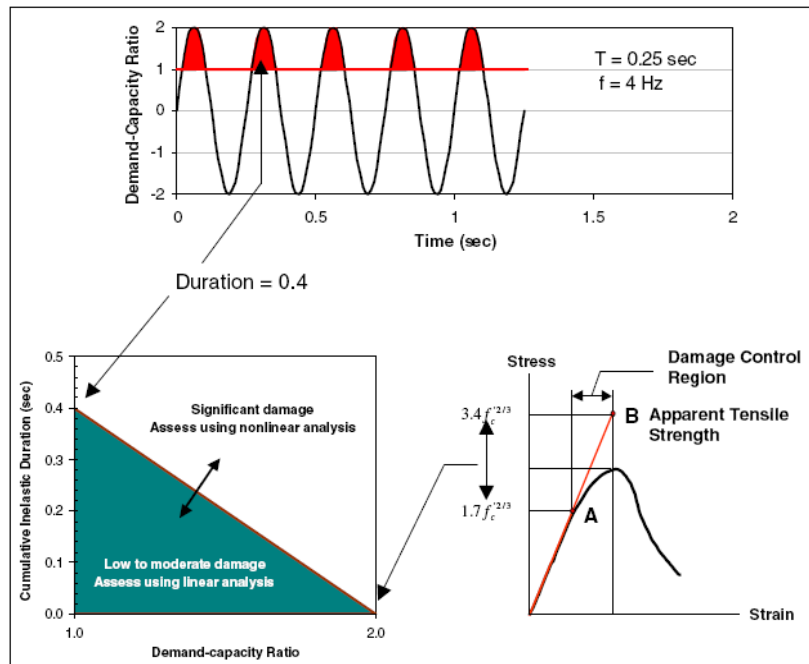
bê tông của Trung Quốc DL 5108-1999 ban hành 24 tháng 11 năm 2000 đã xây dựng tiêu chí đánh giá độ bền khi phân tích ứng suất của đập bằng phương pháp PTHH.

Cũng về đánh giá an toàn của đập, khi tính động đất bằng phương pháp động lực học trực tiếp cũng dùng một tiêu chí mới trên cơ sở hai thông số sau:

+ Hệ số năng lực yêu cầu DCR (demand-capacity ratio), viết tắt là D, là tỷ số giữa ứng suất chính tính được và độ bền kéo để đánh giá độ bền của đập.

+ Thời đoạn phi đàn hồi tích lũy (accumulative inelastic duration) hoặc thời đoạn vượt ứng suất tích lũy (cumulative overstress duration), viết tắt là C, là tổng khoảng thời gian ứng suất vượt quá độ bền kéo của vật liệu bê tông [13],[14].

Hình 7 minh họa định nghĩa hai thông số này và tiêu chí đánh giá hư hỏng của đập chịu tải trọng động đất [14].



Hình 7. Biểu diễn động đất và tiêu chí đánh giá hư hỏng

Theo tiêu chí này mức độ hư hỏng của đập được chia làm 3 hạng như sau:

+ Không hư hỏng hoặc hư hỏng rất ít:  $DCR \leq 1$ , đập làm việc trong miền đàn hồi tuyến

tính, có rất ít hoặc không có khả năng hư hỏng.

+ Hư hỏng chấp nhận được:  $1 < DCR < 2$ , đập bắt đầu có ứng xử phi tuyến, xuất hiện vết nứt hoặc mở rộng các khe, vùng ứng suất vượt quá

(overstress region) không lớn hơn 15% diện tích mặt cắt ngang và thời đoạn vượt ứng suất tích lũy, ứng với DCR nằm giữa 1 và 2, nằm phía dưới đường quan hệ D~C trong hình 6.

+ Hư hỏng nặng: DCR>2 hoặc thời đoạn vượt ứng suất tích lũy, ứng với DCR nằm giữa 1

và 2, nằm phía trên đường quan hệ D~C trong hình 6. Trường hợp này phải phân tích động đất bằng phương pháp động lực học trực tiếp phi tuyến (non-linear time history analysis), đặc biệt là khi chu kỳ cơ bản của đập rơi vào đoạn đường cong phổ đi xuống

#### **Tài liệu tham khảo**

- [1] EM 1110-2-2006 Roller Compact Concrete, 15 January 2000, US Army Corps of Engineers
- [2] M. Wieland: Seismic Aspects of Dams, General Report, 21st Conference on Large Dams, Montreal, 2003
- [3] EM 1110-2-2000 Gravity Dam Design, 30 June 1995, US Army Corps of Engineers
- [4] Qui phạm thiết kế đập trọng lực bê tông của Trung Quốc DL 5108 -1999, Nhà xuất bản điện lực Trung Quốc, 2000
- [5] EP 1110-2-12 Seismic Design Provisions for Roller Compacted Concrete Dams, 30 September 1995, US Army Corps of Engineers
- [6] Sổ tay kỹ thuật thủy lợi (Phần 1: Toán và Cơ học kết cấu), Nhà xuất bản nông nghiệp, 2005
- [7] V. T. Hải, N. V. Lê: Tính toán ứng suất đập trọng lực RCC hồ chứa Định Bình, Báo cáo thuyết minh tính toán, HEC1, 2004
- [8] V. T. Hải, N. V. Lê: Tính toán ứng suất đập trọng lực RCC hồ chứa Sông Côn, Báo cáo thuyết minh tính toán, TTTĐ, 2007
- [10] G. Bureau, T. O. Keller, S. W. McClelland: Nonlinear Seismic Analysis of Sweetwater Main Dam, Proc. 25th USSD Annual Meeting and Conference 2005
- [11] S. W. Alves: Nonlinear Analysis of Pacoima Dam with Spatially Nonuniform Ground Motion, Report, CIT, California, 2005
- [12] M. Wieland: Seismic Analysis Tensile Stresses, International Water Power & Dam Construction, 2005
- [13] Y. Ghanaat: Failure Modes Approach to Safety Evaluation of Dams, Proc. of 13th CEE, 2004
- [14] EM 1110-2-6051 Time History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures, 22 December 2003, US Army Corps of Engineers

#### **Summary**

### **STABILITY AND STRENGTH ANALYSIS OF RCC DAM**

By Prof. Dr. Nguyen Van Le - WRU

*The paper presents the key knowledge for stability and strength analysis of Roller Compacted Concrete (RCC) Dams and the analysis results for some RCC dams constructed in Vietnam. At the same time, some advanced concepts in seismic analysis and damage criteria for RCC dams are presented.*

---

Ng- òi phản biện: **GS.TS. Nguyễn Văn Mạo**